

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

UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : CONSTRUCTION CIVILES ET INDUSTRIELLES

Thème

Etude comparative entre une analyse sismique monomodale et une
analyse sismique multimodale (cas d'un pont)

Soutenu le :

Présenté par :

- Mr LARABI Achour
- Mr DAHMANE Abderrahmane

Président du jury

Dr BENNACER Lyacine Univ.d'ADRAR

Encadré par :

- Mr IKHLEF Boualem Univ.d'ADRAR

Examineurs

Mr. HAMOUDA Abdelaziz Univ.d'ADRAR

Promotion 2015/2016



REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Allah qui nous a procuré ce succès.

A travers ce modeste travail, nous tenons à remercier notre encadreur

Mr : IKHLEF.B pour ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'elles nous ont apportées durant notre réalisation de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux, messieurs le président du jury **Dr : BENNACER.L** et le membre de jury **Mr:**

HAMOUDA.Ad'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude. Sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail.

ACHOUR & ABDERRAHMANE

Résumé

L'analyse des structures soumises aux actions sismiques, constitue un domaine de recherche d'actualité et revêt un intérêt particulier dans les pays où l'activité sismique est importante. Maîtriser les méthodes d'analyse sismique des structures permettant de réduire au maximum les dégâts causés par les tremblements de terre et protéger les populations occupants ces ouvrages.

Ce mémoire entre dans le but de maîtriser les méthodes d'analyse sismique des structures (monomodale et multimodale) par la réalisation d'une étude comparative entre les deux méthodes pour mieux comparer le comportement des ouvrages dans chaque cas d'analyse sismique.

Mots clés : séisme, pont, ouvrage d'art, méthodes d'analyse sismique, analyse sismique monomodal, analyse sismique multimodale.....

Abstract

The analysis of structures subject to seismic actions constitutes a topical area of research and sparks a particular interest in the countries where seismic activities are important. Mastering the methods of analysis of structures that enables to reduce at the maximum the damages caused by earthquakes and to protect the populations occupying these areas.

This dissertation aims at mastering the methods of seismic analysis of structures (monomodal and multimodal) by conducting a comparative study between the two methods in order to compare better the areas in each case of seismic analysis

Key-words: Earthquake, bridge, art work, seismic analysis methods, seismic analysis monomodal, multimodal seismic analysis..

المخلص

تحليل الهياكل الخاضعة للفعل الزلزالي موضوع للبحث في الوقت الراهن ويثير اهتمام العديد خاصة البلدان التي تكون فيها الأنشطة الزلزالية مرتفعة فمن الضروري الاعتماد على طرق تحليل المنشآت و التي تمكن من تخفيض في أقصى الأضرار الناجمة عن الزلازل وحماية السكان هذه المناطق.

وتهدف هذه الأطروحة في السيطرة على طرق التحليل الزلزالي (الاحادية ومتعدد الوسائط) عن طريق إجراء دراسة مقارنة بين طريقتين من أجل مقارنة أفضل المناطق في كل حالة من التحليل الزلزالي

الكلمات المفتاحية: زلزال، جسر، عمل فني، وأساليب التحليل الزلزالي، التحليل الزلزالي الاحادي، التحليل الزلزالي المتعدد الوسائط ..

Tableau des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : GENERALETES SUR LES SEISMES.....	3
I.1Introduction.....	3
I.2 La sismologie.....	3
I.3 Objectifs de la sismologie appliquée à la construction.....	3
I.4Le séisme.....	4
I.4.1Origine des séismes.....	4
I.4.2 Les caractéristiques et les paramètres d'un séisme.....	4
I.5 Les faille.....	7
I.5.1Classification des failles.....	8
I.6Classification des séismes.....	8
I.6.1-les séismes superficiels :	9
I.6.2- les séismes intermédiaires :	9
I.6.3- les séismes profonds :	9
I.7 Propagation des ondes.....	9
I.7.1 Les ondes de volume :	9
I.7.2 Les ondes de surface :	10
I.7.3 Vitesse de propagation des ondes de cisaillement.....	11
I.8 Enregistrement des tremblements de Terre.....	12
I.9 Le risque sismique en Algérie.....	13
I.9.1 Séismes en Algérie :	13
I.9.2 Zones sismiques en Algérie:	13
I.10 Conclusion :	14
CHAPITRE II : GENERALETES SUR LES PONTS.....	15
II.1 Introduction.....	15
II.2 La définition et les constitutions d'un pont	15

II.2.1 Les éléments constitutifs d'un pont :	15
II.2.2 Les différentes formes du tablier d'un pont.....	16
II.3 Classifications des ponts	16
II.3.1 Critère de classification	16
II.3.2 Les grandes catégories	17
II.3.3 Les dalots et les buses	22
II.3.4 Les Passerelles.....	24
II.4 Les équipements des ponts	24
II.4.1- Étanchéité :	25
II.4.2 - Couches de roulement :	25
II.4.3 - Joints de chaussées :	25
II.4.4 -Dispositifs de retenue :	26
II.4.5 -Corniches :	26
II.4.6 Appareils d'appui.....	27
II.4.7- Dispositifs d'évacuation des eaux :	27
II.5 Etapes démarche de conception pont:	27
II.5.1 Recueil des données de l'ouvrage :	28
II.5.2 Choix du type d'ouvrage :	29
II.6 Conclusion	30
CHAPITRE III : LES METHODES DE CALCUL SISMIQUE DES STRUCTURES.....	31
III.1 Introduction.....	31
III.2 Rappel sur la dynamique des structures.....	31
III.2.1 Oscillateur simple.....	31
III.2.2 Formulation de l'équation du mouvement.....	32
III.2.3 Oscillateur libres	33
III.2.4 Oscillations forcées.....	36
III.3 Principe de base du calcul dynamique des structures.....	42

III.3.1 Méthodes d'analyse sismique des structures (cas des bâtiments)	43
III.3.2 Méthodes d'analyse sismique dans les cas des ouvrages d'arts.....	46
III.3.3 Les autres méthodes linéaires	47
III.4 Conclusion.....	48
CHAPITRE IV : Analyse sismique monomodale et multimodale d'un pont dalle.....	49
IV.1 Introduction.....	49
IV.2. Présentation de l'ouvrage.....	49
IV.2.1 Les caractéristiques de l'ouvrage	49
IV.2.2 Les données de l'ouvrage.....	50
IV.3 Analyse sismique monomodale de l'ouvrage (période fondamentale).....	52
IV.3.1 Direction longitudinale.....	53
IV.3.2 Direction transversale.....	58
IV.3.3 Direction verticale.....	60
IV.4 Analyse sismique multimodale de l'ouvrage (pont dalle).....	63
IV.4.1 Etapes de modélisation de notre ouvrage par SAP2000.....	64
IV.5 Présentation des résultats de l'analyse dynamique multimodale obtenue..	70
IV.5 .1 Déformé du pont sous les charges sismiques.....	70
IV.5 .2 Périodes propres du pont sous les charges sismique.....	70
IV.5.3 Les moments fléchissant.....	71
IV.6 Comparaison des résultats obtenus dans les deux cas d'analyses (monomodale et multimodale).....	73
IV.7 Conclusion.....	74
Conclusion générale.....	75
ANNEXE.....	76

Liste des figures

Figure I.1 : Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de la terre.....	4
Figure I.2 : Axonométrie schématique d'une source sismique.....	7
Figure I.3 : Les différents types des failles actives.....	8
Figure I.5 : Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S.....	10
Figure I.6 : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R.....	11
Figure I.7 : schéma simplifié d'un sismographe.....	12
Figure I.8 Carte zonage sismique du territoire national.....	14
Figure II.1 : Différentes parties d'un pont.....	16
Figure II.2 : Formes du tablier d'un pont.....	16
Figure II.3: différentes parties d'un pont à poutre.....	18
Figure II.4 : différentes parties d'un Pont à poutre treillis.....	18
Figure II.5 : différentes parties d'un Pont en arc.....	19
Figure II.6 : différentes parties d'un pont à béquilles.....	20
Figure II.7 : différentes parties d'un Pont suspendu.....	20
Figure II.8 : différentes parties d'un Pont en arc.....	21
Figure II.9 : différentes parties d'un Pont à voute.....	22
Figure II.10 : schéma d'un dalot cadre.....	23
Figure II.11 : buse en béton	23
Figure II.12 : Passerelle en arc : Vaxholm, Stockholmslän(Suède)	24
Figure II.13 : exemple joint de chausse.....	25
Figure II.14 : explique la Dispositifs retenue d'un pont (photo capturé lors de notre visite en site ksar El-ouata - wilaya de Bechar-2015).....	26
Figure II.15 : Exemple de corniche-caniveau.....	26
Figure II.16 : Exemple d'appareil d'appui d'un pont (photo capturé lors de notre visite en site ksar El-ouata - wilaya de Bechar-2015).....	27
Figure III.1 : oscillateur simple.....	31

Figure. III.2 : Oscillations libres non amorties.....	34
Figure. III.3 : Oscillations libres amorties.....	35
Figure. III.4 : Oscillations libres sous critique.....	36
Figure III.5 : oscillation forcées. Cas d'excitation harmonique.....	38
Figure III.6 : a) force périodique. b) impulsion.....	38
Figure III.7 : oscillation forcées. Cas général.....	39
Figure III.8 : excitation par déplacement d'appui.....	40
Figure. III.9 : calcul statique à partir de pseudo accélération	42
Figure IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	50
Figure IV.2 : Coupe transversale de l'ouvrage.....	50
Figure IV.3 : Schéma représenté les raideurs des appuis.....	54
Figure IV.4 : réaction d'appui d'un pont en deux travées.....	61
Figure IV.5 : Présentation de logiciel Sap2000.....	64
Figure IV.6 : Choix d'unité et de nouveau modèle.....	65
Figure IV.7 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».....	65
Figure IV.8 : Affectation de la longueur du tablier.....	66
Figure IV.9 : Représentation de la longueur du tablier.....	66
Figure VI.10 : représentation de la précontrainte des matériaux.....	66
Figure IV.11 : la section de tablier choisie.....	67
Figure IV.12 : division de notre tablier en deux travées.....	67
Figure IV.13 : les cas des charges statiques choisies.....	68
Figure IV.14: Affectation des valeurs des surcharges.....	68
Figure IV.15 : Définition des culées.....	69
Figure IV.16 : Détermination des Spectres Horizontal et Vertical.....	69
Figure IV.17 : Modèle finale du Pont.....	70
Figure IV.18 : déformation du tablier (Cas de charge sismique).....	70
Figure IV.19 : Diagramme de moment fléchissant due au poids propre.....	71

Liste des figures

Figure IV.20 : Diagramme de moment max verticale due au poids propre.....	71
Figure IV.21 : Diagramme de moment fléchissant de la combinaison sismique $E_x+0.3E_y+0.3E_z$	72
Figure IV.22 : Diagramme de moment fléchissant de la combinaison sismique $E_x+0.3E_y+0.3E_z$ sur les piles.....	72

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Echelle de Richter.....5

Tableau I.2 : Echelle M.S.K.....6

Tableau IV.1 : Les valeurs paramètre b.....62

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des périodes en seconde (s).....70

Tableau IV.4 : Résultats du SAP2000 (méthode multimodale) et méthode monomodale.....73

Liste des symboles

V_p : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

P : Densité du milieu [Ns^2 / m^4] ;

E : Module d'élasticité dynamique [N / m^2] ;

G : Module de cisaillement dynamique [N / m^2] ;

ν : Coefficient de poisson ;

λ : Constantes de lamé.

K : Les modules de compressibilité tels que, pour les parties élastiques linéaires d'un matériau hétérogène

u : Le déplacement de la masse par rapport à la position d'équilibre (m)

\dot{u} : La vitesse (m/s)

\ddot{u} : La accélération (m/s^2).

u_0 : Le déplacement

$p(t)$: La force extérieure appliquée (qui caractérise la sollicitation) (KN).

m : La masse de la structure (kg)

k : La rigidité du système élastique (N/m)

c : La coefficient d'amortissement

ω : La pulsation propre amortie (radian/sec)

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

f : La fréquence propre (hertz)

T : La période propre (s)

M : La matrice de masse de la structure.

C : La matrice d'amortissement.

K : La matrice de rigidité.

F_1 : Force de rappel

F_2 : Force d'amortissement

u : Le vecteur de déplacement de la structure (m)

- \dot{u} : Le vecteur de vitesse de la structure (m/s)
 \ddot{u} : Le vecteur d'accélération de la structure (m/s²)
 \ddot{u}_g : L'accélération du sol en fonction du temps.
 Δ : Vecteur unitaire dans la direction d'entraînement du sol.
 \mathbf{V} : La force sismique totale
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q
 W : Poids total de la structure
 W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
 W_{Qi} : Charges d'exploitation
 β : Coefficient de pondération
 D : Les vecteurs propres
 $V(t)$: Vecteur colonne des valeurs de fonctions (Intégrale de Duhamel)
 ω_i : La pulsation associée au vecteur propre(Di)
 p_i : Le facteur de participation modale
 Q : La charge d'exploitation
 S_a : Le spectre de calcul élastique
 A : Coefficient d'accélération de zone
 S : Coefficient de site
 T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
 η : Facteur de correction d'amortissement
 S_{ae}^v : Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale(m/s)
 ξ : Taux d'amortissement défini
 g : Accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
 ρ : Masse volumique t/m³
 S_{ae} : Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontales (m/s)

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale

M_T : La masse total (t)

M_p : Masse des piles (t)

Cdm : Centre de masse de tablier (m) ; **Cde** : Centre élastique des appuis (m)

e_0 : Excentricité théorique (m)

K : Raideur des appuis ($K_{culée}$: raideur de culée et K_{pile} : raideur de pile) KN/m

L : Longueur de tablier (m)

I : Moment d'inertie (m^4)

F : La force statique équivalente (KN)

G : Module de cisaillement de l'appareil (MPa)

$d_{sol}^{tablier}$: Déplacement du tablier par rapport au sol (m)

d_{sol}^{pile} : Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol (m)

μ : La masse linéique du tablier

R_i : Les réactions d'appui (KN)

a_N : est l'accélération nominale

R_M : correspond au plateau du spectre élastique normalisé

a : Le paramètre caractérise l'accélération du sol

Introduction générale

Les séismes sont provoqués par la libération d'une grande quantité d'énergie accumulée depuis des dizaines ou des centaines d'années dans une région donnée. Cette énergie libérée se propage sous forme d'ondes sismiques qui provoquent des vibrations à la surface de la terre. Les tremblements de la terre ont des effets dévastateurs sur les sols, les structures et ont des conséquences dangereuses sur les vies humaines.

Le risque sismique reste parmi les risques les plus actifs dans le nord du pays, car l'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes. Les dommages résultants sont non seulement aux individus mais aussi aux collectivités locales. Les grandes questions qui s'est toujours posées et qui se posent toujours à l'homme est : comment réagir face à cette calamité ? Peut-on prévoir le séisme ? Le fait de la prévoir suffit-il à résoudre tout ? Et malgré de l'évolution en termes de l'étude du phénomène de sismique, mais elle ne peut, à ce jour, prévoir le lieu, le jour et la force d'un séisme.

Les analyses et les évaluations de l'aléa sismique, s'imposent comme un élément de base de toute stratégie de développement et d'aménagement du territoire. De même, la conception parasismique des constructions doit tenir compte des principes suivants:

- Pendant un séisme, les pertes en vie humaine et les dégâts doivent être minimales.
- Limiter les dégâts pour assurer la continuité des activités pendant et après le tremblement de terre.
- Empêcher l'effondrement des bâtiments lors de l'apparition de tremblements de la terre, pour maintenir la sécurité de la vie.

En conséquent, les risques sismiques sur les ponts, peuvent avoir des conséquences catastrophiques. Certainement, l'effondrement d'un pont dans une ville ou dans une route peut engendrer des pertes humaines et économiques. Donc, il devrait être pris sagement la conception parasismique et l'analyse sismique des ponts selon le règlement parasismique en vigueur dans les zones sismiques.

Ce travail comprend une étude analytique d'un pont dalle sous l'influence de l'action sismique avec l'utilisation de deux méthodes d'analyse sismique ; la méthode analyse sismique monomodale et la méthode d'analyse sismique multimodale. Cette dernière est

réalisée par le logiciel SAP 2000. Les résultats obtenus dans les deux analyses nous permettons de comparer et de conclure des conclusions pratiques.

Ce travail se compose de quatre chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci dessous :

- Le premier chapitre présente des généralités sur les séismes et ces différents paramètres caractéristiques. Ainsi, la classification des séismes selon le risque sismique et les zones sismiques en Algérie.
- Dans le deuxième chapitre en donne des connaissances générales sur les différents types des ponts et les étapes de leur conception.
- Le troisième chapitre permet de rassembler toutes sortes d'informations sur les notions de base du calcul dynamique, et les méthodes d'analyse sismique des structures (cas des bâtiments et des ponts).
- Le quatrième chapitre présente une application pratique de l'analyse sismique d'un ouvrage d'art (exemple d'un pont dalle) par deux méthodes monomodale et multimodale. Cette dernière est réalisée par le logiciel SAP 2000. Le chapitre est finir par des interprétations et des comparaisons des résultats obtenues dans les deux méthodes d'analyses.

CHAPITRE I

CHAPITRE I

Généralité sur les séismes

CHAPITRE I**GENERALETES SUR LES SEISMES****I.1 Introduction**

Les séismes sont sans doute l'une des manifestations les plus frappantes de la vie, de la terre par les catastrophes qu'ils causent ainsi que par leur totale imprévisibilité jusqu'à présent. L'étude des séismes s'appelle sismologie. Les tremblements de terre sont l'un des modes indirects de dissipation de l'énergie interne de la terre.

Un séisme résulte d'un ébranlement brutal du sol provoqué par le déplacement des plaques tectoniques. L'énergie s'accumule tant qu'il y a un obstacle au déplacement des plaques ; puis elle est relâchée tout à coup lorsque les roches cèdent à la pression exercées sur elles. Le dégagement d'énergie est alors immense; il faut imaginer une quantité d'énergie capable de déplacer des morceaux de continents, de millions de kilomètres carrés, accumulée pendant des années en un point. [1]

I.2 La sismologie

L'étude des séismes ou sismologie est une branche de la géophysique qui a pour objectif de comprendre les causes et les modalités des phénomènes sismiques ainsi que l'étude de la structure interne du globe terrestre.

Dans ce chapitre, nous traitons d'une façon générale l'ensemble des problèmes relatifs à la sismologie, science qui s'est imposée à l'homme du fait des menaces des séismes et des dégâts socio-économiques qu'ils causent à l'humanité. [1]

I.3 Objectifs de la sismologie appliquée à la construction

Les objectifs de la sismologie appliquée à la construction sont :

- Identification des sources sismiques pouvant concerner le site à construire.
- Estimation de l'énergie sismique pouvant arriver sur le site (estimation de l'aléa sismique régional).
- Connaissance du comportement prévisible du site sous l'effet des séismes régionaux possibles (estimation de l'aléa sismique local).

- Maîtrise de la réponse potentielle des bâtiments, viabilités et équipements aux mouvements prévisibles du sol.
- Adoption de politiques de mitigation du risque sismique.
- Traduction réglementaire des connaissances. [2]

I.4 Le séisme

Un séisme est une fracturation brutale des roches en profondeur ; le long de failles en profondeur dans la croûte terrestre (rarement en surface). Le séisme génère des vibrations importantes du sol qui sont ensuite transmises aux fondations des bâtiments.

I.4.1 Origine des séismes

Un séisme correspond au glissement très brutal de deux parts de l'écorce terrestre appelés compartiments tectoniques, soit au sein de la couverture sédimentaire, soit dans la lithosphère elle-même (les 100 premiers kilomètres de la Terre). Ces compartiments, situés à plus ou moins grande profondeur, se trouvent séparés par une faille. Lorsque le jeu de la faille se produit, des ondes sismiques sont émises : elles se propagent jusqu'à la surface de la Terre où elles peuvent alors être détectées par des capteurs appelés sismomètres et enregistrées par des appareils appelés sismographes.

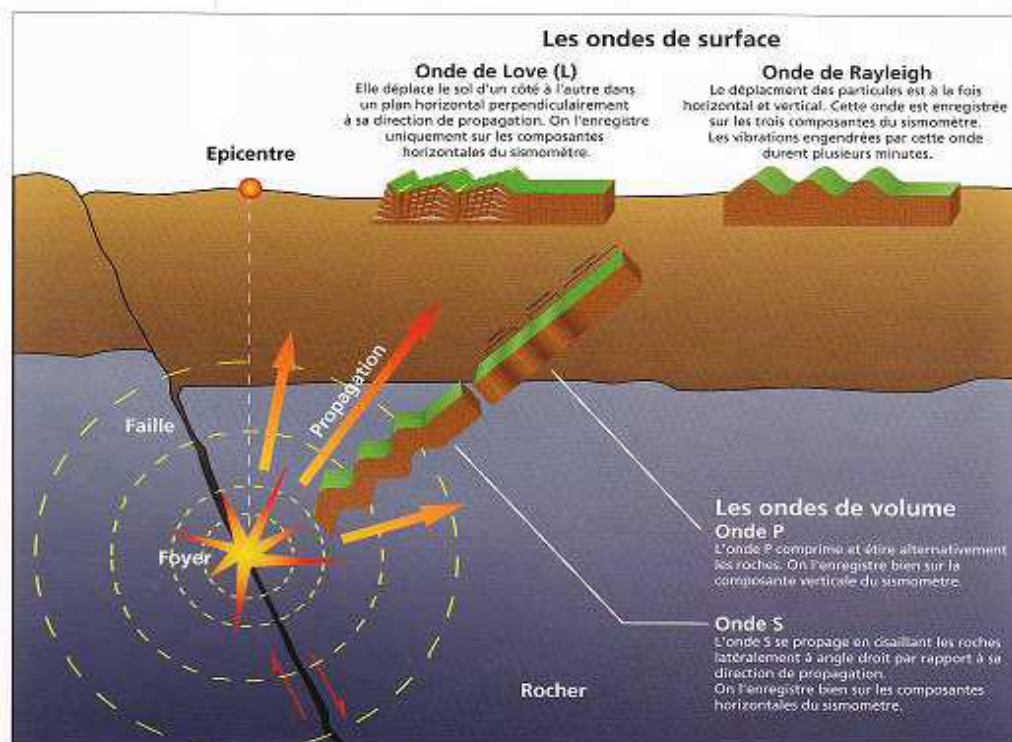


Figure I.1 : Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de la terre. [3]

I.4.2 Les caractéristiques et les paramètres d'un séisme

Un séisme est caractérisé par :

- **Foyer** (ou hypocentre) : c'est l'endroit de la faille où commence la rupture et d'où partent les premières ondes sismiques.
 - **L'épicentre**: point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer.
 - **La magnitude** : intrinsèque à un séisme, elle traduit l'énergie libérée par le séisme. La plus connue est celle de Richter.
 - **intensité** : qui mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Ce n'est pas une mesure objective par des instruments, mais une appréciation de la manière dont le séisme se traduit en surface et dont il est perçu (dommages aux bâtiments notamment). On utilise plusieurs échelles d'intensité : la plus utilisée est **l'échelle M.S.K** (Medvedev-Sponheuer-Karnik) précisant l'ancienne échelle de Mercalli. Elle compte 12 degrés (tableau 2), le degré 1 correspond à une secousse mesurée uniquement par les instruments, et les dégâts matériels ne sont pas importants.
- L'échelle des magnitudes utilisée dans le monde est celle de **Richter**. Elle compte 9 degrés (tableau 1).

Tableau I.1 : Echelle de Richter. [5]

Magnitude	Description de l'intensité du séisme
2,5	Non ressenti, mais enregistré par les sismographes
4,5	Provoque de faibles dommages
6	Destructif dans les régions peuplées
7	Grand séisme, provoque de sérieux dommages
8	Séisme majeur qui provoque la destruction totale des habitations

Tableau I.2 : Echelle M.S.K.[5]

Degrés	Dégâts observés	Magnitude équivalente
I	Secousse non perceptible. La secousse est détectée et enregistrée seulement par les sismographes	< 3,4
II	Secousse à peine perceptible; quelques individus au repos ressentent le séisme.	3,5-4,2
III	Secousse faible ressentie de façon partielle. La vibration ressemble à celle provoquée par le passage d'un camion léger.	3,5-4,2
IV	Secousse largement ressentie. La vibration est comparable à celle due au passage d'un gros camion.	4,3-4,8
V	Réveil des dormeurs. Le séisme est ressenti en plein air.	4,9-5,4
VI	Frayeur. Le séisme est ressenti par la plupart des personnes aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur des habitations. Les meubles sont déplacés.	5,5 -6,1
VII	Domages aux constructions. Quelques lézardes apparaissent dans les édifices.	5,5 -6,1
VIII	Destruction de bâtiments. Les cheminées des maisons tombent.	6,2-6,9
IX	Domages généralisés aux constructions. Les maisons s'écroulent. Les canalisations souterraines sont cassées.	6,2-6,9
X	Destruction générale des bâtiments. Destruction des ponts et des digues. Les rails de chemin de fer sont tordus.	7,0 -7,3
XI	Catastrophes. Les constructions les plus solides sont détruites. Grands éboulements.	7,4-7,9
XII	Changement du paysage et bouleversements importants de la topographie. Les villes sont rasées.	> 8

La fréquence et la durée des vibrations : ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.

- **La faille activée** (verticale ou inclinée) : elle peut se propager en surface.

Un séisme peut se traduire à la surface terrestre par la dégradation ou la ruine des bâtiments, des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles, mais peut également provoquer des phénomènes annexes importants tels que des glissements de terrain, des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, des avalanches ou des raz-de-marée (tsunamis : vague pouvant se propager à travers un océan entier et frapper des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre de manière meurtrière et dévastatrice).[4]

- **Déplacement moyen**: Longueur du glissement de la roche de part et d'autre du plan de faille.

-**Vitesse de rupture**: Vitesse de propagation de la rupture dans la roche, dépend du type de roche.

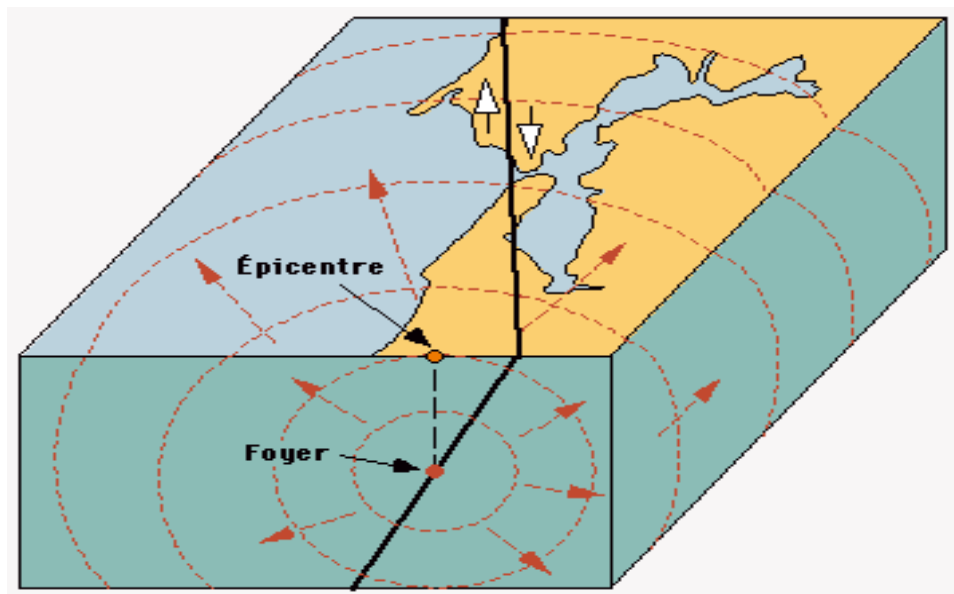


Figure I.2 : Axonométrie schématique d'une source sismique. [2]

I.5 Les faille

L'origine de toute faille est due un niveau de contrainte trop élevé dans un milieu rocheux plus ou moins homogène. Une première rupture s'est propagée à partir d'un " point faible " en s'accompagnant d'une chute brutale de contrainte.

I.5.1 Classification des failles

La classification des failles (selon leur rejet) se résume comme suit (figure 3)

- **Les failles normales** : (failles directe, de distension), le rejet horizontal transversal correspondant à une distension. Ces failles se caractérisent par la séparation partielle des deux compartiments soumis à des forces d'étirements s'écartent l'un de l'autre ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs. soumettent
- **Les failles inverses** : (failles de compression), où le rejet horizontal transversal correspond à un raccourcissement (il y a alors chevauchement du compartiment situé au-dessus du plan faille sur l'autre compartiment), ces failles qu'on appelle également chevauchantes. A l'inverse du cas précédent, les deux blocs sont poussés l'un vers l'autre par des forces de compression.
- **Les failles en décrochements** : décrochement vertical. Un tel événement provoque le coulisage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille. [6]

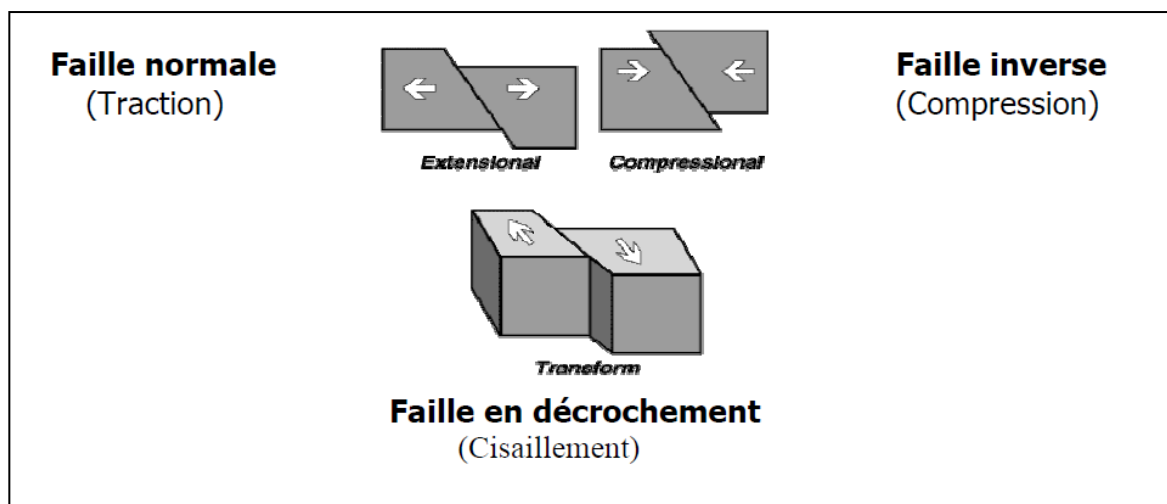


Figure I.3 : Les différents types des failles actives [7]

I.6 Classification des séismes

Le foyer ou l'hypocentre est le lieu qui constitue l'origine de l'énergie de l'ébranlement des roches. Selon la profondeur des foyers on classe les séismes en :

- Superficiels (normaux)
- Intermédiaires
- Profonds

I.6.1-les séismes superficiels : qui se produisent en faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètres, se retrouvent autant aux frontières divergentes qu'aux frontières convergentes;

I.6.2- les séismes intermédiaires : qui se produisent entre quelques dizaines et une centaine de kilomètres de profondeur se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes;[2]

I.6.3- les séismes profonds : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre plusieurs centaines de kilomètres par rupture sous l'effet de la pesanteur des plaques " plongeant " vers la base de l'asthénosphère. Ces séismes se trouvent exclusivement sur les limites convergentes. Très amortis, ils ne provoquent pas de désordres sur les constructions et communément, en matière de définition de l'aléa sismique régional on appelle " séismes profond" les séismes intermédiaires. [2]

I.7 Propagation des ondes

Libérées par la rupture sur la faille, des ondes élastiques se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par le séisme.

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure donnée en fonction du site géologique et de sa distance au foyer.

On peut distinguer les principaux types d'ondes comme suit :

I.7.1 Les ondes de volume :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance).

- Les ondes P (Primaires) qui progressent en animant les sols traversés en compression/dilatation comme les spires d'un ressort.

-Les ondes P : sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière (gazeux, liquide et solide). Les ondes P se déplacent en créant successivement des zones de compression et des zones de dilatation. Les particules se déplacent localement selon un mouvement " avant-arrière " dans la direction de la propagation de l'onde (figure I.5).

- Vitesse : de l'ordre de 4 à 6 km/s (beaucoup moins selon la nature des roches tendres et des sols plus ou moins raides traversés près de la surface). Plus rapides que les ondes S, ce sont les premières enregistrées par les appareils, d'où leur dénomination.
- Périodes: de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)
- Longueur d'onde: de l'ordre de 4 à 6 km

- Les ondes S (Secondaires) qui progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur sens de cheminement

Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent localement dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation de l'onde (figure I.5).

- Vitesse : 60% de celle des ondes P
- Périodes: de l'ordre de la seconde (de la fraction de seconde à quelques secondes)
- Longueur d'onde : de l'ordre de 4 à 6 km

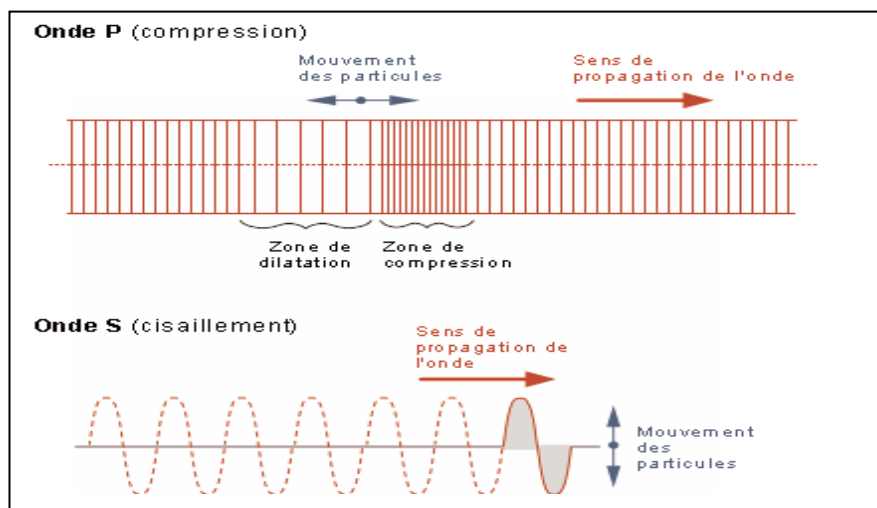


Figure I.5 : Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S [7]

I.7.2 Les ondes de surface :

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe.

Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable :

- Vitesse : de l'ordre de 1 à 2 km/s
- Périodes: de l'ordre de 20 s
- Longueur d'onde: de l'ordre de 20 à 40 km

- **Les ondes de Love ou ondes L** : sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.
- **Les ondes de Rayleigh ou ondes R** : sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre. [2]

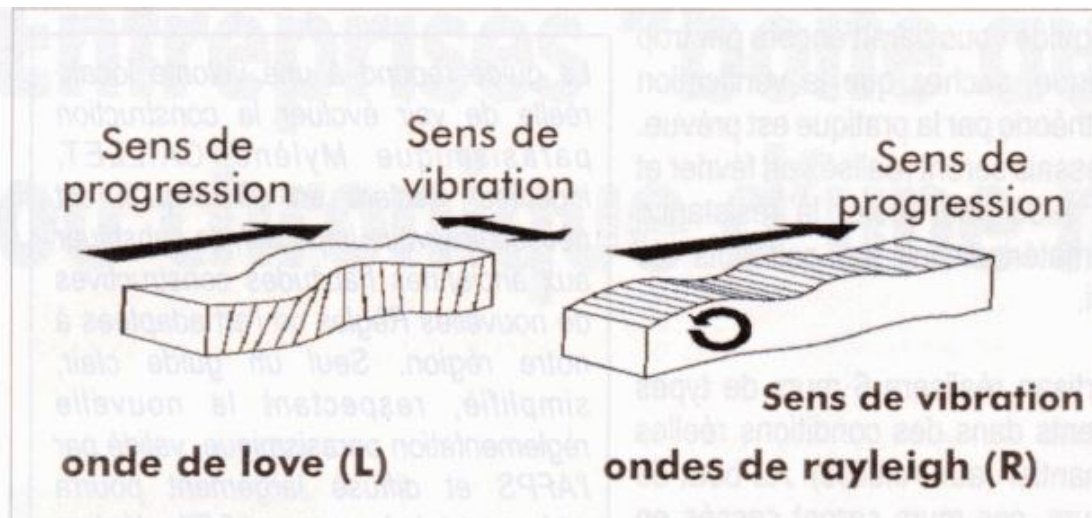


Figure I.6 : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R [2]

I.7.3 Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

Une sollicitation sismique est aussi caractérisée par la célérité associée à la propagation d'une onde sismique dans le sol. Elle dépend des caractéristiques mécaniques du matériau traversé par l'onde. On distingue V_p et V_s , les vitesses respectives de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le matériau, telles que :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.2)$$

Avec :

ρ : densité du milieu [Ns^2/m^4] ;

E : Module d'élasticité dynamique [N/m^2] ;

G : Module de cisaillement dynamique [N/m^2] ;

ν : coefficient de poisson ;

λ : constantes de lamé. [8]

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1-2)(1+\nu)} \quad ; \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

I.8 Enregistrement des tremblements de Terre

Un **sismographe** est un appareil que l'on emploie pour enregistrer les chocs et vibrations créés par les tremblements de terre. Un sismographe doit être attaché à la surface de vibration de la terre et vibre en même temps que cette surface.

Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre. Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule il y a un appareil pour mesurer les mouvements est-ouest et un autre pour mesurer les mouvements nord-sud. Les sismographes modernes sont capables de détecter des vibrations aussi petites que 8-10centimètre. [5]

La courbe dessinée par le sismographe s'appelle : **sismogramme**

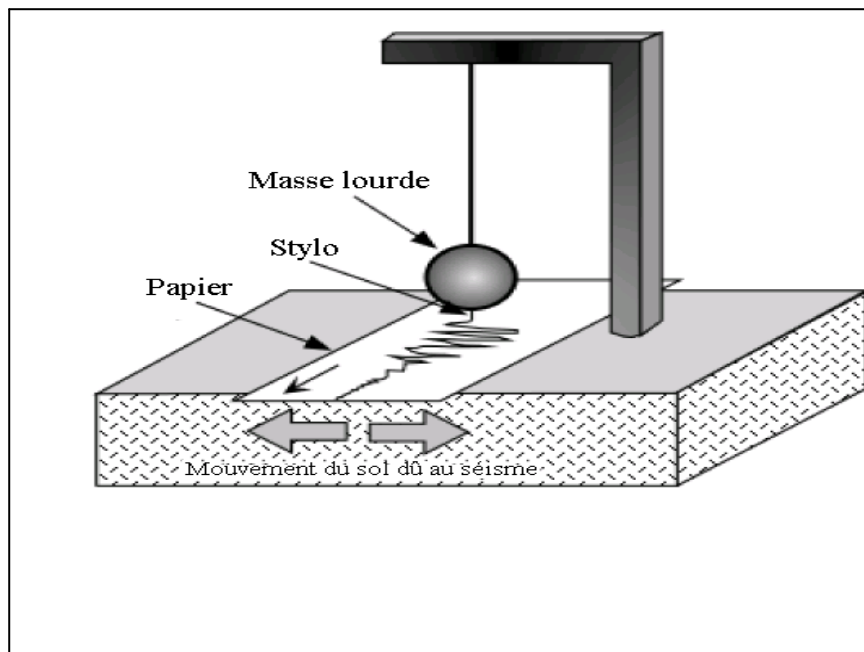


Figure I.7 : schéma simplifié d'un sismographe [5]

I.9 Le risque sismique en Algérie

I.9.1 Séismes en Algérie :

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine. Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. [9] La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui frappa la ville d'Alger beaucoup d'autres séismes comme celui d'Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Tenès (1890), Gouraya (1891), El-Kalaa (1887), Boumerdès(2003)etc.

Depuis 1900 à ce jour, l'Algérie a connu 17 séismes dont la magnitude dépasse 5 selon l'échelle de Richter.

I.9.2 Zones sismiques en Algérie:

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes ou plus.

Zone 0 : *sismicité négligeable*

Zone I : *sismicité faible*

Zone IIa et IIb : *sismicité moyenne*

Zone III : *sismicité élevée*

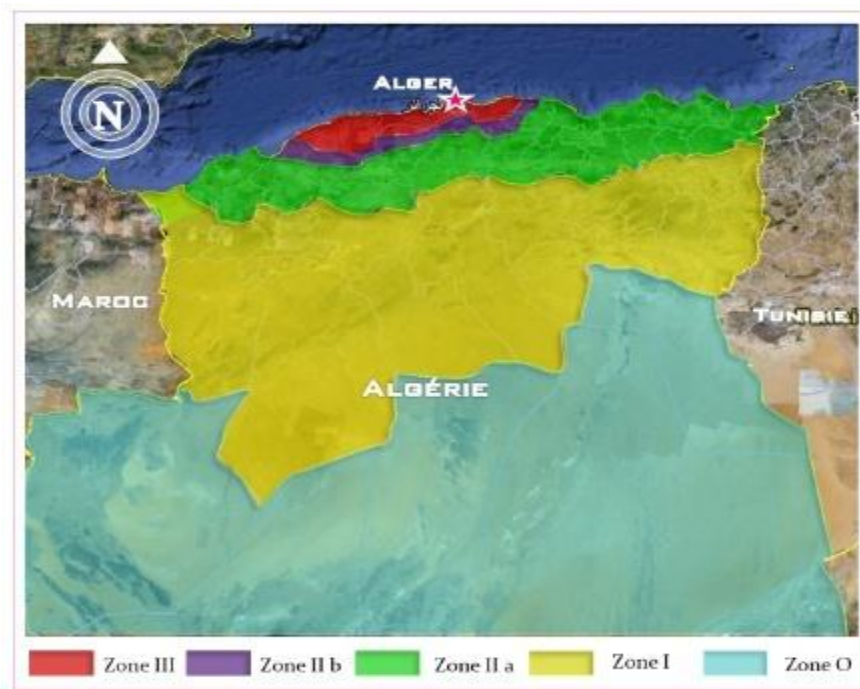


Figure I.8 : Carte zonage sismique du territoire national. [10]

I.10 Conclusion :

Quelques notions sur les séismes sont présentées dans ce chapitre. Les séismes sont des phénomènes plus destructeurs pour les constructions et résultent des pertes en vie humaine. En effet l'homme ne sait toujours pas à éviter. La sismologie permet de déterminer les zones à risque sismique important mais elle ne peut pas, à ce jour, prévoir le lieu, le jour et la force d'un séisme.

CHAPITRE II

CHAPITRE II

Généralité sur les ponts

CHAPITRE II

GENERALETES SUR LES PONTS

II.1 Introduction

Dans le domaine routier, un ouvrage d'art, est une construction de génie civil autre qu'un bâtiment qui permet d'assurer et protéger la continuité d'une voie de circulation. Il existe trois grands types d'ouvrages d'art routiers : les ponts, les ouvrages de soutènements et les tunnels. Dans ce chapitre en étudié généralement l'importance et différent type des ponts et les démarche de conception.

La conception des ponts a connu une grande évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises [11].

II.2 La définition et les constitutions d'un pont

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite « voie portée ») de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal,... etc. La voie portée peut être une voie routière (pont routier), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont ferroviaire) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal) [12].

II.2.1 Les éléments constitutifs d'un pont :

Les ponts sont constitués les éléments suivant (figure II.1) :

- **le tablier** : élément résistant portant la voie ;
- **les appuis** : appuis intermédiaires, appelés « *piles* », et appuis d'extrémités, appelés « *culées* » (ou *piles-culées*), qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre, dans les meilleures conditions possibles, des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, ...etc.) ;
- **les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol. [12]

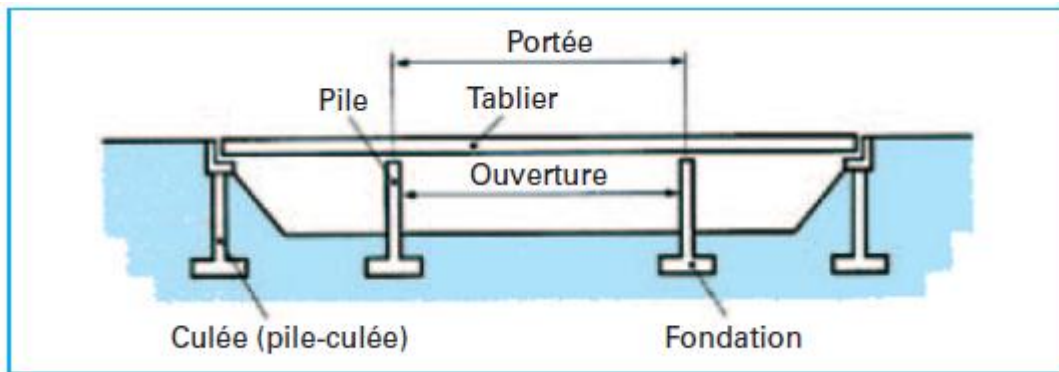


Figure II.1 : Différentes parties d'un pont. [13]

II.2.2 Les différentes formes du tablier d'un pont

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une « travée » et la distance entre deux appuis consécutifs s'appelle « portée de la travée (Figure II.2). Le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle « angle de biais » (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage. Ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100 grade.

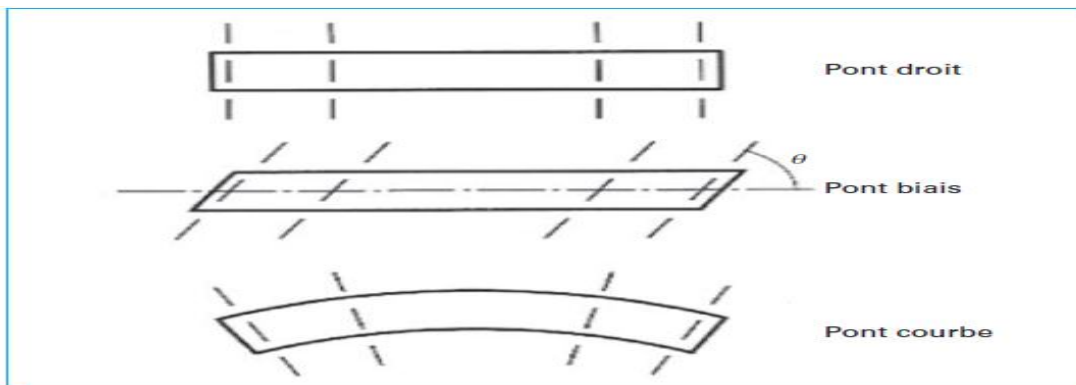


Figure II.2 : Formes du tablier d'un pont. [13]

II.3 Classifications des ponts

II.3.1 Critère de classification

Les ponts existent dans une grande variété de formes et possèdent des architectures les plus diverses. Cette grande diversité des types de ponts amène à distinguer les critères selon lesquels ils peuvent être classés. La classification des ponts peut se faire selon l'un ou plusieurs des critères suivants :

- Fonctionnement mécanique ;
- Matériau principal (béton armé, béton précontraint, acier, bois, mixte) ;
- Fixité ou mobilité du tablier (pont fixe, pont mobile) ;
- Disposition en plan (pont droit, pont biais, pont courbe) ;
- Nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, passerelle) ;
- Nature de l'obstacle à franchir (pont d'étagement, pont sur rivière) ;
- Section transversale (pont dalle, pont à poutres : T, I, caissons) ;
- Position du tablier par rapport à l'ossature (pont à tablier supérieur, pont à tablier intermédiaire, pont à tablier inférieur) ;
- Durée de vie prévue (pont permanent, pont temporaire) ;
- Méthode de construction (pont construit sur cintre, pont à Poutres préfabriquées, pont à poutres lancées, ponts poussé, Pont construit par encorbellement, pont construit par Haubanage). [11]

II.3.2 Les grandes catégories

En général, on utilise pour la classification les critères qui caractérisent les éléments les plus significatifs d'un pont. Le système le plus adopté pour la classification des ponts est basé sur les deux critères fondamentaux :

- ✓ *Le fonctionnement mécanique.*
- ✓ *Le matériau principal* (béton, acier, bois, mixte : béton-acier, Acier-bois). [11]

II.3.2.1 Les ponts à poutre

Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers (piles) si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre. Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de **flexion**.

Un cas particulier de ce type de pont : les ponts à voussoirs. Des tronçons de tablier sont préfabriqués puis assemblés à la structure porteuse, la pile, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, de manière alternée, afin d'équilibrer les charges de part et d'autre de la pile. Ce procédé permet de franchir de grandes portées, allant **jusqu'à 300 mètres en utilisant le béton armé**, sans besoin d'étaie.

On trouve donc des ponts à poutre **en béton, en acier, mais aussi en bois** (la portée étant nettement plus courte). [14]

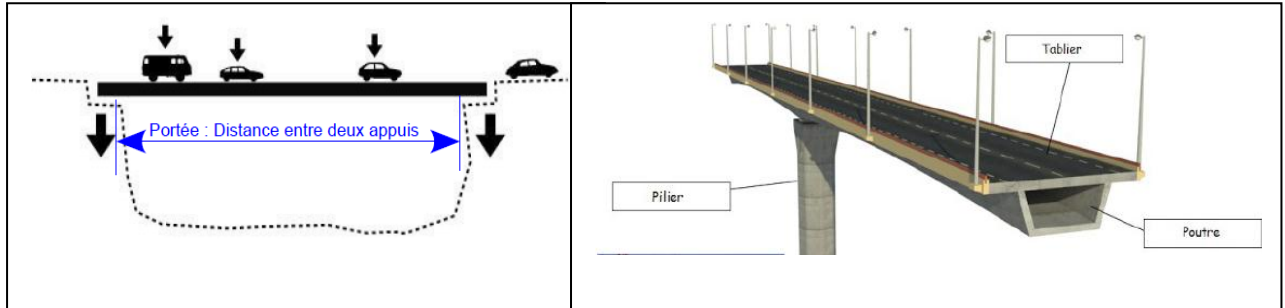


Figure II.3: différentes parties d'un pont à poutre [14]

- Avantages

- La structure est légère, très solide.
- Relativement simple à construire.
- Large choix dans les matériaux.

-Inconvénients

- Le pont peut s'allonger ou rétrécir suivant la saison (froide ou chaude).
- La portée est limitée par la résistance des poutres.
- Obligation d'avoir régulièrement des points d'appui stables (piles). [14]

II.3.2.2 Pont à poutre treillis

Ponts composés de structures triangulées, très légères et très rigides, supportant le tablier. La structure en treillis est basée sur le principe de l'indéformabilité des triangles. Cette formidable découverte a permis aux charpentiers, la franchir des portées importantes avec l'aide d'éléments relativement minces et légers.

Les efforts engendrés principalement dans ce type de structures sont de la **traction** et de la **compression**. Pour les ponts en poutre treillis **en acier**, on réussit à franchir des distances étonnantes grâce à ce principe, alors qu'avec une poutre pleine.

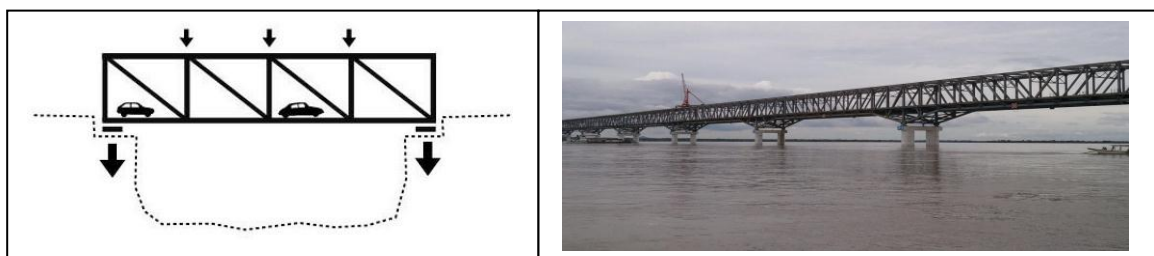


Figure II.4 : différentes parties d'un Pont à poutre treillis. [14]

II.3.2.3 Pont en arc

Ponts utilisant un arc pour ramener les efforts en appui en suivant des lignes de **compression** pure. Ces ponts sont capables de transformer les charges verticales du tablier en forces obliques qui vont suivre la forme de l'arc. Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées et vont se décomposer en deux : une force verticale et une force horizontale qui aura tendance à écarter les culées.

Généralement les ponts en arc sont **en acier et en béton**.



Figure II.5 : différentes parties d'un Pont en arc [14]

Avantages

- L'utilisation de l'acier dans la structure la rend plus légère.
- La longueur du pont peut être très importante, car les arcs peuvent se suivre en continu.
- Il possède un tirant d'air important qui permet la navigation

Inconvénients

- L'obligation d'avoir des appuis solides de part et d'autre pour s'opposer aux forces exercées par le pont.
- La construction en maçonnerie nécessite la réalisation de coffrage. [14]

II.3.2.4 Pont à béquilles

-Le pont à béquilles est un cas particulier du pont en arc.

-Les béquilles transmettent les efforts de charge du pont vers des massifs de béton, un peu comme le ferait un arc. [14]

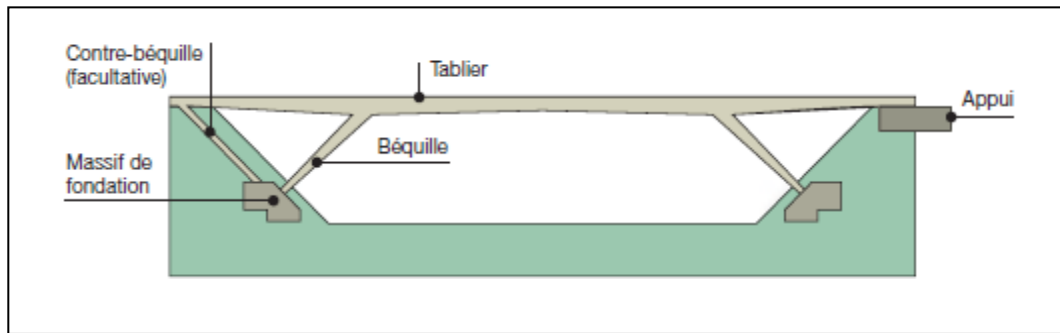


Figure II.6 : différentes parties d'un pont à bécquilles. [15]

II .3.2.5 Pont à câble

a) -Pont Suspendu

Ponts **en acier et en béton** dont le tablier est suspendu à des câbles porteurs par des câbles verticaux, l'ensemble est supporté par des pylônes.

Le poids du tablier, les charges dues à la circulation et toutes les autres charges sont transférées à travers les câbles jusqu'à la partie supérieure des pylônes.

Les pylônes vont ensuite ramener les efforts verticaux vers le sol. Pour que ce système fonctionne correctement, les câbles porteurs sont ancrés dans de gros socles en béton à chaque extrémité du pont. Les grands câbles porteurs prennent la forme d'une caténaire, forme d'un élément souple soumis à des charges réparties tout le long.

Ces ponts sont les seuls à ramener des efforts horizontaux exceptionnels au niveau des fondations du câble principal à chacune des extrémités du pont. Plus les pylônes ne sont hauts et moins les efforts horizontaux sont importants. [14]

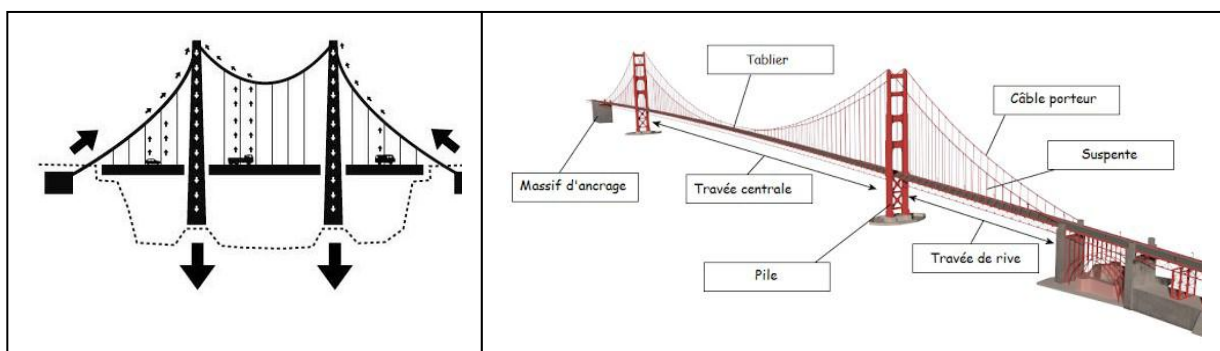


Figure II.7 : différentes parties d'un Pont suspendu.[14]

Avantage

- Il enjambe des distances beaucoup plus grandes que tout autre type de pont.

Inconvénients

- La présence de massifs d'ancrage est indispensable pour tenir les forces.
- L'entretien et le remplacement des câbles nécessitent beaucoup de temps et la fermeture du pont pendant les travaux.

b) Pont à haubans

Pont **en acier et en béton** dont tous les tronçons de tablier sont ancrés par des câbles différents directement au pylône.

Un hauban est un câble qui relie une partie du tablier avec les pylônes. Le principe des ponts haubanés est basé sur une équilibre simple : des haubans portent deux parties symétriques du tablier du pont de chaque côté d'un pylône.

Cet équilibre permet au pont à haubans, contrairement aux ponts suspendus, de transmettre seulement des poussées verticales au terrain à travers le pylône. [14]

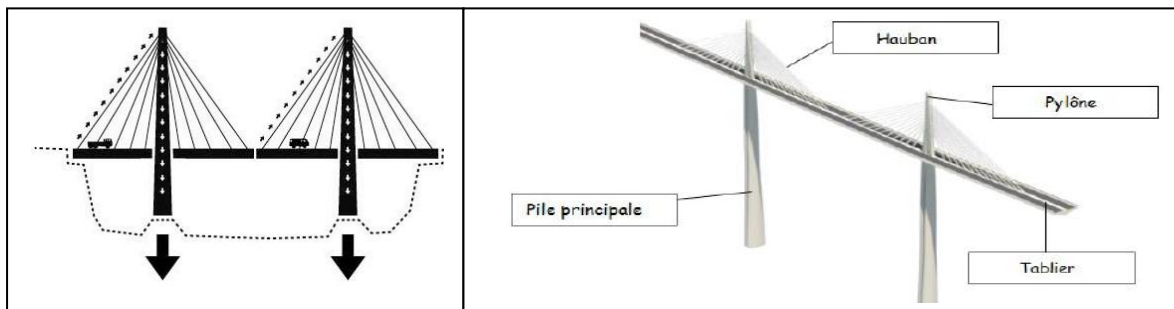


Figure II.8 : différentes parties d'un Pont à haubans. [14]

Avantages

- Il enjambe des distances importantes comme le pont suspendu.
- La répartition des forces au niveau des piliers rend inutile la réalisation de massifs d'ancrage dans les berges.
- C'est le moins cher à construire.
- Il peut être construit sur pratiquement n'importe quel type de terrain.

Inconvénients

- Les haubans sont plus fragiles et plus sensibles au vent et aux vibrations provoquées par la circulation.
- Portée moins importante que les ponts suspendus.

II.3.2.6 Pont à voûte

Ponts utilisant plusieurs arcs pour ramener les efforts en appui en suivant des lignes de **compression pure**.

Ces ponts sont capables de transformer les charges verticales du tablier en forces obliques qui vont suivre la forme de l'arc, puis de les transférer vers le sol à l'aide de la pile.

Ces forces vont se transmettre au terrain à travers les culées ou les piles et vont se décomposer en deux : une force verticale et une force horizontale qui aura tendance à écarter les culées.

Généralement les ponts à voûtes sont en **Pierre**, mais on en trouve en **acier et en béton**.

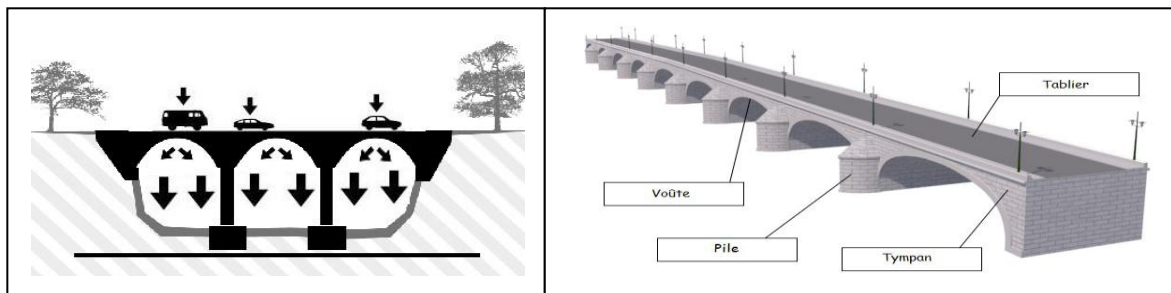


Figure II.9 : différentes parties d'un Pont à voûte. [14]

Avantage

- Il permet une bonne utilisation des performances (en compression) de la pierre, l'ouvrage étant constitué de voûtes.

Inconvénients

- La pierre résiste mal à la traction.
- La construction d'un pont à voûtes limite la distance entre les piles (environ 50 mètres).
- Coût de construction important, car nécessite beaucoup de temps et de main d'œuvre par rapport aux nouvelles techniques.
- La construction en maçonnerie nécessite la réalisation de coffrage.

II.3.3 Les dalots et les buses

On définit par «petits ouvrages» les ouvrages constitués par les dalots et les buses, qui servent de passage aux écoulements des eaux de ruissellement ou d'assainissement et nous les différencions des « grands ouvrages» que sont les ponts.

a) Les dalots

Encore appelés ponceaux, ce sont de petits ponts qui servent à franchir un cours d'eau ou un fossé sur une voie. Ils sont en béton armé et présentent une section rectangulaire ou carré.

On distingue deux types :

- Les dalots ordinaires constitués de piédroits (voile) verticaux fondés sur semelle ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé. Ce sont des ponts-cadres.
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits fondés sur semelles). [17]

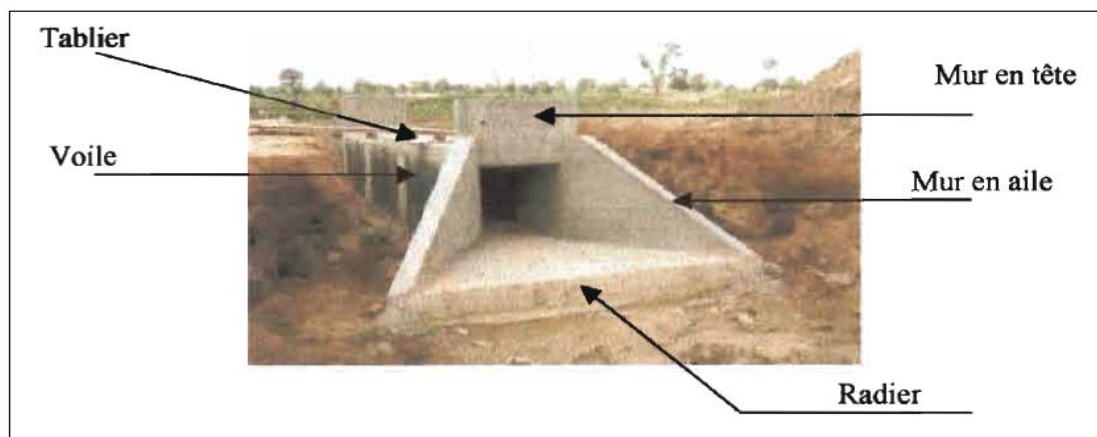


Figure II.10 : schéma d'un dalot cadre. [17]

b) Les buses

Les buses sont de petits ouvrages en béton ou en métal sous chaussées qui servent à franchir un ruisseau ou à assurer l'écoulement d'un fluide. Elles sont généralement de section circulaire mais parfois en forme d'arches, beaucoup plus aplaties. [17]



Figure II.11 : buse en béton. [18]

II.3.4 Les Passerelles

Une passerelle est un ouvrage réservé aux piétons ou servant à soutenir des canalisations, ou, exceptionnellement, destiné à faire passer le gibier entre deux parties d'une forêt.

On distingue parmi les passerelles piétonnes deux types de structures les plus utilisées:

- tablier à dalle supérieure à poutres sous chaussée,
- tablier à dalle inférieure à poutres latérales.

a) Les passerelles à dalle supérieure à poutres sous chaussée

Ces structures sont en général composées de deux poutres en béton armé, préfabriquées précontraintes par pré-tension ou en acier, associées à une dalle en béton armé coulée en place ou constituée d'éléments préfabriqués.

b) Les passerelles à dalle inférieure à poutres latérales

La structure a la forme d'un U (ou d'un cadre inversé). Les poutres latérales en béton ou en acier servent aussi de garde-corps. La dalle inférieure est en béton armé coulée en place ou constituée d'éléments préfabriqués. [15]



Figure II.12 : Passerelle en arc : Vaxholm, Stockholmslän(Suède) Source : <http://www.structurae.de>

II.4 Les équipements des ponts

Les équipements des ponts désignent un ensemble de dispositifs très divers qui complètent la structure et qui permettent d'assurer en particulier :

- **le fonctionnement de la structure** : appareils d'appui et joints de chaussées ;
- **la pérennité de la structure** : étanchéité de l'ouvrage, corniches, perrés et évacuation des eaux ;
- **la sécurité des usagers (piétons et véhicules)** : dispositifs de retenue
- **le confort des usagers et/ou des riverains** : joints de chaussées, dalles de transition, écrans acoustiques ;

- *l'entretien et l'accessibilité des ouvrages* : escaliers sur les perrés, échelles, portes et passerelles, etc., qui permettent de visiter, d'inspecter ou d'assurer l'entretien des ouvrages. [15]

II.4.1- Étanchéité : Le système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs : sels de dévier glaçage) circulant sur l'ouvrage et des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage. [15]

II.4.2 - Couches de roulement : Les couches de roulement mises en œuvre sur les tabliers d'ouvrages d'art routiers ou autoroutiers sont similaires, surtout dans le cas des ouvrages d'art courants, à celles utilisées sur chaussées courantes. Elles doivent offrir un bon uni, des caractéristiques antidérapantes adaptées et présenter une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. Leur épaisseur est de l'ordre de 7 à 12 cm, en fonction des formulations et du trafic. [15]

II.4.3 - Joints de chaussées :

Les joints de chaussées permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux ouvrages discontinus, en remplissant les conditions suivantes :

- assurer la liberté de mouvement du pont ;
- donner une continuité de la surface de roulement ;
- ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux. [15]

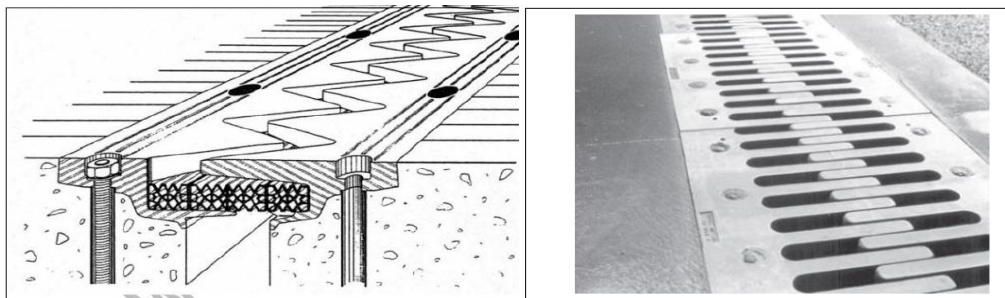


Figure II.13 : exemple joint de chaussée [16]

II.4.4 - Dispositifs de retenue : Les ponts sont équipés de dispositifs de retenue qui permettent d'assurer la sécurité des piétons, des usagers et des véhicules circulant sur l'ouvrage. Ces dispositifs peuvent être :

- des **garde-corps** pour les piétons,
- des **barrières de niveau N** (parfois dénommés *glissières*) pour les véhicules légers,
- des **barrières de niveau H** pour les cars et les poids lourds. [15]



Figure II .14 : explique la Dispositifs retenue d'un pont (photo capturé lors de notre visite en site ksar El-ouata - wilaya de Bechar-2015)

II.4.5 -Corniches : Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure. [16]



Figure II.15 : Exemple de corniche-canneveau [16]

II.4.6 Appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté.

On distingue trois types d'appareils d'appui :

a)- fixes : Ils permettent les rotations sur appui autour d'au moins un axe, mais ne permettent pas les déplacements ;

b)- mobiles unidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui et les déplacements dans une seule direction déterminée ;

c)- mobiles multidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui et les déplacements dans toutes les directions dans un plan.

Les appareils d'appui les plus utilisés sur les ponts courants sont les appareils en élastomère fretté. Ils sont constitués d'un empilage de feuillets d'élastomère (néoprène d'épaisseur de 8 à 16 mm) associés par vulcanisation à des frettes en acier doux. Ce système de frettage leur permet de résister à des taux de compression très élevés. [15]

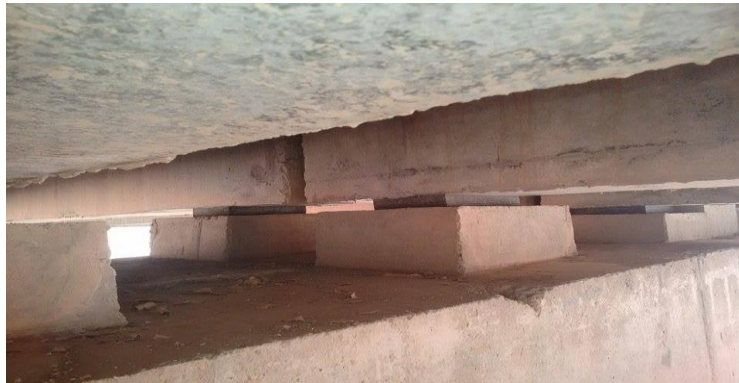


Figure II.16 : Exemple d'appareil d'appui d'un pont (photo capturé lors de notre visite en site ksar El-ouata - wilaya de Bechar-2015)

II.4.7- Dispositifs d'évacuation des eaux :

Ces dispositifs sont destinés à assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales sur le tablier. Ils permettent une protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement et une évacuation rapide de l'eau sur le tablier, afin d'éviter tout risque d'inondation de la chaussée. [16]

II.5 Etapes démarche de conception pont:

Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi
- le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques
- l'étude de détail de la solution retenue. [12]

II.5.1 Recueil des données de l'ouvrage :

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées comme suit.

II.5.1.1 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage :

a)-L'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative. Si le tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art.

b)-Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage. [12]

II.5.1.2 Recueil de données naturelles :

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

a) Topographie :

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages.

b) Hydrologie :

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les Affouillements. Il convient d'évaluer la *hauteur d'affouillement* potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

c) Données géotechniques :

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications

du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage.

d) Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directes comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celles des embruns et, de façon générale, les actions physico-chimiques du milieu environnant. [12]

II.5.1.3 Données fonctionnelles :

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend

- Le tracé en plan,
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs,
- Le profil en long,
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles,
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable),
- La qualité architecturale,
- Les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée (délais de construction, coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment,.. etc.).

II.5.2 Choix du type d'ouvrage :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût. [12]

II.6 Conclusion

La construction des différents types des ponts s'est développée fortement ces dernières années. Cette construction est particulièrement adaptée aux ouvrages de grande longueur et pour la réalisation d'importants viaducs routiers et ferroviaires. Dans ce but, quelques notions sur les grandes catégories des ponts et ces constituants sont présentées dans ce chapitre.

De même, toute réalisation ou amélioration d'une infrastructure de transport dans une région répond à certains objectifs:

- ✓ - Accroître l'efficacité économique du système de transport de la région
- ✓ - Amélioration de la sécurité et assurer la fluidité de la circulation.
- ✓ - Contribuer à l'aménagement du territoire et au développement économique.
- ✓ - Réduire les nuisances.

CHAPITRE III

CHAPITRE III

**Les méthodes de calcul
Sismique des structures**

CHAPITRE III

LES METHODES DE CALCUL SISMIQUE DES STRUCTURES

III.1 Introduction

L'utilisation des méthodes des calculs des structures pour l'analyse des problèmes statiques et dynamiques nécessite la connaissance des équations de base de mouvement. Dans ce chapitre nous présentons un rappel sur la dynamique des structures en étudions les oscillateurs essentielle de calcul dynamique et les méthodes d'analyse sismique dans les cas des ouvrages d'arts ; méthode d'analyse sismique monomodale, méthode d'analyse sismique multimodale et autre méthodes.

III.2 Rappel sur la dynamique des structures

III.2.1 Oscillateur simple

Un oscillateur simple est constitué d'une masse m reliée à un point fixe par un et un amortisseur (fig. III.1) et pouvant se déplacer se déplacer dans une seule direction. La masse est soumise à une fore $p(t)$ variable avec le temps, qui en mouvement.

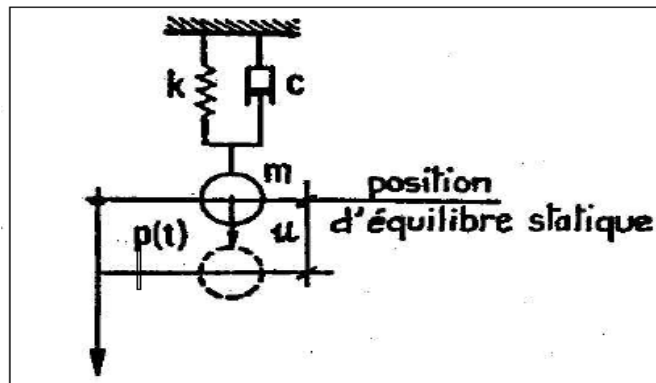


Figure III.1 : oscillateur simple. [19]

L'étude de l'oscillateur simple est essentielle car le calcul dynamique d'une structure élastique comportant plusieurs masses se ramène à celui d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par une période de vibration et un coefficient d'amortissement.

Cette période de vibration est celle du mouvement libre, pour lequel il n'y a pas de force appliquée $p(t)$.

Si les masses de la structure sont soumises à des forces variables dans le temps, leur mouvement est déterminé par l'étude des vibrations forcées des oscillateurs simples; dans ce cas la force $p(t)$ appliquée à la masse n'est plus nulle et les mouvements qu'elle provoque dépendent essentiellement de la période de l'oscillateur.

Si la structure est soumise aux effets d'un séisme, il n'y a pas de forces directement appliquées aux masses, mais un mouvement du sol. Pour un oscillateur simple cela revient à étudier les vibrations forcées par déplacement d'appui ce qui peut se ramener au cas précédent en considérant une force $p(t)$ fictive. [19]

III .2.1.1 Formulation de l'équation du mouvement

Le ressort et l'amortisseur sont définis par les paramètres K et C . on note :

u le déplacement de la masse par rapport à la position d'équilibre

\dot{u} Sa vitesse ; \ddot{u} son accélération.

Lors du mouvement, la masse est soumise aux forces suivantes, comptées positives lorsqu'elles tendent à provoquer un déplacement positif :

- la force de rappel du ressort, supposée proportionnelle au déplacement :

$$F_1 = -k u$$

- la force due à l'amortisseur, supposée proportionnelle à la vitesse :

$$F_2 = -c.\dot{u}$$

- la force imposée $p(t)$.

La loi fondamentale de la dynamique, reliant les forces aux accélérations s'écrit :

$$F_1 + F_2 + P(t) = m\ddot{u} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Soit} \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (\text{III.2})$$

On en déduit l'équation du mouvement :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = \frac{1}{m}p(t) \quad (\text{III.3})$$

$$\text{Avec} \quad \omega^2 = \frac{k}{m} \quad (\text{III.4})$$

Le coefficient est appelé pulsation et se radian par seconde.

III.2.1.2 Oscillateur libres

En l'absence de la force extérieure $p(t)$, la masse oscille librement. Ce mouvement peut, être obtenu en relâchant l'oscillateur après l'avoir écarté de sa position d'équilibre.

D'après (3.3), l'équation du mouvement s'écrit :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (\text{III.5})$$

La solution prend une forme différente selon que l'oscillateur est amorti ou non.

a) Oscillateur non amorti

Dans ce cas le coefficient c est nul et l'équation du mouvement :

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (\text{III.6})$$

A une solution de la forme :

$$u(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \quad (\text{III.7})$$

Les coefficients A et φ sont des constantes que l'on détermine par des conditions aux limites.

Si l'on se donne par exemple, le déplacement u_0 et la vitesse \dot{u}_0 et à l'origine des temps, le déplacement a pour expression :

$$u = u_0 \cos \omega t + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin \omega t \quad (\text{III.8})$$

Le mouvement est sinusoïdal, de période T mesurée en secondes :

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{III.9})$$

La fréquence f du mouvement, mesurée en Hertz, a pour valeur :

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{III.10})$$

Dans la relation (III.9) on doit utiliser les unités du système international :

- la masse est exprimée en kilogrammes ou en tonnes,
- le coefficient(k) Newton par mètre ou kilo Newton par mètre.

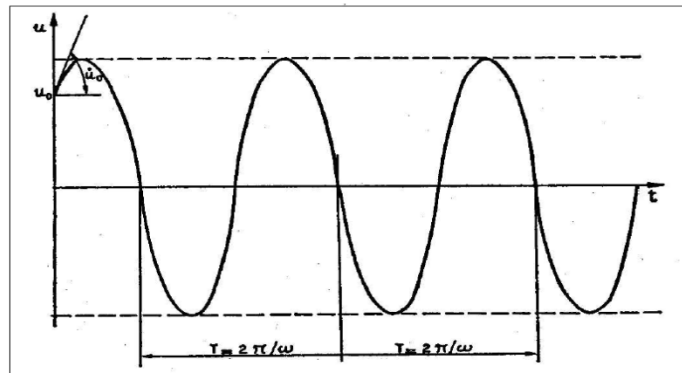


Figure. III.2 : Oscillations libres non amorties. [19]

b) Oscillateur amorti

La forme de la solution dépend du coefficient d'amortissement.

$$\text{Si on pose : } \xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (\text{III.12})$$

On doit distinguer les cas suivants :

b-1) amortissement critique $\xi = 1$

La solution de l'équation (III.5) est de la forme :

$$u(t) = (A + Bt)e^{-\omega t} \quad (\text{III.13})$$

Les constantes A et B peuvent s'exprimer en fonction du déplacement u_0 et de la vitesse \dot{u}_0 à l'origine des temps ; on obtient alors :

$$u(t) = [u_0(1 + \omega t) + \dot{u}_0 t] e^{-\omega t} \quad (\text{III.14})$$

Le mouvement ne comporte pas d'oscillation (figure. III.3)

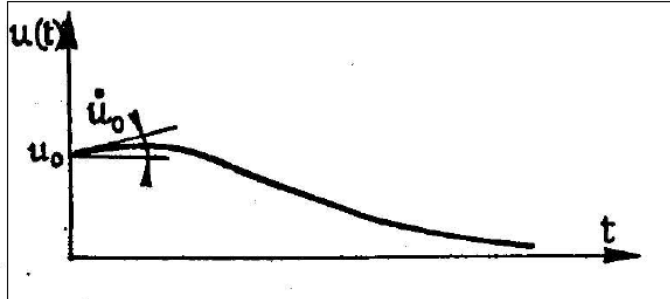


Figure. III.3 : Oscillations libres amorties

b-2) amortissement sur critique $\xi > 1$

La solution est de la forme

$$u(t) = (Ae^{\omega_D t} + Be^{-\omega_D t}) e^{-\xi \omega t} \quad (\text{III.15})$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{\xi^2 - 1} \quad (\text{III.16})$$

comme dans le cas précédent, le mouvement ne présente pas d'oscillation.

b-3) amortissement sous critique $\xi < 1$

C'est le seul cas intéressant en pratique pour le calcul dynamique des structures, celles-ci ayant toujours un amortissement inférieur à l'amortissement critique.

La solution de l'équation (III.5) est de la forme :

$$u(t) = (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) e^{-\xi \omega t} \quad (\text{III.17})$$

$$\text{Avec } \omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{III.18})$$

si on introduit les conditions initiales u_0 et \dot{u}_0 à l'origine du temps, on obtient :

$$u(t) = \left(\frac{\dot{u}_0 + u_0 \omega \xi}{\omega_D} \sin \omega_D t + \dot{u} \cos \omega_D t \right) e^{-\xi \omega t} \quad (\text{III.19})$$

Le mouvement est pseudo-périodique (figure . III.4), l'amplitude des extrema décroissant avec le temps à cause de l'amortissement.

Le pseudo-périodique a pour valeur : $T = \frac{2\pi}{\omega}$ (III.20)

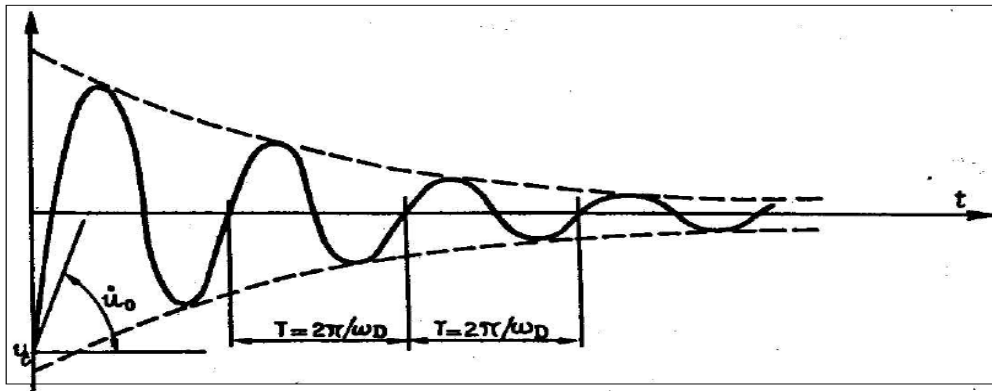


Figure. III.4 : Oscillations libres sous critique. [19]

III.2.1.3 Oscillations forcées

On considère un oscillateur simple initialement au repos $u_0=0$, $\dot{u}_0 = 0$ et soumise à une variable $p(t)$.

a) Cas particulier de l'excitation harmonique

Une excitation est harmonique si la force $p(t)$ est une fonction sinusoïdale du temps :

$$p(t) = p_0 \sin \alpha t \quad (\text{III.22})$$

Une telle force est par exemple, engendrée par une machine tournant avec une vitesse angulaire α

L'équation du mouvement est déduite de (III.3) :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p_0}{m} \sin \alpha t \quad (\text{III.23})$$

Dans le cas d'une oscillation sous-amorti ($\xi < 1$) la solution est de la forme :

$$u = (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) e^{-\xi \alpha t} + \frac{P_0}{k} \lambda \sin(\alpha t - \theta) \quad (\text{III.24})$$

$$\text{Avec :} \quad \beta = \frac{\alpha}{\omega} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}}$$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2}$$

Les coefficients A et B peuvent être calculés en exprimant qu'au temps $t=0$, le déplacement et la vitesse sont nuls.

On remarque que le déplacement est la somme de deux termes :

-le premier terme définit le mouvement transitoire qui est amorti et disparaît donc rapidement (fig. III.5 a).

-le deuxième terme définit le mouvement permanent qui s'effectue avec la même pulsation α que la force excitatrice (fig. III.5 b).

Après une phase transitoire, le régime permanent s'établit (fig. III.5 c), défini par la relation :

$$u = \frac{P_0}{k} \lambda \sin(\alpha t - \theta) \quad (\text{III.25})$$

Contrairement au cas des oscillations libres qui s'effectuent avec une pseudo-période propre à l'oscillation, la pulsation du mouvement permanent est celle de la force excitatrice.

Le coefficient $\frac{P_0}{k}$ représente le déplacement statique du ressort sous l'action de la force p_0

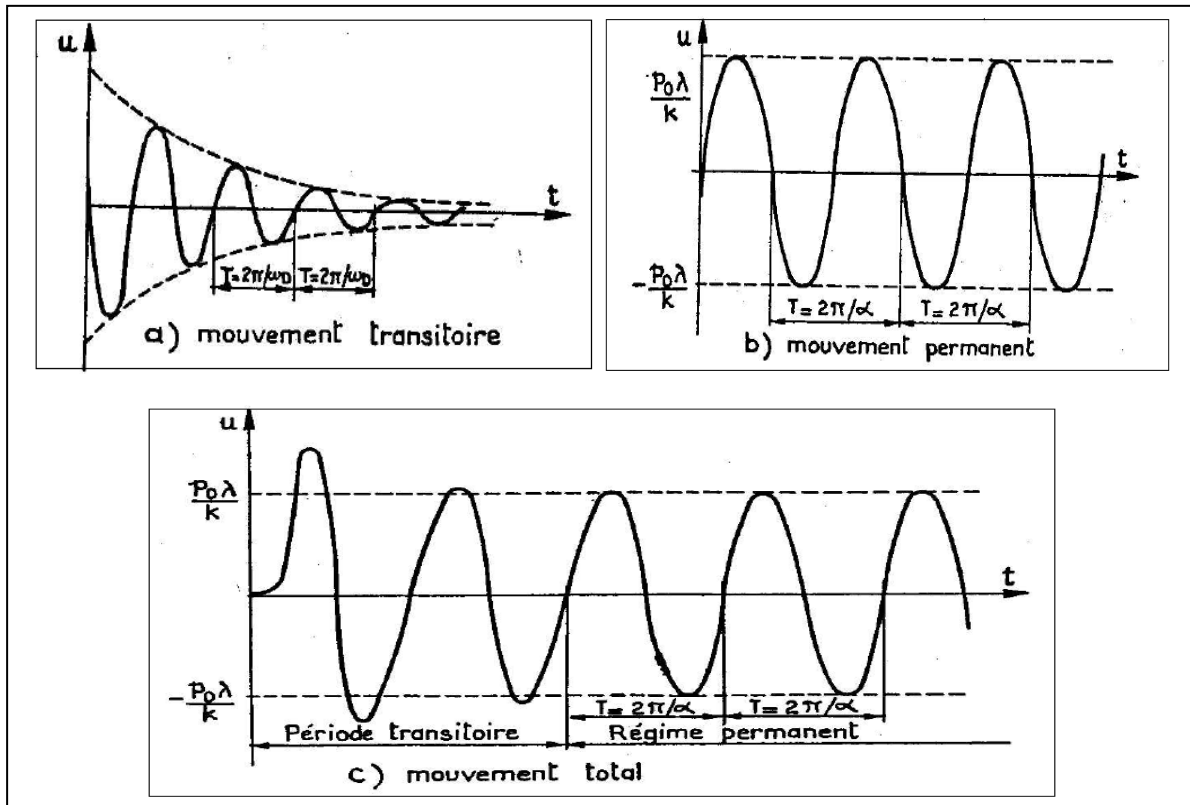


Figure III.5 : oscillation forcées. Cas d'excitation harmonique. [19]

a) Cas général :

On considère une force $p(t)$ de forme quelconque. Il peut s'agir d'une force périodique engendrée par une machine (figure 3.7a) ou, d'une impulsion due à un choc (figure III.7 b).

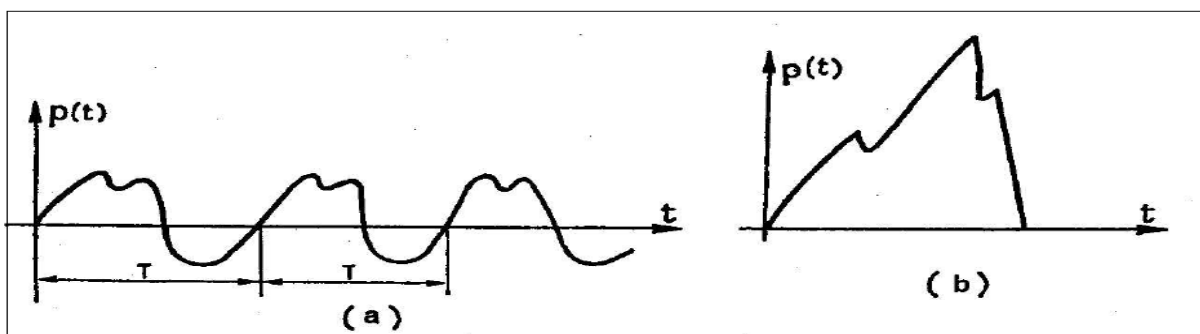


Figure III.6 : a) force périodique. b) impulsion

La solution de l'équation du mouvement (III.3) est fournie par l'intégration de Duhamel

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad (III.26)$$

Pendant le temps d'application de la force $p(t)$ la masse est soumise à des oscillations forcées, auxquelles succèdent des oscillations libres amorties (figure. III.8).

Dans cas d'un oscillateur non amorti, l'intégration de Duhamel prend la forme :

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega(t - \tau)] d\tau \quad (III.27)$$

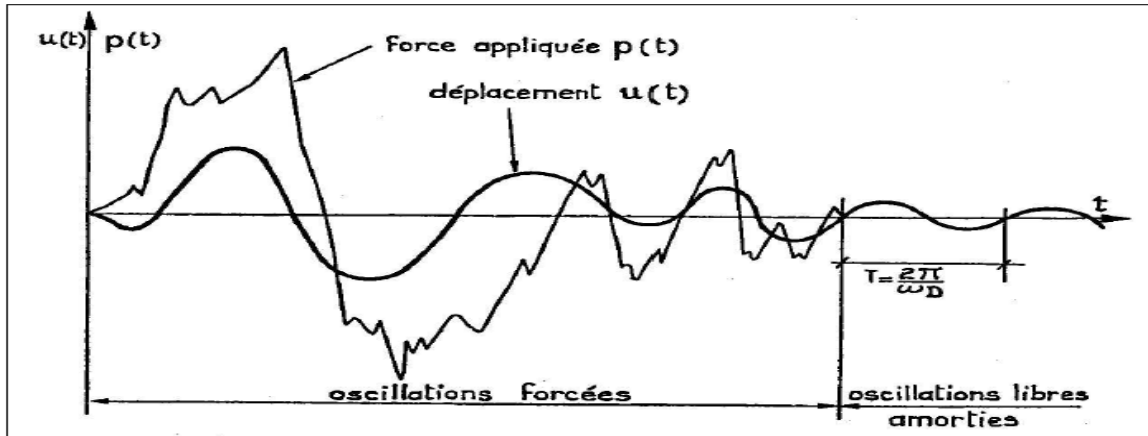


Figure III.7 : oscillation forcées. Cas général

III.2.1.4. Excitation par déplacement d'appui (cas du séisme)

On considère une masse m liée à une console verticale encastrée dans le sol en un point A (figure. III.13), ce qui constitue l'équivalent d'un oscillateur simple.

Pour tenir compte du mouvement du sol en séisme, on impose au point A un déplacement horizontal $v_s(t)$ variable avec le temps.

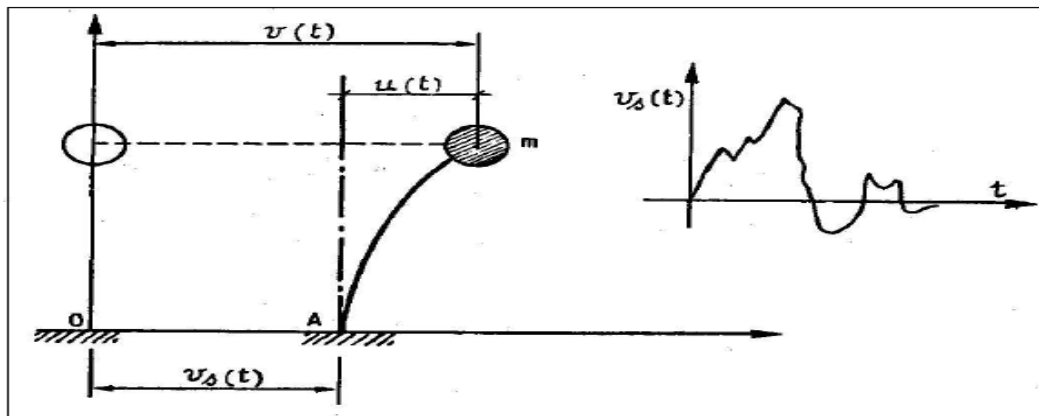


Figure III.8 : excitation par déplacement d'appui

Les déplacements de la masse m sont mesurés, soit dans un repère relatif lié au point A déplacement $u(t)$ soit dans un repère absolu (déplacement $v(t)$).

Ces déplacements sont liés par la relation :

$$v(t) = u(t) + v_s(t) \quad (\text{III.34})$$

On en déduit par dérivation la relation entre les accélérations

$$\ddot{v}(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{v}_s(t) \quad (\text{III.35})$$

a) Calcul du déplacement relatif

La masse est soumise aux forces horizontales suivant :

- une force de rappel due à la console qui est proportionnelle au déplacement relatif u :

$$F_1 = -ku$$

- une force d'amortissement supposée proportionnelle à la vitesse relative \dot{u} :

$$F_2 = -c\dot{u}$$

Ces forces sont liées à l'accélération absolue \ddot{v} par la relation

$$F_1 + F_2 = m\ddot{v} \quad (\text{III.36})$$

On en déduit l'équation du mouvement :

$$\ddot{v} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (\text{III.37})$$

Soit, compte tenu de (2.35) :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p(t)}{m} \quad (\text{III.37})$$

Avec
$$p(t) = -m\ddot{v}_s(t) \quad (\text{III.39})$$

On voit qu'on ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif en supposant la masse soumise à une force fictive $p(t) = -m\ddot{v}_s(t)$

Proportionnelle à l'accélération absolue du point d'appui A.

La solution est donnée par intégration de Duhamel (III.26) qui prend la forme particulière :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{v}_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

$$\text{Avec : } \omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$$

On constate que la valeur du déplacement ne dépend que de pulsation ω et de l'accélération \ddot{v}_s du sol.

b) Pseudo-accélération

Lorsque le déplacement relatif u de la masse a été calculé, on peut en déduire la force de rappel du ressort :

$$F_1 = -ku \quad (\text{III.41})$$

On peut aussi effectuer un calcul indirect en supposant la masse soumise à une accélération fictive dite « pseudo-accélération » ayant pour valeur :

$$\gamma = \omega^2 u \quad (\text{III.42})$$

L'effort dans le ressort est ensuite évalué par un calcul statique sous l'action de la force :

$$F = m\gamma$$

Appliquée la masse et supposée constante. (Figure. III.14)

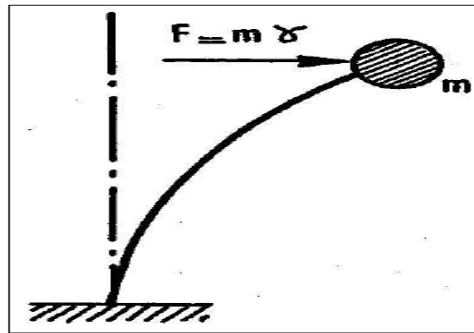


Figure. III.9 : calcul statique à partir de pseudo accélération γ

La force de rappel du ressort a donc pour valeur :

$$F_1 = -F = -m\omega^2 u \quad \text{Avec : } \omega^2 = \frac{k}{m}$$

Les deux méthodes sont donc équivalentes et l'emploi de la deuxième, qui est moins directe, ne peut se justifier que pour des raisons pratiques. [19]

On utilise donc ce modèle simple pour calculer les pseudo-accélérations des masses qui constituent ensuite un cas de charge statique pour une structure modélisée plus finement, ce qui permet d'évaluer les efforts dans tous les éléments.

Dans le cas d'un oscillateur non amorti, l'équation de mouvement s'écrit :

$$\ddot{v} = -\omega^2 u = -\gamma \quad (\text{III.4})$$

III.3 Principe de base du calcul dynamique des structures

Sous séisme, les structures sont soumises à des déplacements imposés de leurs fondations, ce qui revient à un problème de force imposée en se plaçant dans le repère lieux fondations. L'ouvrage subit une force d'inertie due à l'accélération d'entraînement. Dans le système d'axes relatifs lié au sol, l'équation du mouvement prend donc la forme particulière suivante :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p(t) = -(M \Delta)u_g(t) \quad (\text{III.44})$$

Où

M est la matrice de masse de la structure.

C'est la matrice d'amortissement.

K est la matrice de rigidité.

u, \dot{u}, \ddot{u} , sont les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération de la structure (par rapport aux fondations). Ce sont des fonctions du temps.

\ddot{u}_g , est l'accélération du sol en fonction du temps.

Δ , est un vecteur unitaire dans la direction d'entraînement du sol.

La résolution de cette équation différentielle n'est pas aisée. Cependant, il est possible de décomposer les mouvements de la structure dans une base de modes propres d'un système non amorti. Dans cette base, la structure se comporte comme la superposition d'oscillateurs simples indépendants.

Par ailleurs, l'intérêt essentiel porte sur la réponse maximale de la structure en termes d'efforts et de déplacements relatifs. Les spectres de réponse donnent précisément les réponses des oscillateurs simples. Les maxima n'étant pas atteints simultanément, il convient dès les combinardes façons adéquates pour obtenir la réponse maximale de la structure. [20]

III.3.1 Méthodes d'analyse sismique des structures (cas des bâtiments)

III.3.1.1 Analyse statique équivalente

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. [21]

b) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{III.45})$$

- A : *coefficient d'accélération de zone*, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- D : *facteur d'amplification dynamique moyen*, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- η : *Facteur de correction d'amortissement* donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{III.46})$$

- R : *coefficient de comportement global de la structure*

- Q : *facteur de qualité* La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q \quad (\text{III.47})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q

W : *poids total de la structure* et égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Avec} \quad W_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad (\text{III.48})$$

w_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; w_{Qi} : charges d'exploitation ; β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .[21]

III.3.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Les actions sismiques de cette méthode sont obtenues par un spectre de réponse élastique normalisé du RPA en considérant les mêmes coefficients envisagés dans la méthode statique équivalente.

a) Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. [21]

L'analyse sismique des structures complexes se fait généralement par analyse modale spectrale. Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Modéliser la structure
- Déterminer le spectre de réponse de l'ouvrage, fonction du paramètre " \mathbf{a}_N ", du type de site, de l'amortissement ξ , et de son comportement : $S_a(\omega, \xi)$
- Choisir le nombre de modes.
- Calculer les fréquences et les modes propres.
- Décomposer la solution recherchée en terme
- es de déplacements sur la base des modes propres.

$$u(t) = DV(t) = \sum_i V_i(t) \cdot D_i \quad (\text{III.49})$$

Avec:

D_i : les vecteurs propres [D_1, \dots, D_n].

$V(t)$: vecteur colonne des valeurs de fonctions (Intégrale de Duhamel) :

$$V_i : \text{solution de l'équation } \ddot{V}_i + 2\xi\omega_i\dot{V}_i + \omega_i^2 V_i = -p_i \ddot{u}_g \quad (3.50)$$

Où ω_i est la pulsation associée au vecteur propre (D_i) et p_i le facteur de participation modale.

- Rechercher le maximum de ces fonctions de temps, correspondant au mode i de pulsation ω_i , à partir du spectre de réponse défini ci-dessus.

$$\omega_i \rightarrow v_{\max} = p_i \frac{s_a(\omega_i)}{\omega_i^2} \quad (\text{III.51})$$

- Les maxima modaux ne sont pas atteints simultanément. Le maximum de la réponse d'une structure est une combinaison quadratique simple, si les modes sont indépendants, sinon, une combinaison quadratique complète.
- Cumuler éventuellement les réponses correspondant aux différentes composantes du mouvement sismique. [20]

d) Avantages de cette méthode :

- Simplicité
- Temps de calcul : faible
- Obtention directe des maxima (déplacement, vitesse, accélération, effort,...) de réponse

III.3.1.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [21]

III.3.2 Méthodes d'analyse sismique dans les cas des ouvrages d'arts**III.3.2.1 Analyse spectrale monomodale****a) Principe**

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée. [22]

b) Définition

Pour les structures dites régulières et lorsque le tablier est rigide, le modèle complet peut être remplacé, dans chacune des directions horizontales de calcul, par un oscillateur réputé équivalent et caractérisé du point de vue dynamique par :

- sa masse M , égale à la masse totale vibrante de la structure,
- sa rigidité totale K des appuis fixes vis-à-vis du mouvement sismique,
- sa période T , égale à celle de son mode fondamental dans la direction considérée

Dans ce cas, la pulsation ω et la période T de la structure sont calculées par les formules suivantes : [20]

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad \text{Ou} \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{III.52})$$

c) Domaine d'application

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

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

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).
- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal. [22]

III.3.2.2 Analyse spectrale multimodale – Méthode du spectre de réponse**a) -Définition**

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

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

b) Domaine d'application

Pour les types de ponts suivants, qui sont définis comme ponts spéciaux, ponts haubanes, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes, etc.

III.3.3 Les autres méthodes linéaires

Toute utilisation de l'une de ces méthodes doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

III.3.3.1 Analyse temporelle

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

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels.

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

Toute utilisation de ce type de représentation de l'action sismique doit faire appel à une méthode scientifique validée.

III.3.3.2 Analyse temporelle non linéaire

La réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels. [22]

III.4 Conclusion

À la lumière de ce qui précède, on peut tirer les conclusions suivantes :

- - Pour que les constructions résistent aux forces provoquées par le tremblement de terre, l'étude des réponses sismiques de ces constructions est nécessaire afin de démontrer l'efficacité des conceptions parasismiques choisies.
- - Cela souligne la nécessité pour les ingénieurs civils à la conception parasismique des constructions, en prenant les effets des tremblements de terre et des problèmes pratiques auxquels sont confrontés.

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV

**Analyse sismique
monomodale et
multimodale
D'un pont dalle**

CHAPITRE IV

Analyse sismique monomodale et multimodale d'un pont dalle

IV.1 Introduction

L'objectif poursuivi par le chapitre précédent est de faire ressortir les notions de base et les phases essentielles du calcul dynamique, qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée sur le comportement sismique de l'ouvrage.

Par contre, le présent chapitre vise à présenter les résultats de l'analyse sismique monomodale d'un pont dalle et les résultats de l'analyse sismique multimodale de même pont dalle (application pratique de la théorie du chapitre 03). Par la suite, des études comparatives entre ces deux analyses sismiques sont faites toutes en appliquant les règles de conception parasismique des ouvrage d'art (RPOA 2008) et des conclusions de la comparaison sont données.

IV.2. Présentation de l'ouvrage

C'est un pont dalle en béton armé de **groupe 1**, à deux travées identiques et une seule pile (Figure IV.1). L'ouvrage est implanté en zone non urbaine de sismicité **IIIb**.

IV.2.1 Les caractéristiques de l'ouvrage

- Le pont à une longueur totale de 30 m, une largeur de tablier de **10 m** et une épaisseur de **0.5 m**.
- La pile centrale est constituée de **3 fûts** circulaires de **6 m** de haut et de **1.5 m** de diamètre espacés de **2.25 m** (Figure IV.2).
- Le tablier repose sur chaque appui par l'intermédiaire de **6** appareils d'appui en élastomère fretté, de dimensions : **500x500x60 [mm]**.

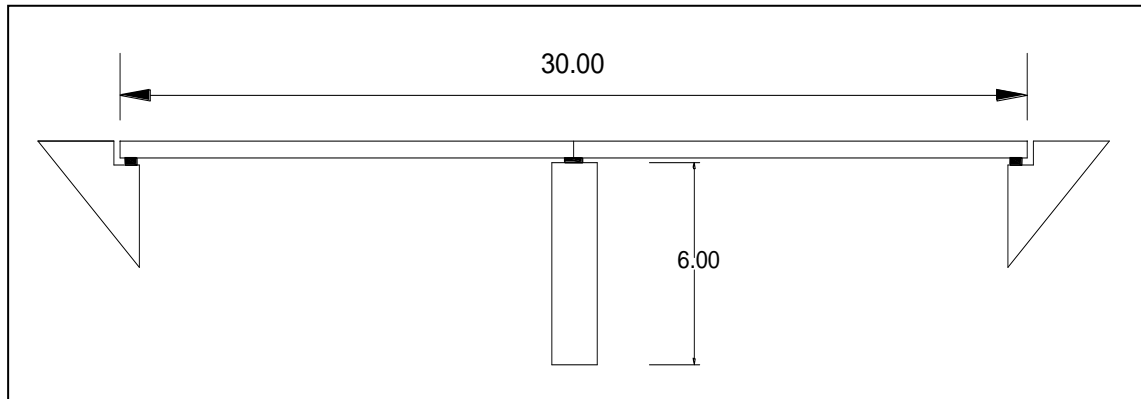


Figure IV.1 : Coupe longitudinale de l'ouvrage

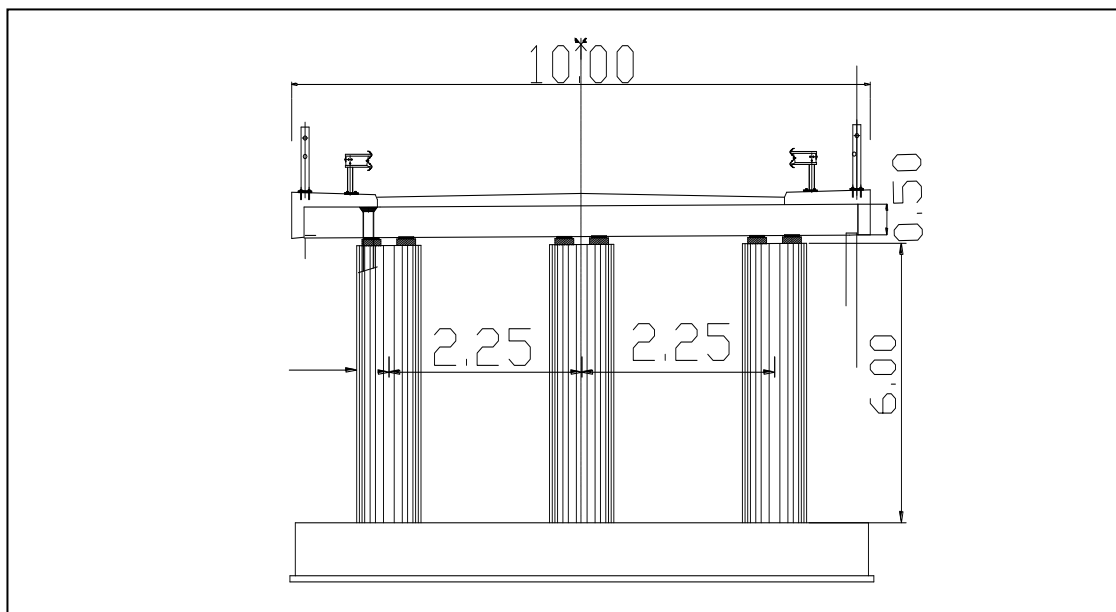


Figure IV.2 : Coupe transversale de l'ouvrage

IV.2.2 Les données de l'ouvrage

❖ - L'ouvrage étudié étant un pont dalle implanté sur un site de caractéristiques géotechniques **S3**. En supposant que les matériaux ont les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Béton : Tablier et piles : $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$;
- Acier : FeE400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$)
- Appareils d'appui : Caoutchouc : $G = 1.2 \text{ MPa}$;

La charge d'exploitation $Q=5\text{t/m}^2$.

❖ - L'action sismique est représentée par le spectre de calcul élastique suivant :

▪ - Composante horizontale :

$$S_a = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \cdot (1 + (T/T_1)^{2.5\eta - 1}) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (3T_2/T^2) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

S_a : spectre d'accélération.

A : coefficient d'accélération de zone

S : coefficient de site

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

T_1 et T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

η : facteur de correction d'amortissement soit : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

▪ - composante verticale

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

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

$S_{ae}^v(T)$: l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale

g : accélération de la pesanteur ($=9,81\text{m/s}^2$)

A : coefficient d'accélération de zone

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

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

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

η : facteur de correction d'amortissement soit : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

IV.3 Analyse sismique monomodale de l'ouvrage (période fondamentale)

Notre travail est de déterminer et d'analyser en appliquant les règles de conception parasismique des ouvrage d'art (RPOA 2008) ce qui suit :

□ - Direction longitudinale

- - Les conditions d'applicabilité de la méthode l'analyse sismique monomodale ;
- - La masse totale de l'ouvrage en supposant un poids des équipements de 3500 kg/ml ;
- - La raideur des appuis et des appareils d'appui ainsi que la raideur du système ;
- - La période fondamentale de l'ouvrage ;
- - L'effort longitudinal résultant ainsi que l'effort par élément porteur ;
- - Le déplacement du tablier par rapport au sol ;
- - Le déplacement de la tête de pile par rapport au sol.

□ - Direction transversale

- - La période de La sollicitation sismique transversale en supposant que le tablier est bloqué transversalement sur la pile.
- - déterminer de l'effort transversal résultant ainsi que l'effet par élément porteur.
- - Le déplacement du tablier par rapport au sol.

- - Le déplacement de la tête de pile par rapport au sol.

□ Direction verticale

- - Déterminer les réactions d'appuis verticaux sous séisme en utilisant la méthode approchée.

IV.3.1 Direction longitudinale

IV.3.1.1 Conditions d'applicabilité de la méthode spectrale monomodale

➤ La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, cela revient à vérifier que la masse des piles est inférieure à 0.43 masse du tablier ($M_p < 0.43 M_T$)

a) Masse de tablier

❖ Définition de la masse modale:

La masse à prendre en compte est la masse totale du tablier :

$$\begin{cases} M = M_{TAB} & \text{si pont est urbain } (\alpha=0) \\ M = M_{TAB} + \alpha Q & \text{si non } (\alpha \neq 0) \end{cases}$$

$$\text{Dalle : } 2.5 \times 0.5 \times 10 = 12.5 \text{ t/ml}$$

$$\text{Equipement : } 3500 \text{ kg/m} = 3.5 \text{ t/m}$$

Charge d'exploitation : Q, $\alpha=0$; pont est urbain

$$M_T = 12.5 + 3.5 = 16 \text{ t/m} = 16 \times 30 = 480 \text{ t} \quad M_T = 480 \text{ t}$$

b) Masse des piles

$$M_p = 3 \times M_{fût} = 3 \left[2.5 \times \frac{\pi D^2}{4} \times 6 \right] = 3 \left[2.5 \times \frac{\pi (1.5)^2}{4} \times 6 \right] = 79.48 \text{ t} ; M_{pile} = 79.48 \text{ t}$$

$$\begin{cases} M_{pile} = 79.48 \text{ t} \\ M_T = 480 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow M_p < 0.43 M_T \Rightarrow 79.48 < 0.43 \times 480 \Rightarrow 79.48 < 206.4 \text{ t}$$

(condition est vérifiée)

- Le biais est supérieur à 70 grades : en effet le pont étau droit, donc il n'y a pas de condition à vérifier concernant le biais.
- La courbure est inférieure à 30 grades ; en effet le pont étant rectiligne, donc il n'y a pas de condition à vérifier concernant la courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

On doit vérifier que : $e_0 < 0.05L$ on $L = 30m$

$$e_0 = |cdm - cde| \quad \mathbf{Cdm} : \text{centre de masse de tablier} ; \mathbf{Cde} : \text{centre élastique des appuis}$$

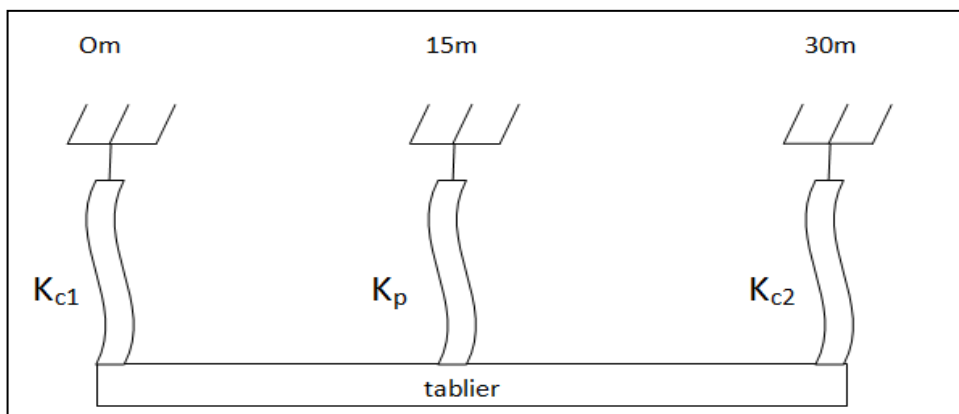
✓ - Calcul de centre de masse

Le tablier étant par faite ment symétrique, de plus, il est complètement isolé des appuis, le centre de masse se situe donc au un lieu de tablier $cdm = 15m$

- centre élastique des appuis :

$$\mathbf{Cde} \text{ ou } \mathbf{Cea} \text{ ou } \mathbf{cdt} = \frac{\sum k_i \times x_i}{\sum k_i} = \frac{k_{c1} \times x_1 + k_p \times x_2 + k_{c2} \times x_3}{k_{c1} + k_p + k_{c2}}$$

Le point de référence est pris arbitrairement.



Figurier IV.3 : Schéma représenté les raideurs des appuis

$$c_{dt} = \frac{k_{c1} \times 0 + k_p \times 15 + k_{c2} \times 30}{\sum k} = \frac{15k_p + 30k_{c2}}{\sum k}$$

✓ - **Calcul de la raideur des appuis**

On néglige la raideur des fondations.

➤ **Raideur des appuis**

$$K_{c1} \text{ sur culée (1)} : \frac{1}{k_{c1}} = \frac{1}{k_{culée(1)}} + \frac{1}{k_{aa}}$$

$$k_{culée(1)} = \infty \Rightarrow k_{c1} = k_{aa} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

$$k_{culée(1)} = k_{c1} = 6 \times \frac{1200 \times 0.5 \times 0.5}{0.06} = 30 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

$$K_{c1} \text{ sur culée (1)} : \frac{1}{k_{c2}} = \frac{1}{k_{culée(2)}} + \frac{1}{k_{aa}}$$

$$k_{culée(2)} = \infty \Rightarrow k_{c2} = k_{aa} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Donc :

$$k_{culée(1)} = k_{culée(2)} = K_{aa} = 30 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

K_p sur pile intermédiaire :

$$\frac{1}{k_p} = \frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{aa}} \Rightarrow k_p = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{aa}}}$$

$$k_{pile} = 3 \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{Avec } E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Leftrightarrow 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa} \approx 35982 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times (1.5)^4}{64} = 0.2484 \text{ m}^4$$

$$k_{pile} = 3 \times \frac{3 \times 35982 \times 0.2484}{6^3} = 372373 \text{ KN/m}$$

$$k_p = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{aa}}} = \frac{1}{\frac{1}{372373} + \frac{1}{30000}} = 27763.27 \text{ KN/m} \approx 2.7 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

D'ou: la raideur des appuis :

$$K = \sum K = K_{c1} + K_{c2} + K_p = 2 \times 30 \times 10^3 + 27.8 \times 10^3 = 87.8 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

Ainsi donc la raideur du système c'est la raideur en appuis :

$$K = \sum K = 87.8 \times 10^3 \text{ KN/m} \Rightarrow K = K_{systeme} = \sum K = 87.8 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } cdt = \frac{(15 \times 27.8 \times 10^3) + (30 \times 30 \times 10^3)}{87.8 \times 10^3}$$

$$cdt = \frac{(15 \times 27.8) + (30 \times 30)}{87.8} = \frac{417 + 900}{87.8} = \frac{13.17}{87.8}$$

$$cdt = 15 \text{ m}$$

Ainsi donc : $e_0 = |cdm - cdt| = |15 - 15| = 0$ est inférieur à $0.05 \times L = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ m}$

L'ouvrage est donc symétrique aux bien géométriquement que mécaniquement, l'excentricité est donc nulle (c'est démontrée) et la condition est vérifiée ($e_0 < 5\% L$ avec L : longueur de tablier).

Conclusion : l'ensemble des quater condition étant bien satisfaites, la méthode monomodale peut être appliquée pour l'estimation de la période de vibration du pont.

IV.3.1.2 La période fondamentale de l'ouvrage

- La masse totale de l'ouvrage : $M = 480 \text{ t}$
- La raideur du système : $K = 87.3 \times 10^3 \text{ KN/m}$
- La période fondamentale de l'ouvrage

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{480}{87.3 \times 10^3}} = 0.466 \approx 0.47 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad T = 0.47 \text{ s}$$

- Evaluation de la force statique équivalente :

$$F = MS_{ae} \quad \text{Avec : } S_{ae} = f(T, \xi)$$

Evaluation de l'amortissement : par simplification dans le cas des ponts courant, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans Le cas d'ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égale à 5% ce qui revient à utiliser un spectre sous correction (spectre élastique)

$$\xi = 5\% \longrightarrow \eta = 1 \quad ; \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \text{ est le facteur de correction de l'amortissement}$$

Il s'agit d'un pont de **groupe 1**, implanté en **zone IIb** sur un site de type S3. De ce fait, on a Selon le RPOA 2008 on trouve les paramètres suivant :

$$\begin{cases} T_1 = 0.20s \\ T_2 = 0.50s \\ S = 1.2 \end{cases} \quad \text{Avec : } T_1, T_2 \text{ périodes caractéristiques associées à la catégorie de site}$$

S : coefficient de site et A= 0.30

Avec $T_1 < T < T_2$

Donc : $0.20 \text{ s} < 0.47\text{s} < 0.50\text{s}$

$$\Rightarrow S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta A g S = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.2 = 8.829 \text{ m} / \text{s}^2$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 8.829 \text{ m} / \text{s}^2$$

IV.3.1.3 Effort longitudinal résultant

$$F = M S_{ae} = 480 \times 8.829 = 4237.92 \text{ KN}$$

$$F = 4237.92 \text{ KN}$$

❖ Evaluation des efforts par élément porteur

$$F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \times F = \frac{K_i}{K} \times F$$

$$\text{Culée : } F_{c1} = F_{c2} = \frac{K_i}{\sum K} F_L = \frac{30 \times 10^3}{87.8 \times 10^3} \times 4237.92 = 1448.14 \text{ KN} \Leftrightarrow F_{c1} = F_{c2} = 1448.14 \text{ KN}$$

$$\text{Pile : } F_p = \frac{K_p}{\sum K} \times F_L = \frac{27.8 \times 10^3}{87.8 \times 10^3} \times 4237.92 = 1341.85 \text{ KN}$$

$$F_p = F_{\text{Pile}} = 1341.85 \text{ KN}$$

IV.3.1.4 Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{sol}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_a = \frac{(0.47)^2}{4(3.14)^2} \times 8.829 = 0.0495 \text{ m} = 4.95 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

IV.3.1.5 Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol

$$d_{\text{sol}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{Pile}}}{K_{\text{Pile}}} = \frac{1341.85}{372373} = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.36 \text{ cm} = 3.6 \text{ mm}$$

IV.3.2 Direction transversale

IV.3.2.1 Période de la sollicitation sismique transversale

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide car $\frac{L}{B} < 5$ en effet

$$\frac{L}{B} = \frac{30}{10} = 3 < 5 \text{ cm}$$

Nous suivons la même démarche que par le séisme longitudinal sauf que la moitié de la masse de la pile va être rajouté à la masse du tablier et la rigidité va être $\frac{12EI}{h^3}$.

❖ calcul de la moitié de la masse de la pile :

$$m_p = \left(\frac{1}{2} \times \rho \times \frac{\pi b^2}{4} \times h \right) \times 3 = 3 \times \left(\frac{1}{2} \times 2.5 \times \frac{(3.14) \times (1.5)^2}{4} \times 6 \right) = 39.74 \text{ t}$$

$$m_p = 39.74 \text{ t}$$

$$\text{D'ou } M_{\text{systeme}} = 39.74 + 480 = 519.74 \text{ t}$$

❖ Calcul de la raideur de système :

- Raideur des appuis, culée C₁ et C₂

$$K_{c1} = K_{c2} = K_{aa} = 30 \times 10^4 \text{ KN/m} \quad (\text{Déjà calculée})$$

- Raideur de la pile centrale

$$K_p \text{ sur pile intermédiaire : } \frac{1}{K_p} = \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{aa}} \quad \Rightarrow \quad K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{aa}}}$$

$$K_{aa} = 30 \times 10^3 \text{ KN/m} \quad (\text{déjà calculée})$$

$$K_{pile} = 3 \times \frac{12EI}{h^3} = 3 \times \frac{3 \times 4 \times E \times I}{h^3} = 4 \left(3 \times \frac{3 \times E \times I}{h^3} \right) = 4 \times K_{pile} = 4 \times 372372 = 1489488 \text{ KN/m}$$

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{aa}}} = \frac{1}{\frac{1}{1489488} + \frac{1}{30 \times 10^3}} = 29407.70 \text{ KN/m}$$

$$K_p = 29407.70 \text{ KN/m} \approx 29408 \text{ KN/m}$$

D'au la raideur des appuis :

$$K = \sum K = K_1 + K_2 + K_p = 2 \times 30 \times 10^3 + 29408 = 60 \times 10^3 + 29408 = 89408 \text{ KN/m}$$

$$K_{syst} = 89408 \text{ KN/m}$$

En fin la période du système (ouvrage).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{519.74}{89408}} = 0.4788 \text{ s} \quad ; \quad T \approx 0.48 \text{ s}$$

IV .3.2.2 Détermination de l'effort transversal résultant ainsi que l'effort par élément porteur

❖ Détermination de l'effort transversal résultant

$$F_t = MS_{ae}(T, \xi) = M \times 2.5\eta A g S = 519.74 \times 8.829$$

$$F_t = 4588.79 \text{ KN/m}$$

❖ Evaluation des efforts par élément porteur.

$$F_i = \frac{k_i}{\sum k_i} F$$

$$\text{Sur culée : } F_{c1} = F_{c2} = \frac{K_c}{\sum k} F = \frac{30 \times 10^3}{89408} \times 4588.79$$

$$F_{c1}^t = F_{c2}^t = 1539.73 \text{ KN}$$

$$\text{Sur la pile : } F_p = \frac{K_p}{\sum K} F_t = \frac{29408}{89408} \times 4588.79$$

$$F_p = 1509.43 \text{ KN}$$

IV.3.2.3 Déplacement de tablier par rapport au sol :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_a = \left(\frac{0.48}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 8.829 = 0.0516 \text{ m}$$

$$d_{/sol}^{\text{tablier}} = 5.16 \text{ cm}$$

IV.3.2.4 Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol

$$d = \frac{F_p}{K_{pile}} = \frac{1509.34}{1489488} = 1.01 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.1 \text{ cm} = 1 \text{ mm}$$

$$d_{/sol}^{\text{tatepil}} = 0.1 \text{ cm}$$

IV.3.3 Direction verticale

IV.3.3.1 Effort vertical (composant verticale)

- effet à considérer pour les tabliers en béton précontrainte
- effet à considérer pour les appareils d'appui
- effet sur les piles à négliger dans les zones à faible sismicité (I, IIa)

Pour la détermination des réactions d'appui verticales sous séismes on utilise la méthode approchée préconisée par le guide setra 2000. [20]

Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'E.L.U. On ne tiendra donc pas compte des efforts dans le tablier dus au séisme vertical.[20]

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R_i . Peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Où : L est la longueur de la travée principale, et μ est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

Le paramètre « a » caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site : $a = 0.7 \times a_N \times R_M$

a_N : est l'accélération nominale

R_M correspond au plateau du spectre élastique normalisé. [20]

Si on fait la corrélation (l'analogie) avec le RPOA-2008, on peut écrire :

$$a = \alpha \times A \times S_{ae}^V(T) \Rightarrow a = \alpha \times A \times S_{ae}^V$$

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale

A : coefficient d'accélération de zone classe de l'ouvrage G1 (groupe 1), zone IIb $\Leftrightarrow A=0.3$

Le paramètre « b » quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires $L=1$, $i=1$, $R(T)=1$ pour toute période T .

Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types des ouvrages [20]

D'après la figure 4.4, on a : $L=15\text{m}$ et $\psi L=15\text{m} \rightarrow \psi=1$;

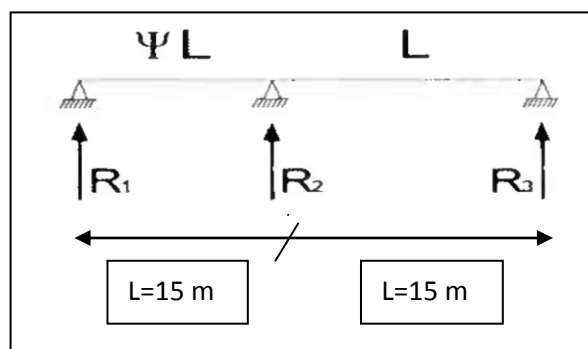


Figure IV.4 : réaction d'appui d'un pont en deux travées

D'après le tableau 4.7 de la référence [20]

Tableau IV.1 : Les valeurs paramètre b

ψ	R_1	R_2	R_3
0.5	0.22	0.57	0.33
0.6	0.24	0.49	0.31
0.7	0.29	0.52	0.28
0.8	0.33	0.63	0.25
0.9	0.34	0.78	0.25
1	0.31	0.89	0.31

$$\text{On à deux travées et } \psi=1 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0.31 \\ b_2 = 0.89 \\ b_3 = 0.31 \end{cases}$$

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

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

$S_{ae}^v(T, \xi)$ Correspond au plateau du spectre élastique.

Car une pile (ou culée) étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, alors on de place sur le plateau du spectre élastique.

$$\text{Donc : } S_{ae}^v = 2.5\alpha A g \eta$$

$$T_1 = 0.20s \leq T \leq T_2 = 0.50s \quad (\text{cas site S3})$$

$$A=0.30 \quad \text{et} \quad g=9.81\text{m/s}^2$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

$$\text{Zone sismique IIb} \Rightarrow \alpha = 0.7$$

$$\text{D'où : } S_{ae}^v = 2.5 \times 0.7 \times 0.30 \times 9.81 \times 1 = 5.1502\text{m} / \text{s}^2$$

$$S_{ae}^v = 5.15m / s^2$$

Et $\mu = \frac{M}{L}$ c'est la masse linéique du tablier correspondant les équipements.

$$\mu = \frac{480}{30} = 16t / m = 16000Kg / m$$

Et $a = \alpha A S_{ae}^v = 0.7 \times 0.3 \times 5.15 = 1.0815m / s^2$

D'où les réactions d'appui : $R_i = ab_i \mu L$

$$\text{➤ } R_1 = ab_1 \mu L = \pm 1.0815 \times 0.31 \times 16 \times 15 = \pm 80.46KN$$

$$F_v^{culée} = R_1 = \pm 80.46KN \Rightarrow R_1 = \pm 8.05t$$

$$\text{➤ } R_2 = ab_2 \mu L = \pm 1.0815 \times 0.89 \times 16 \times 15 = \pm 231.01KN$$

$$F_v^{pile} = R_2 = \pm 231.01KN \Rightarrow R_2 = \pm 23.10t$$

$$\text{➤ } R_3 = ab_3 \mu L = \pm 1.0815 \times 0.31 \times 16 \times 15 = \pm 80.46KN$$

$$F_v^{culée} = R_3 = \pm 80.46KN \Rightarrow R_3 \approx \pm 8.05t$$

$$\text{➤ } R_1 = R_2 = F_v^{culée} = \pm 8.05t \quad \text{et} \quad R_2 = F_v^{pile} = \pm 23.10t$$

On vérifie les appareils d'appui et les piles en cumulant ces valeurs avec les réactions d'appui sous charge (verticales) permanentes et en les combinant avec les actions résultant du séisme horizontal.

Il convient de prendre ces réactions d'appui vers le haut et vers le bas afin de tenir compte aussi bien du séisme vertical ascendant que du séisme vertical descendant.

IV.4 Analyse sismique multimodale de l'ouvrage (pont dalle)

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode d'analyse sismique monomodale (mode fondamental) pour les ponts réguliers, ou par la méthode d'analyse sismique multimodale (spectre de réponse) pour déverse types de ponts. Cette dernier se base sur un calcul dynamique spectral multimodal. Notre travail est d'étudier le même pont dalle

précédent par l'analyse multimodale à l'aide d'un logiciel de calcul dynamique des structures Sap2000 pour analyser mieux le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.4.1 Etapes de modélisation de notre ouvrage par SAP2000

Le **SAP 2000** est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique dans un environnement à trois (3) dimensions des ouvrages avec une bibliothèque d'élément qui donne une approche de comportement du type de structure choisie.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

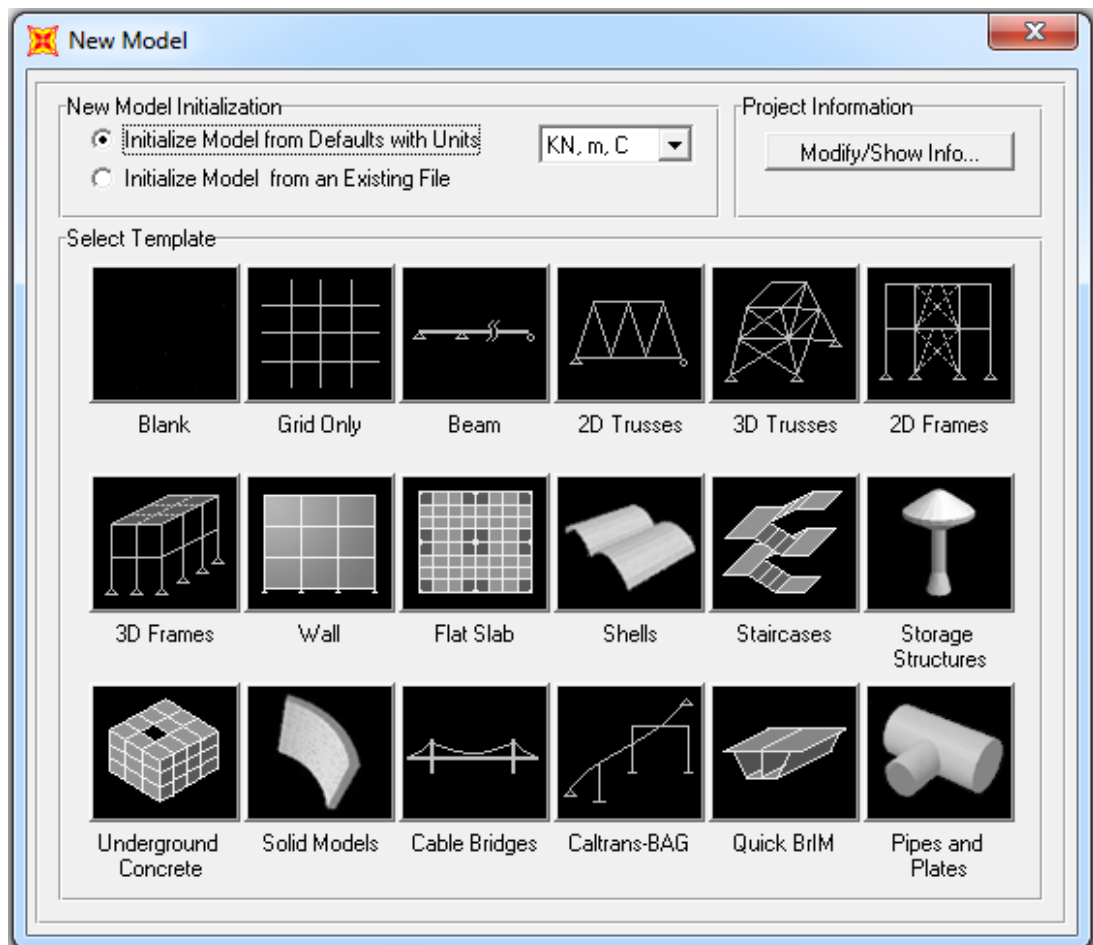


Figure IV.5 : Présentation de logiciel Sap2000

Pour la modélisation du notre ouvrage (pont dalle) présenté dans la section 4.2 on suive les étapes suivantes :

IV.4.1.1 Le choix de type d'ouvrage

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **Blank** », les étapes suivies pour la modélisation sont indiquées comme suit :

Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d'abord changer l'unité au « **KN, m, C** » et ensuite le choix du modèle « **Blank** » est sélectionner soit immédiatement par la barre des tâches ou en cliquons sur « **File** » \implies « **New Model** ».

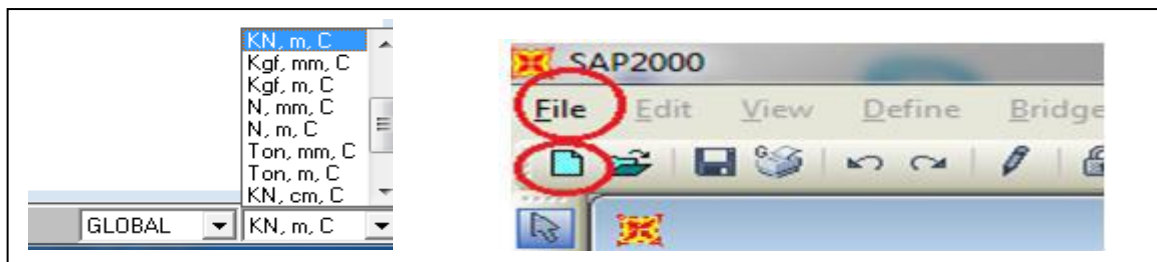


Figure IV.6 : Choix d'unité et de nouveau modèle.

Dans ce cas, le modèle « **Blank** » est pris comme choix. On passe ensuite par la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve tous les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

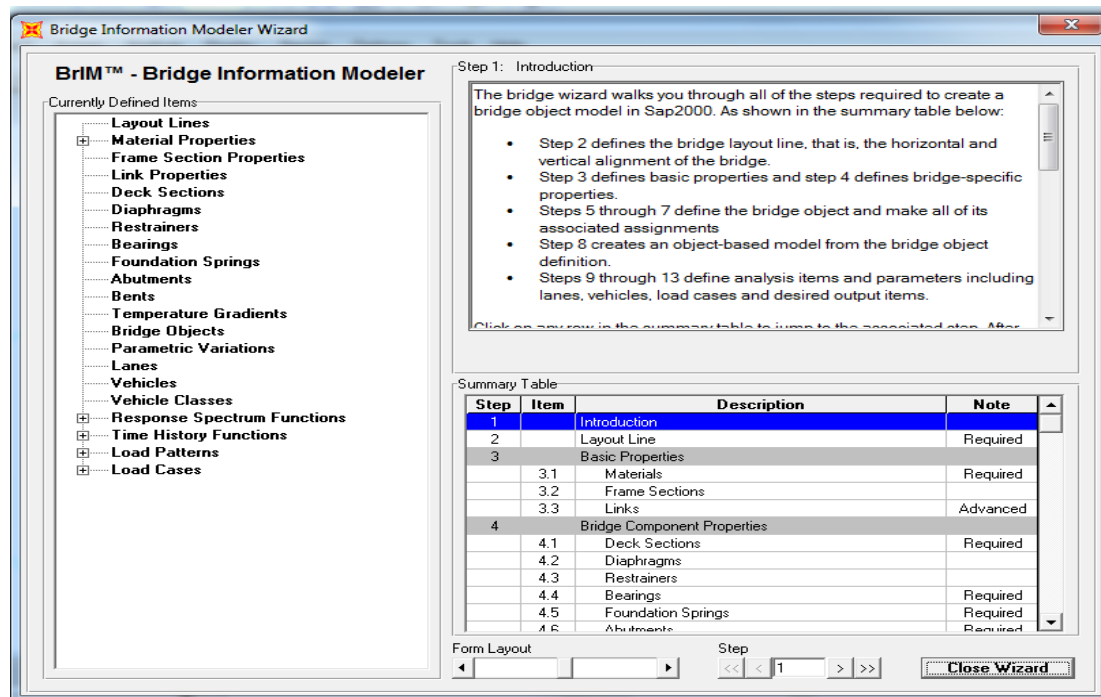


Figure IV.7 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».

IV.4.1.2 La modélisation du tablier

Le tablier est définie par la description « **Layout Line** » représenté dans le tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initial et final de toute longueur du tablier, comme indiqué dans la figure suivante :

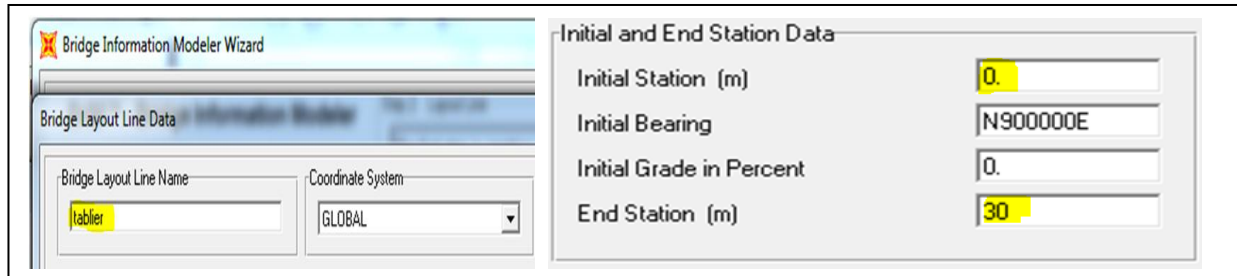


Figure IV.8 : Affectation de la longueur du tablier

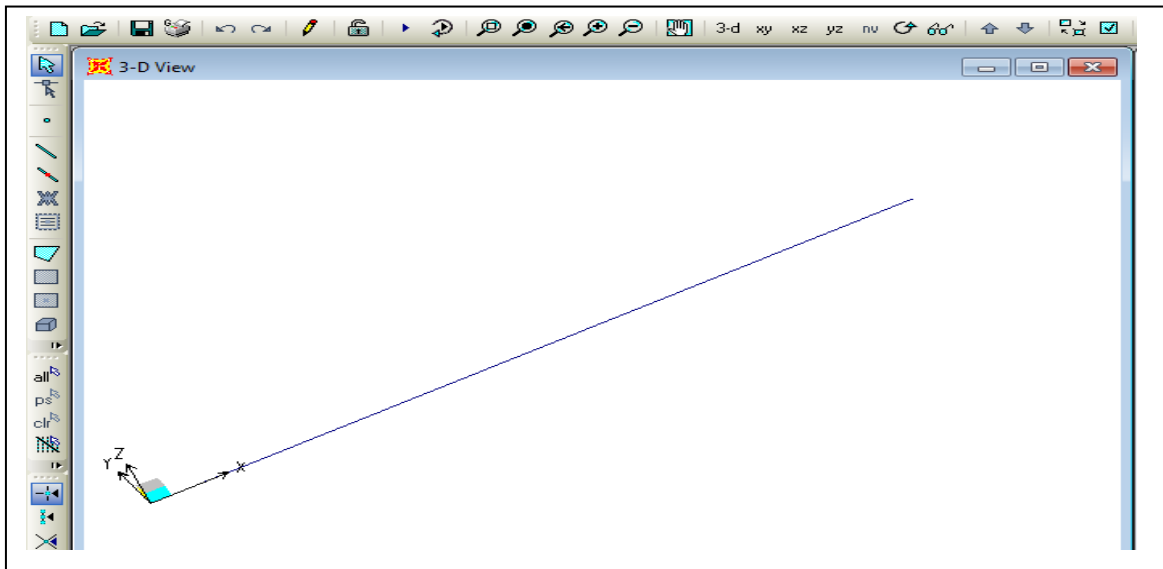


Figure IV.9 : Représentation de la longueur du tablier

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude en choisissant la description « **Materials** » et par suite on définit les propriétés des sections du tablier.

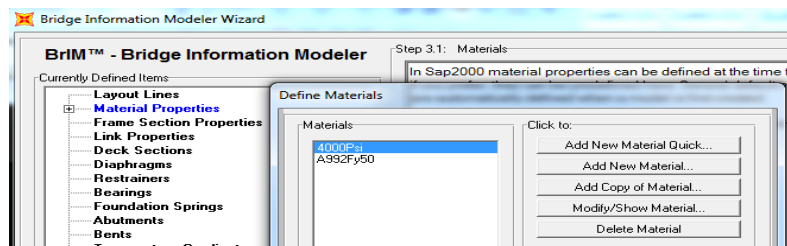


Figure VI.10 : représentation de la preperitie des matériaux

Pour cela, on passe par « **Frame section** » et dans laquelle on choisit le type « **concrete** » signifiant le Béton, et la forme « **Rectangular** », donc on fait entrer le dimensionnement de De chevêtre d'hauteur 1.5m et d'épaisseur 0.8m.

La description « **Deck Section** » nous permet de définir le tablier, en choix de type de section dalle « **Flat Slab** » par entrant les valeurs des dimensions de la section de tablier (0.5x10) m.

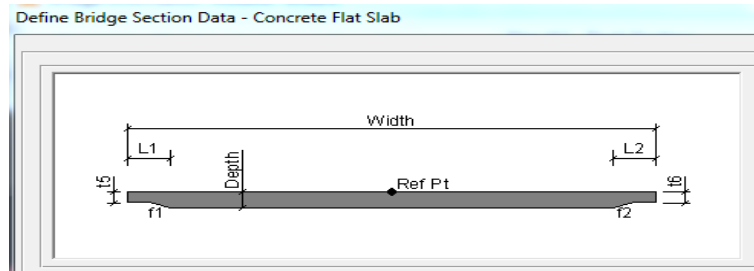


Figure IV.11 : la section de tablier choisie

Ensuite on doit diviser notre tablier en deux travées, pour cela on choisit « **Bridge Object** » du tableau, et on donne le nombre de travée et la longueur de chaque travée, comme suit :

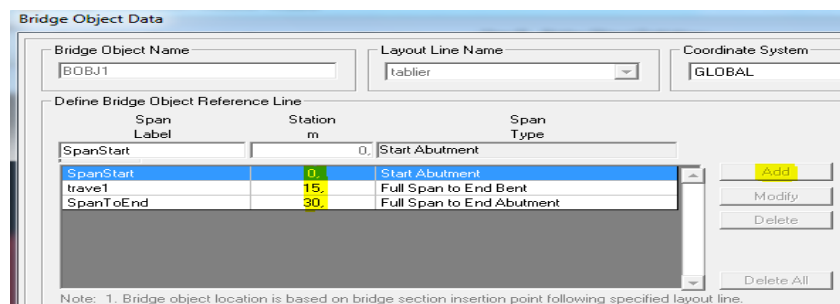


Figure IV.12 : division de notre tablier en deux travées

IV.4.1.3 Détermination des Charges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Definitions** » du tableau indiqué dans la figure (IV.13) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New Load Pattern** », représenté comme suit :

Step	Item	Description	Note
9		Lane and Vehicle Definitions	
	9.1	Lanes	
	9.2	Vehicles	
	9.3	Vehicle Classes	
10		Function Definitions	
	10.1	Response Spectrum Functions	
	10.2	Time History Functions	
11		Load Pattern Definitions	Required
12		Load Case Definitions	
	12.1	Load Cases	Required
	12.2	Construction Scheduler	Advanced
13		Moving Load Case Results Saved	

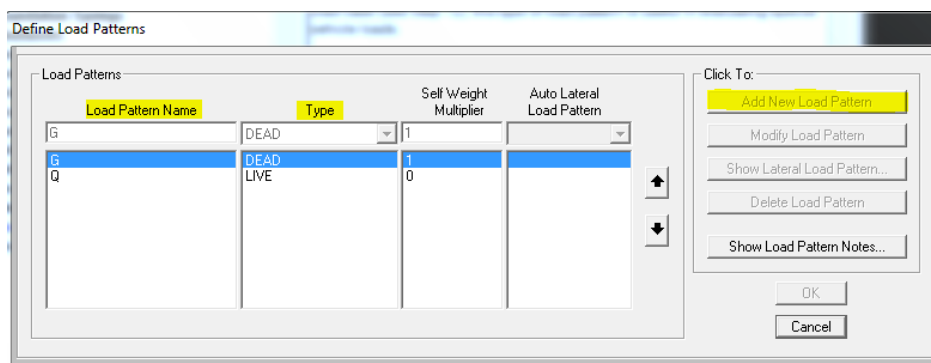


Figure IV.13 : les cas des charges statiques choisies

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinations** » et puis définir le cas de chargements dans « **Load Cases** », soit linéaire et statique, ou pour certaines surcharges, comme ceux de camion, on choisit le type « **Moving Load** ».

Ensuite, on représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description « **Lanes** » de même tableau de la figure (IV.13), ou par passant de « **Define** » \implies « **Bridge Loads** » \implies « **Lanes** ».

Donc par suite on peut faire entrer la valeur de chaque surcharge et sa classe de véhicule, soit directement du tableau de « **Bridge Wizard** » ou par la tâche « **Define** ».



Figure IV.14: Affectation des valeurs des surcharges

Passons ensuite, à la modélisation du pont dans le **cas dynamique**. En utilisant les mêmes étapes au cas Statique en passant par « **Bridge Wizard** » de la tâche « **Bridge** ».

On définit les piles et le chevêtre comme élément « **Frame** ».

Quand les propriétés des sections sont données, on passe à l'étape afin de définir la culée, sachant que la description « **Abutement** » représente cette dernière, comme suit :

« **Bridge** » \implies « **Abutement** » \implies « **Add New Bridge Abutement** », et donner un nom pour l'élément :

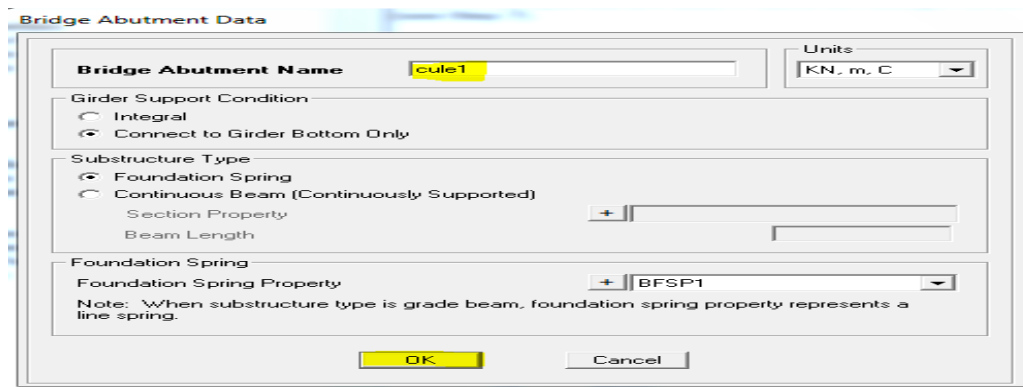


Figure IV.15 : Définition des culées

L'étude dynamique comporte uniquement les combinaisons sismiques, et pour cette raison on doit définir les spectres de réponses horizontal et vertical comme suit :

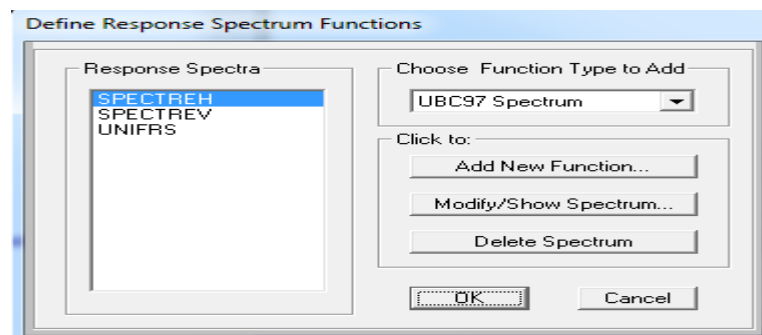


Figure IV.16 : Détermination des Spectres Horizontal et Vertical

En utilise l'analyse « **analyze** » \implies « **Run analysis** »

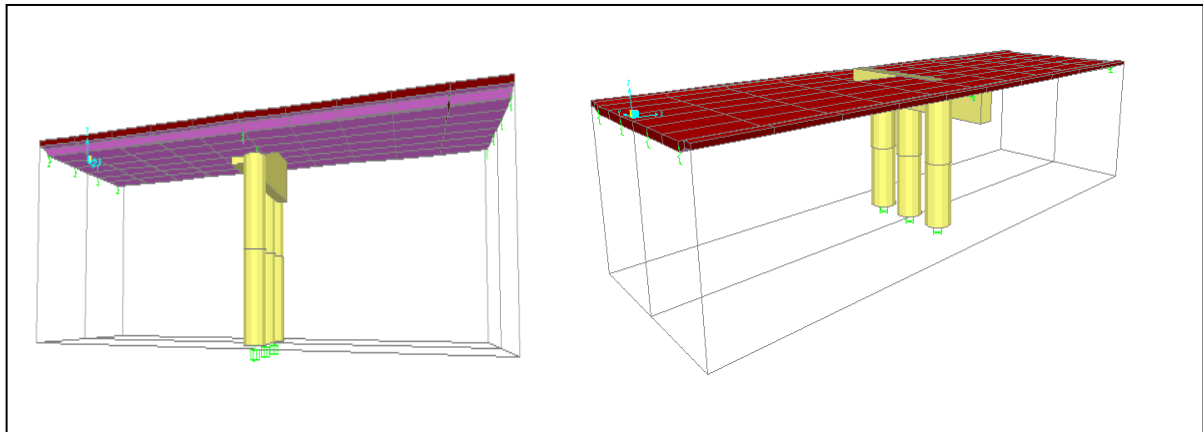


Figure IV.17 : Modèle finale du Pont

IV.5 Présentation des résultats de l'analyse dynamique multimodale obtenue

IV.5.1 Déformé du pont sous les charges sismiques

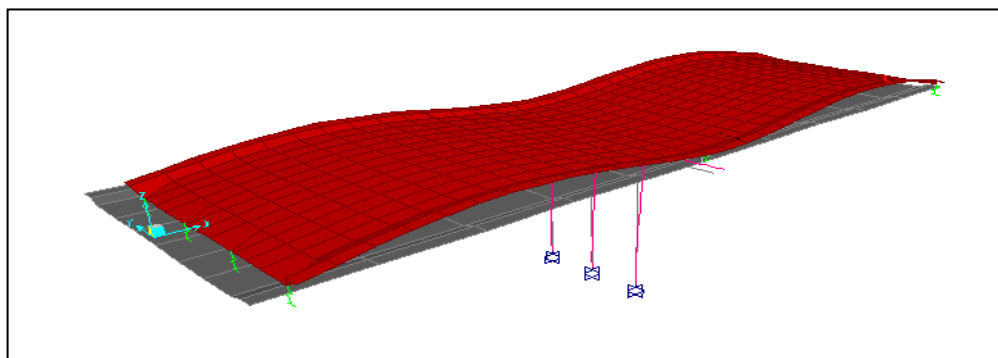


Figure IV.18 : déformation du tablier (Cas de charge sismique)

IV.5.2 Périodes propres du pont sous les charges sismique

Après l'analyse du modèle on récapitule les périodes dans les Cinq (05) premiers modes pour chaque sens sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des périodes en seconde (s).

MODES PROPRE	PERIODES (s)		
	DANS LE SENS X	DANS LE SENS Y	DANS LE SENS Z
1	0.469	0.469	0.469
2	0.302	0.302	0.302
3	0.222	0.222	0.222
4	0.206	0.206	0.206
5	0.165	0.165	0.165

On peut noter les 5 modes qu'on a, avec leurs sens suivants X, Y et Z et la période pour chaque mode c'est la même.

IV.5.3 Les moments fléchissant

a)- Moments fléchissant due au poids propre :

D'après le calcul avec logiciel SAP2000, On a trouvée les résultats présentées sous forme de diagramme suivant :

- Dans le tablier

Le moment en KN.m

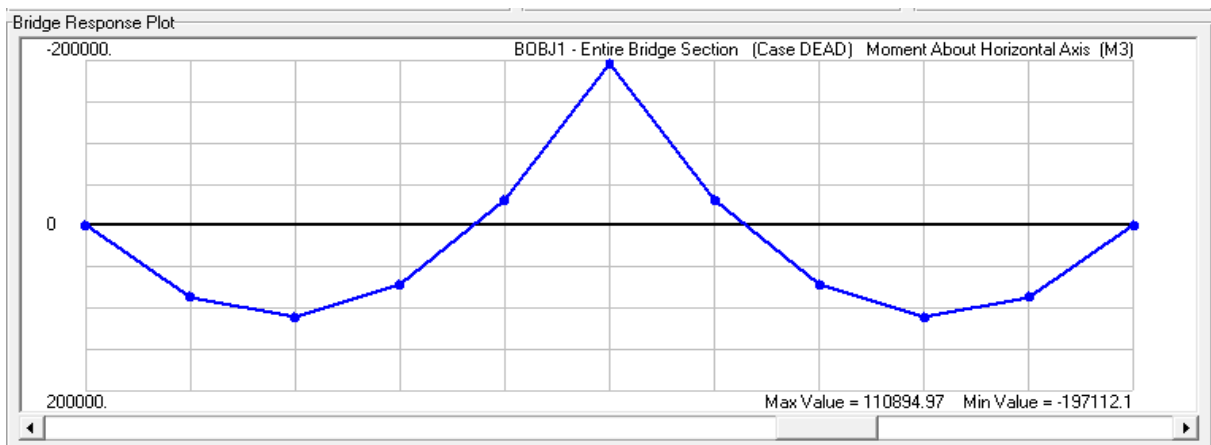


Figure IV.19 : Diagramme de moment fléchissant due au poids propre.

- Dans les piles

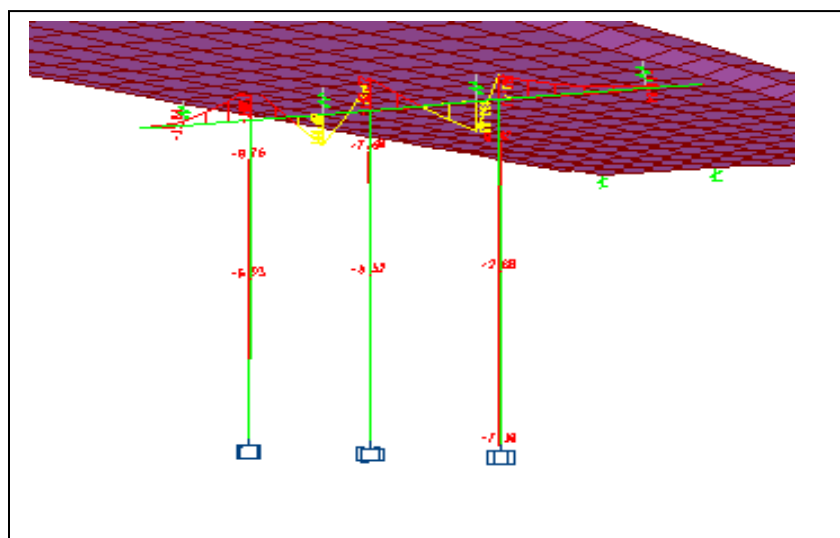


Figure IV.20 : Diagramme de moment max verticale due au poids propre

b) -Moments fléchissant due aux charges sismiques

D'après le calcul avec logiciel SAP2000, On a trouvée les résultats présentées sous forme de diagramme suivant :

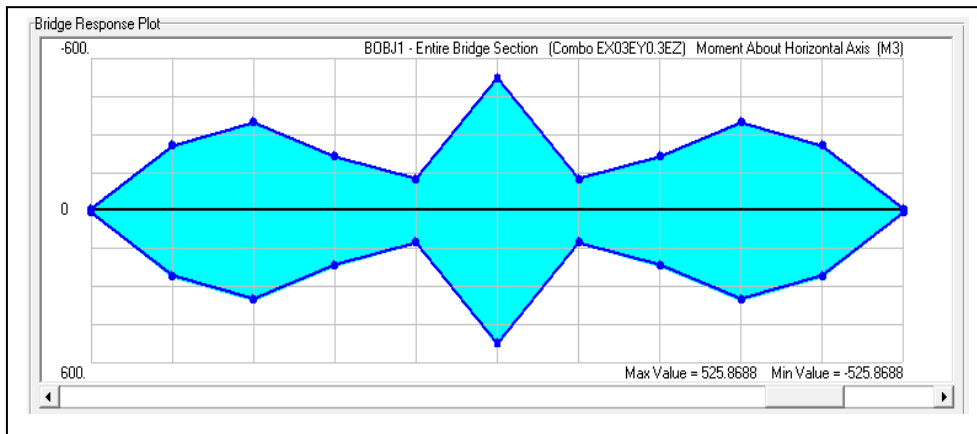
- Dans le tablier

Figure IV.21 : Diagramme de moment fléchissant de la combinaison sismique $Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

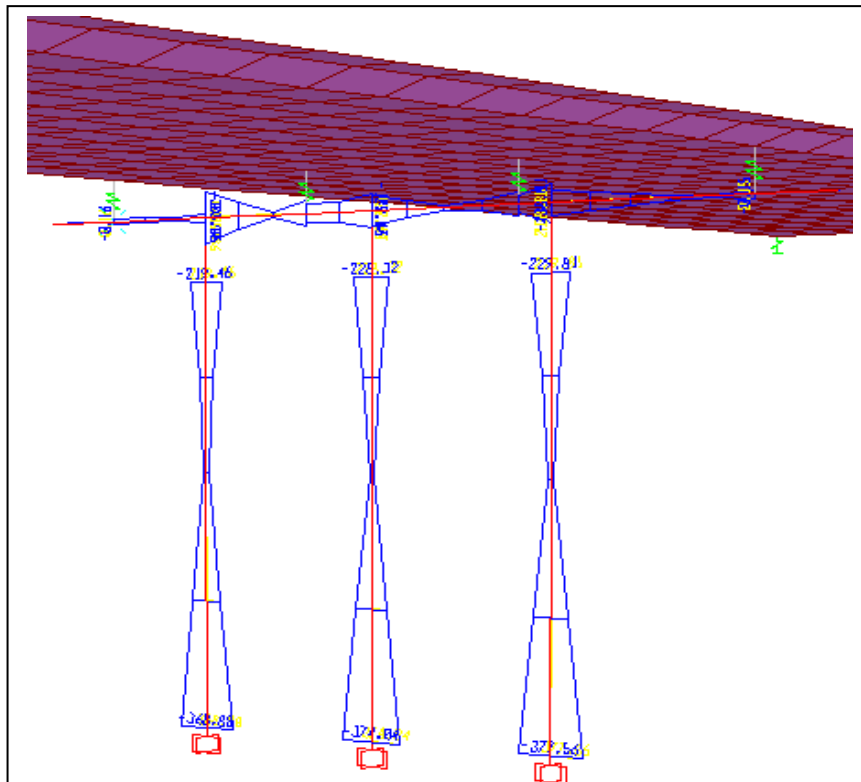
- Dans les piles

Figure IV.22 : Diagramme de moment fléchissant de la combinaison sismique $Ex+0.3Ey+0.3Ez$ sur les piles.

IV.6 Comparaison des résultats obtenus dans les deux cas d'analyses (monomodale et multimodale)

Tableau IV.4 : Résultats du SAP2000 (méthode multimodale) et méthode monomodale

Direction	analyse sismique monomodale		analyse sismique multimodale (sap200)	
	La force F(KN)	La période T(s)	La force F(KN)	La période T(s)
Longitudinale E _x	4237.92	0.470	1913.774	0.469
Transversale E _y	4588.79	0.478	1750.969	0.469

- Interprétation des résultats

Les résultats obtenus de la méthode monomodale et la méthode multimodale nous montrent que la période fondamentale de premier mode de vibration (T) c'est presque le même dans les deux méthodes et les force résultant sont plus grand pour le cas de l'analyse sismique monomodale. On conclure que dans le cas ou les critères de l'analyse sismique monomodale sont vérifiés en peut appliquer à la structure un calcul sismiques simplifier (monomodale).

IV.7 Conclusion

La vérification des ouvrages d'arts vis-à-vis des actions sismiques doit être étudié en appliquent les règles de conception parasismique des ouvrage d'art (RPOA 2008) pour déterminer les efforts et équilibrer ces dernier par un choix judicieux de dimensionnement et de ferrailage des éléments structuraux. Par conséquent, le but de calcul sismique des ponts est d'avoir une résistance sismique convenable et une grande durée de vie l'ouvrage sans que ce dernier subisse des dommages graves lors des séismes de fortes intensités.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode d'analyse sismique monomodale (mode fondamental) ou par la méthode d'analyse sismique multimodale (spectre de réponse), notre étude d'un exemple de pont dalle qui vérifie les critères de l'analyse sismique monomodale montre que le calcul simplifié suffisant pour l'analyse dynamique du pont.

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

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase de concrétiser les connaissances scientifiques acquises durant nos cinq ans de formation de génie civil à travers l'étude d'analyse sismique d'un pont. L'objectif de notre travail, est de faire une étude dynamique d'un pont, et faire la comparaison entre les résultats obtenus pour les deux méthodes d'analyse sismique (monomodale, multimodale), afin de mieux savoir que les deux méthodes donnent des résultats plus proches.

L'utilisation de logiciel SAP2000 nous a permis de déterminer les différentes sollicitations (les moments fléchissant et les efforts tranchants) pour les deux cas d'étude. Dont, nous avons introduit séparément les résultats pour les deux modèles concernés.

Pour terminer, ce travail montre quelques points des résultats :

-Les cinq modes qu'on a, avec leurs sens suivants X, Y et Z et la période pour chaque mode sont approché, par rapport à deux méthodes.

-Les sollicitations déterminées à partir de l'étude d'analyse sismique monomodale en termes de forces sismique sont plus grand par rapport à d'analyse sismique multimodale

On conclure que dans le cas où les critères de l'analyse sismique monomodale sont vérifiés en peut appliquer à la structure un calcul sismique simplifié (monomodale).

En effet, cette étude nous a donné l'occasion de connaître mieux les étapes principales de modélisation des ouvrages d'arts par le logiciel SAP2000, et de maîtriser mieux ce logiciel, ce qui résulte dans l'avenir à une rapidité dans le calcul et avec une meilleure précision.

A decorative graphic of a scroll with a light gray background and a black border. The scroll is partially unrolled at the top and bottom edges, with the unrolled parts showing a white background. The text is centered on the scroll.

Références et bibliographies

Références et bibliographies

- 1- « sismologie et structure de la terre ». Fiches de Cours de SVT / Biologie destinée aux élèves de Lycée, site internet
- 2- **MILAN ZACEK**, « conception parasismique », sismologie appliquée, Tome 4, 2004.
- 3- **JASKY MAZARS**, « cour de génie parasismique », Grenoble-INP, Tunis, 2008
- 4- « Risque sismique » Direction général de la prévention des risques, bureau information préventive, La France, février 2005.
- 5- Dr Chabou Moulley charaf, « les tremblements de la terre » Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre université Ferhat addas Stif.
- 6- Réseau National de Surveillance Sismique, France (ReNaSS)
- 7- **Patricia BALANDIER** « sismologie appliqué », Eléments de sismologie appliquée à la construction à l'usage des techniciens du bâtiment, juillet 2001.
- 8 -**Yelles Chaouche** « sismicité en Algérie et tectonique des plaques », Algérie.- AFPS (2003) rapport de mission du séisme du 21 mai 2003 en Algérie
- 9- **Bensoula Mohammed** « Le parasismique », cours structures, chapitre 2, université abd elhamide ibn badis de Mostaganem ; 11/2015.
- 10- **CRAAG** : Centre de Recherche en Astronomie et géophysique Algérie. Etablissement Public à Caractère Scientifique et Technologique (EPST), Février2006.
- 11- **Monique Lefebvre** « les ouvrages d'art » Sétra - Centre des techniques d'ouvrages d'art). - 2005
- 12- **Jean-Armand CALGARO** « Conception des ponts - Démarche de conception » Éditions Techniques de l'Ingénieur, Paris – France ; 10/08/2009.
- 13- Pr. Noyan Turkkan « conception des ponts » ; Faculté d'ingénierie université de Moncton ;8/09/2005.
- 14- **Fiche ressource technologie au collège César Franck** « Avantages et inconvénients des ponts » ; académie Paris – France.

- 15- «BÉTONS ET OUVRAGES D'ART », Tom 1 ; Ce document a été rédigé par un groupe de travail composé d'experts de la FIB, du CERIB, du SNBPE, du SNPB et de CIMBETON. Édition : DBG Studios - S2974, septembre 2005.
- 16- **Jean-Armand CALGARO** « Conception des ponts - Équipements des ponts» Éditions Techniques de l'Ingénieur, Paris – France ; 10/02/2010.
- 17- **Coffi Blaise KOGNONSA** « Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé: Application aux ponts-routes sur micros-pieux » Projet de fin d'études, Juillet 2004 page 6 et 7, université cheikh anta diop de DAKAR - SENEGAL
- 18- **jean-Michel MOREL** « La réparation des buses métalliques » Centre d'Études techniques Club ouvrages d'art Mars 2012
- 19- **Alain Capra et Victor Davidovici** « Calcul dynamique des structures en zone sismique » Edition Eyrolles guide pratique d'utilisation des règles B.A.E.L.80 Parise (1981).
- 20- **SETRA**, « Ponts courants en zone sismique, guide de conception » Document réalisé par : (SETRA) Service d'études techniques des route et autoroutes, (SNCF) direction de l'ingénierie, département des ouvrages d'art, France ; Janvier 2000.
- 21- **Ministère de l'habitat**, « Règlement Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003) » - centre national de recherche appliquée en génie parasismique- CGS- Algérie 2003
- 22- **Ministère des travaux publics**, « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPAO2008) », document technique réglementaire D-T-R – Algérie 2008



Annexe

Annexe

ANNEXE

SAP2000 (R)

Structural Analysis Programs Advanced Version 10.0.1.0 Copyright (C) 1978-2005

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. All rights reserved

This copy of SAP2000 is for the exclusive use of the licensee Unauthorized use is in violation of Federal copyright laws

It is the responsibility of the user to verify all results produced by this program 21 May 2016 11:00:34

SAP2000 Advanced Version 10.0.1.0 (Analysis Build 8499) File: E:\PONT-DALLE\Pont dalle.OUT

Page1

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CONS BOBJ1-1 ===== TYPE = BODY, DOF = +U1 +U2 +U3 +R1 +R2 +R3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	1.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	1.000000	.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
2.016933	2.016933	2.016933	0.006468	19.393027	19.399495

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	-3.51E-32	-3.51E-32	-3.51E-32
Y	1.72E-16	1.72E-16	1.72E-16
Z	-0.223495	-0.223495	-0.223495

CONS BOBJ1-1 ===== TYPE = BODY, DOF = +U1 +U2 +U3 +R1 +R2 +R3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	1.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000

Annexe

Z .000000 .000000 1.000000 .000000 1.000000 .000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1 U2 U3 R1 R2 R3

7.027538 7.027538 7.027538 0.014144 54.975517 54.989661

CENTER OF MASS

GLOBAL U1 U2 U3

X 15.000000 15.000000 15.000000

Y 2.70E-16 2.70E-16 2.70E-16

Z -0.234786 -0.234786 -0.234786

CONS BOBJ1-1 ===== TYPE = BODY, DOF = +U1 +U2 +U3 +R1 +R2 +R3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL U1 U2 U3 R1 R2 R3

X 1.000000 .000000 .000000 .000000 .000000 1.000000

Y .000000 1.000000 .000000 1.000000 .000000 .000000

Z .000000 .000000 1.000000 .000000 1.000000 .000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1 U2 U3 R1 R2 R3

2.016933 2.016933 2.016933 0.006468 19.393027 19.399495

CENTER OF MASS

GLOBAL U1 U2 U3

X 30.000000 30.000000 30.000000

Y 1.17E-16 1.17E-16 1.17E-16

Z -0.223495 -0.223495 -0.223495

CONSTRAINTS U1 U2 U3 R1 R2 R3

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATIONS

IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EX

MODE PERIOD DAMP-RATIO U1 U2 U3

1 0.469997 0.050000 7.706614 .000000 .000000

Annexe

2	0.302663	0.050000	7.706614	.000000	.000000
3	0.222462	0.050000	7.706614	.000000	.000000
4	0.206232	0.050000	7.706614	.000000	.000000
5	0.165247	0.050000	6.900428	.000000	.000000
6	0.155419	0.050000	6.678257	.000000	.000000
7	0.154615	0.050000	6.660085	.000000	.000000
8	0.118697	0.050000	5.827573	.000000	.000000
9	0.095007	0.050000	5.281754	.000000	.000000
10	0.072744	0.050000	4.760741	.000000	.000000
11	0.068013	0.050000	4.650969	.000000	.000000
12	0.068012	0.050000	4.650950	.000000	.000000

RESPONSE SPECTRUM MODAL AMPLITUDES

IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EX

MODE	PERIOD	U1	U2	U3
1	0.469997	0.001281	.000000	.000000
2	0.302663	-4.81E-11	.000000	.000000
3	0.222462	0.151956	.000000	.000000
4	0.206232	2.19E-11	.000000	.000000
5	0.165247	-0.000828	.000000	.000000
6	0.155419	1.09E-10	.000000	.000000
7	0.154615	7.21E-05	.000000	.000000
8	0.118697	-0.000139	.000000	.000000
9	0.095007	-6.64E-11	.000000	.000000
10	0.072744	0.003624	.000000	.000000
11	0.068013	1.91E-06	.000000	.000000
12	0.068012	1.06E-11	.000000	.000000

RESPONSE SPECTRUM MODAL CORRELATIONS

PARTIAL MATRIX SHOWING CORRELATION FACTORS BETWEEN NEARBY MODES

Annexe

CASE: EX

MODE I	PERIOD	I	I+1	I+2	I+3	I+4	I+5	I+6	I+7	I+8	I+9
1	0.469997	1.000	0.047	0.016	0.013	0.007	0.006	0.006	0.004	0.002	0.001
2	0.302663	1.000	0.094	0.062	0.025	0.020	0.020	0.009	0.006	0.003	0.003
3	0.222462	1.000	0.635	0.100	0.070	0.068	0.023	0.012	0.006	0.005	0.005
4	0.206232	1.000	0.168	0.109	0.106	0.030	0.014	0.007	0.006	0.006	
5	0.165247	1.000	0.726	0.693	0.082	0.030	0.013	0.011	0.011		
6	0.155419	1.000	0.997	0.119	0.038	0.015	0.013	0.013			
7	0.154615	1.000	0.123	0.039	0.015	0.013	0.013				
8	0.118697	1.000	0.166	0.038	0.029	0.029					
9	0.095007	1.000	0.121	0.080	0.080						
10	0.072744	1.000	0.688	0.688							
11	0.068013	1.000	1.000								
12	0.068012	1.000									

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS

INERTIAL REACTIONS, IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EX

FOR EACH MODE, DUE TO SPECTRAL ACCELERATION IN DIRECTION U1:

MODE	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	0.006806	6.17E-11	-6.23E-11	3.87E-10	-22.366198	0.000850
2	5.59E-17	-1.39E-10	-2.59E-07	4.09E-10	3.88E-06	-2.09E-09
3	1906.638	-1.59E-07	2.56E-07	-1.38E-06	-640.072921	168.788999
4	5.37E-17	3.07E-07	1.66E-11	5.20E-08	-2.48E-10	4.60E-06
5	0.207805	-7.36E-08	7.82E-08	-5.58E-07	-0.088357	-158.029061
6	4.73E-15	-1.07E-07	1.26E-09	-6.19E-06	-1.89E-08	-1.60E-06
7	0.002131	-5.34E-09	4.27E-09	-4.04E-08	-0.000961	-1.867233
8	0.026183	-3.77E-09	1.46E-08	-3.34E-08	18.784430	-0.004776
9	1.60E-14	1.05E-09	3.95E-07	-2.48E-09	-5.92E-06	1.58E-08
10	153.507594	3.19E-06	-1.73E-06	-1.11E-05	-290.807426	-36.403398

Annexe

11 5.73E-05 1.96E-09 -4.01E-09 1.66E-08 0.022201 -1.38E-05
 12 1.76E-15 -7.05E-11 -1.68E-08 1.04E-10 2.52E-07 -1.06E-09

COMBINED FOR ALL MODES AND ALL DIRECTIONS OF SPECTRAL ACCELERATION:

F1 F2 F3 M1 M2 M3
 SPEC 1913.774 3.21E-06 1.78E-06 1.32E-05 704.923900 223.391180

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATIONS

IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EY

MODE	PERIOD	DAMP-RATIO	U1	U2	U3
1	0.469997	0.050000	.000000	7.706614	.000000
2	0.302663	0.050000	.000000	7.706614	.000000
3	0.222462	0.050000	.000000	7.706614	.000000
4	0.206232	0.050000	.000000	7.706614	.000000
5	0.165247	0.050000	.000000	6.900428	.000000
6	0.155419	0.050000	.000000	6.678257	.000000
7	0.154615	0.050000	.000000	6.660085	.000000
8	0.118697	0.050000	.000000	5.827573	.000000
9	0.095007	0.050000	.000000	5.281754	.000000
10	0.072744	0.050000	.000000	4.760741	.000000
11	0.068013	0.050000	.000000	4.650969	.000000
12	0.068012	0.050000	.000000	4.650950	.000000

RESPONSE SPECTRUM MODAL AMPLITUDES

IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EY

MODE	PERIOD	U1	U2	U3
1	0.469997	.000000	1.16E-11	.000000
2	0.302663	.000000	0.000120	.000000
3	0.222462	.000000	-1.27E-11	.000000
4	0.206232	.000000	0.125138	.000000

Annexe

5	0.165247	.000000	2.94E-10	.000000
6	0.155419	.000000	-0.002449	.000000
7	0.154615	.000000	-1.81E-10	.000000
8	0.118697	.000000	2.01E-11	.000000
9	0.095007	.000000	-4.37E-06	.000000
10	0.072744	.000000	7.54E-11	.000000
11	0.068013	.000000	6.55E-11	.000000
12	0.068012	.000000	-4.25E-07	.000000

RESPONSE SPECTRUM MODAL CORRELATIONS

PARTIAL MATRIX SHOWING CORRELATION FACTORS BETWEEN NEARBY MODES

CASE: EY

MODE I	PERIOD	I	I+1	I+2	I+3	I+4	I+5	I+6	I+7	I+8	I+9
1	0.469997	1.000	0.047	0.016	0.013	0.007	0.006	0.006	0.004	0.002	0.001
2	0.302663	1.000	0.094	0.062	0.025	0.020	0.020	0.009	0.006	0.003	0.003
3	0.222462	1.000	0.635	0.100	0.070	0.068	0.023	0.012	0.006	0.005	0.005
4	0.206232	1.000	0.168	0.109	0.106	0.030	0.014	0.007	0.006	0.006	
5	0.165247	1.000	0.726	0.693	0.082	0.030	0.013	0.011	0.011		
6	0.155419	1.000	0.997	0.119	0.038	0.015	0.013	0.013			
7	0.154615	1.000	0.123	0.039	0.015	0.013	0.013				
8	0.118697	1.000	0.166	0.038	0.029	0.029					
9	0.095007	1.000	0.121	0.080	0.080						
10	0.072744	1.000	0.688	0.688							
11	0.068013	1.000	1.000								
12	0.068012	1.000									

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS

INERTIAL REACTIONS, IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EY

FOR EACH MODE, DUE TO SPECTRAL ACCELERATION IN DIRECTION U2:

MODE	F1	F2	F3	M1	M2	M3
------	----	----	----	----	----	----

Annexe

1	6.17E-11	5.60E-19	-5.65E-19	3.51E-18	-2.03E-07	7.71E-12
2	-1.39E-10	0.000346	0.644571	-0.001019	-9.668558	0.005197
3	-1.59E-07	1.33E-17	-2.14E-17	1.15E-16	5.35E-08	-1.41E-08
4	3.07E-07	1750.705	0.094564	296.738888	-1.418458	26260.577
5	-7.36E-08	2.61E-14	-2.77E-14	1.98E-13	3.13E-08	5.60E-05
6	-1.07E-07	2.398000	-0.028359	139.262947	0.425385	35.969998
7	-5.34E-09	1.34E-14	-1.07E-14	1.01E-13	2.41E-09	4.68E-06
8	-3.77E-09	5.44E-16	-2.10E-15	4.82E-15	-2.71E-06	6.88E-10
9	1.05E-09	6.93E-05	0.025993	-0.000163	-0.389892	0.001039
10	3.19E-06	6.64E-14	-3.60E-14	-2.31E-13	-6.05E-06	-7.57E-07
11	1.96E-09	6.72E-14	-1.37E-13	5.68E-13	7.60E-07	-4.73E-10
12	-7.05E-11	2.83E-06	0.000673	-4.16E-06	-0.010097	4.24E-05

COMBINED FOR ALL MODES AND ALL DIRECTIONS OF SPECTRAL ACCELERATION:

F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPEC	3.21E-06	1750.969	0.657505	341.298268	9.862566 26264.535

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATIONS

IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EZ

MODE	PERIOD	DAMP-RATIO	U1	U2	U3
1	0.469997	0.050000	.000000	.000000	7.233985
2	0.302663	0.050000	.000000	.000000	8.497826
3	0.222462	0.050000	.000000	.000000	8.497826
4	0.206232	0.050000	.000000	.000000	8.497826
5	0.165247	0.050000	.000000	.000000	7.462216
6	0.155419	0.050000	.000000	.000000	7.174062
7	0.154615	0.050000	.000000	.000000	7.150935
8	0.118697	0.050000	.000000	.000000	6.085364
9	0.095007	0.050000	.000000	.000000	5.384551
10	0.072744	0.050000	.000000	.000000	4.726279

Annexe

11	0.068013	0.050000	.000000	.000000	4.585296
12	0.068012	0.050000	.000000	.000000	4.585271

RESPONSE SPECTRUM MODAL AMPLITUDES IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EZ

MODE	PERIOD	U1	U2	U3
1	0.469997	.000000	.000000	-1.10E-11
2	0.302663	.000000	.000000	0.245964
3	0.222462	.000000	.000000	2.25E-11
4	0.206232	.000000	.000000	7.45E-06
5	0.165247	.000000	.000000	-3.37E-10
6	0.155419	.000000	.000000	3.11E-05
7	0.154615	.000000	.000000	1.55E-10
8	0.118697	.000000	.000000	-8.09E-11
9	0.095007	.000000	.000000	-0.001673
10	0.072744	.000000	.000000	-4.05E-11
11	0.068013	.000000	.000000	-1.32E-10
12	0.068012	.000000	.000000	-0.000100

RESPONSE SPECTRUM MODAL CORRELATIONS

PARTIAL MATRIX SHOWING CORRELATION FACTORS BETWEEN NEARBY MODES

CASE: EZ

MODE I	PERIOD	I	I+1	I+2	I+3	I+4	I+5	I+6	I+7	I+8	I+9
1	0.469997	1.000	0.047	0.016	0.013	0.007	0.006	0.006	0.004	0.002	0.001
2	0.302663	1.000	0.094	0.062	0.025	0.020	0.020	0.009	0.006	0.003	0.003
3	0.222462	1.000	0.635	0.100	0.070	0.068	0.023	0.012	0.006	0.005	0.005
4	0.206232	1.000	0.168	0.109	0.106	0.030	0.014	0.007	0.006	0.006	
5	0.165247	1.000	0.726	0.693	0.082	0.030	0.013	0.011	0.011		
6	0.155419	1.000	0.997	0.119	0.038	0.015	0.013	0.013			
7	0.154615	1.000	0.123	0.039	0.015	0.013	0.013				

Annexe

8 0.118697 1.000 0.166 0.038 0.029 0.029
9 0.095007 1.000 0.121 0.080 0.080
10 0.072744 1.000 0.688 0.688
11 0.068013 1.000 1.000
12 0.068012 1.000

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS

INERTIAL REACTIONS, IN RESPONSE-SPECTRUM LOCAL COORDINATES

CASE: EZ

FOR EACH MODE, DUE TO SPECTRAL ACCELERATION IN DIRECTION U3:

MODE	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	-5.85E-11	-5.30E-19	5.35E-19	-3.33E-18	1.92E-07	-7.31E-12
2	-2.85E-07	0.710746	1322.258	-2.091145	-19833.873	10.661196
3	2.82E-07	-2.36E-17	3.78E-17	-2.04E-16	-9.46E-08	2.50E-08
4	1.83E-11	0.104273	5.63E-06	0.017674	-8.45E-05	1.564096
5	8.46E-08	-3.00E-14	3.19E-14	-2.27E-13	-3.60E-08	-6.43E-05
6	1.35E-09	-0.030464	0.000360	-1.769188	-0.005404	-0.456961
7	4.59E-09	-1.15E-14	9.19E-15	-8.70E-14	-2.07E-09	-4.02E-06
8	1.52E-08	-2.19E-15	8.45E-15	-1.94E-14	1.09E-05	-2.77E-09
9	4.02E-07	0.026499	9.940985	-0.062340	-149.114723	0.397477
10	-1.72E-06	-3.57E-14	1.94E-14	1.24E-13	3.25E-06	4.07E-07
11	-3.95E-09	-1.35E-13	2.77E-13	-1.14E-12	-1.53E-06	9.53E-10
12	-1.66E-08	0.000664	0.158065	-0.000978	-2.370985	0.009955

COMBINED FOR ALL MODES AND ALL DIRECTIONS OF SPECTRAL ACCELERATION:

F1	F2	F3	M1	M2	M3	
SPEC	1.77E-06	0.724908	1322.352	2.766646	19835.285	10.873614