

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS

MEMOIRE

Présenté par

M. KIBBOUA Abderrahmane

*Ingénieur d'Etat en Génie Civil
Diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique*

En vue de l'obtention du diplôme de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option : Structure

Thème

**ANALYSE DYNAMIQUE SOUS
VIBRATIONS AMBIANTES D'UN PONT A
HAUBANS SUR L'OUED DIB A MILA**

Soutenu publiquement le dimanche 14 mai 2006 devant le jury composé de :

M.K. BERRAH	Professeur, ENP	Président
M.N. FARSI	Directeur de Recherche, CGS	Directeur de thèse
N. BOURAHLA	Professeur, USTB	Examineur
M. HADID	Maître de Conférences, ENTP	Examineur
B. AMEUR	Maître de Recherche, CGS	Examineur
M. BELAZOUGUI	Directeur du CGS	Invité
J-L. CHATELAIN	Directeur de Recherche, IRD	Invité

Sommaire

Chapitre I- Introduction Générale	8
I.1. Introduction	8
I.2. Problématique	12
I.3. Objectifs	12
I.4. Présentation de l'étude	13
Chapitre II- Synthèse des travaux antérieurs	15
II.1. Définition d'un pont à haubans	15
II.2. Bref historique de l'utilisation du bruit ambiant	17
II.3. Principe des mesures de bruit ambiant en structures	18
II.4. Exemples d'applications des tests de vibrations ambiantes effectuées sur les ponts	18
II.4.1. Détermination des fréquences et des modes propres de vibrations du pont Quincy Bayview Bridge (Chicago)	19
II.4.1.1. Réponse dynamique du tablier	20
II.4.1.2. Réponse dynamique des pylônes	21
II.4.2. Test dynamique et réponse sismique d'un pont à haubans en Italie	21
II.4.2.1. Procédures expérimentales	21
II.4.2.2. Modèle tridimensionnel en éléments finis	22
II.4.2.3. Résultats de l'analyse	22
II.4.2.4. Réponse sismique	23
II.4.3. Enregistrement des vibrations ambiantes du pont Ganter Bridge en Suisse	25
II.4.4. Enregistrement des vibrations ambiantes du pont Tampico Bridge au Mexique	27
II.4.5. Analyse modale expérimentale du pont Figueira da Foz Bridge au Portugal	29
II.5. Synthèse des résultats	30
II.6. Conclusion	31
Chapitre III- Modélisation et étude du comportement dynamique	34
III.1. Introduction	34
III.2. Description de l'ouvrage	34
III.3. Modélisation de la structure	41
III.4. Analyse modale	43
III.4.1. Conditions de liaisons avec le milieu extérieur (conditions d'appuis)	43
III.4.2. Résultats de l'analyse modale	44
III.5. Conclusion	51

Chapitre IV- Notions fondamentales sur la théorie des vibrations aléatoires	54
IV.1. Introduction	54
IV.2. Rappel de quelques notions de probabilité	54
IV.2.1. Variables aléatoires et lois de répartition	54
IV.2.2. Caractéristiques numériques des variables aléatoires	55
IV.3. Notion de vibrations aléatoires	57
IV.3.1. Système vibratoire	57
IV.3.2. Processus stochastique (aléatoire)	57
IV.3.3. Stationnarité	58
IV.3.4. Ergodicité	58
IV.4. Notion de traitement de signal	59
IV.4.1. Transformée de Fourier	59
IV.4.2. Fonction d'auto corrélation	59
IV.4.3. Fonction de densité spectrale de puissance	60
Chapitre V- Analyse expérimentale du pont	64
V.1. Introduction	64
<i>Première partie</i>	65
V.2. Etapes relatives à cette étude	65
V.3. Procédure expérimentale	65
V.3.1. Chaîne de mesure	66
V.3.2. Calibrage des instruments de mesure	67
V.3.3. Choix du positionnement des capteurs	67
V.4. Principe de la mesure	69
V.4.1. Enregistrement de la réponse de la structure au bruit de fond	69
V.4.2. Détermination des spectres à partir des enregistrements	71
V.5. Résultats de l'analyse des mesures	74
V.5.1. Fréquences modales expérimentales	76
V.5.2. Comparaison des résultats mesurés avec ceux du modèle en éléments finis	77
<i>Deuxième partie</i>	78
V.6. Fonction de transfert du fût de pylône (côté Constantine) du pont	78
V.6.1. Mise en évidence des fréquences de vibration	78
V.6.2. Matériel d'expérimentation	79
V.6.3. Calibrage des instruments de mesure	80
V.6.4. Résultats	81
V.7. Conclusion	82

Chapitre VI- Estimation du coefficient d'amortissement	85
VI.1. Introduction	85
VI.2. Problème de l'amortissement	85
VI.3. Détermination expérimentale du coefficient d'amortissement par la méthode du décrétement aléatoire	86
VI.4. Approche théorique	87
VI.5. Généralisation	92
VI.6. Valeurs des coefficients d'amortissement du pont	92
VI.7. Conclusion	94
Chapitre VII- Conclusion Générale et Perspectives	97
Bibliographie	100
Annexe	104
<i>Article publié dans la revue internationale Structural Engineering and Mechanics (SEM), Techno Press Services, Volume 29, Number 2, May 30, 2008.</i>	

A la mémoire de mon père
A ma mère, mes frères et sœurs
A ma femme et mes enfants
A tous mes amis

Remerciements

En tout premier lieu, je tiens à remercier vivement Monsieur M.K. BERRAH, Professeur à l'ENP, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

Je tiens tout aussi à exprimer ma gratitude envers Monsieur M.N. FARSI, Docteur en génie parasismique et Directeur de recherche au CGS de m'avoir encadré durant tout ce travail de recherche.

J'exprime mes vifs remerciements à Monsieur N. BOURAHLA, Professeur à l'USTB, pour avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie également Monsieur M. HADID, Maître de conférences à l'ENTP, pour avoir examiné ce travail.

Je remercie très chaleureusement Monsieur B. AMEUR, Maître de recherche au CGS pour son encouragement tout au long de mon mémoire de magister.

Je remercie amicalement F. BOURICHE, H. REZKALLAH et R. BENSALAM, valeureux compagnons de manipulations et d'autres choses.

Et surtout, je n'oublie pas de remercier J-L. CHATELAIN et B. GUILLIER, chercheurs visiteurs détachés de l'IRD au CGS de m'avoir aidé à réaliser les enregistrements de bruit de fond sur le pont.

Qu'il me soit permis d'adresser mes sincères remerciements à Monsieur M. BELAZOUGUI, Directeur du CGS pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de donner de son temps pour participer à la soutenance en qualité de membre invité.

Je rends hommage à tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide pour l'élaboration de ce travail.

Enfin, merci à ma femme, pour sa patience et son soutien constant, et à qui je dédie ce travail.

Résumé

Les derniers séismes de Loma Prieta (USA, 1989), Kobe (Japon, 1995), Izmit (Turquie, 1999), Chi-chi (Taiwan, 1999) ont confirmé que les ponts peuvent être des structures très vulnérables sous chargement dynamique.

Le calcul de la réponse sismique d'un pont nécessite le développement d'un modèle mathématique qui peut être étalonné à partir des caractéristiques dynamiques mesurées dans le cas où l'ouvrage existe. Ces caractéristiques dynamiques sont les périodes et les formes propres de vibration ainsi que les amortissements modaux.

Le travail qui est proposé dans ce mémoire de magister porte sur le développement d'un modèle tridimensionnel en éléments finis d'un pont à haubans, le premier du genre réalisé en Algérie sur l'Oued Dib (Wilaya de Mila). Par la suite, les fréquences calculées au moyen de ce modèle sont comparées aux valeurs expérimentales, extraites de l'interprétation d'enregistrements de bruit de fond, obtenus à partir d'une série de tests réalisés sur l'ouvrage au moyen d'un équipement approprié récemment acquis. Par ailleurs, ce même modèle a permis de visualiser la forme des modes propres de vibration de l'ouvrage. Ce résultat s'est avéré utile pour le positionnement des capteurs le long du tablier lors des tests.

Mots clés : vibrations ambiantes, pont à haubans, caractéristiques dynamiques, modèle numérique.

Abstract

The last earthquakes of Loma Prieta (USA, 1989), Kobe (Japan, 1995), Izmit (Turkey, 1999), Chi-chi (Taiwan, 1999) confirmed that the bridges could be very vulnerable structures under dynamic loading.

The seismic response analysis of an existing bridge needs a mathematical model that can be calibrated with measured dynamic characteristics. These characteristics are the periods and the associated mode shapes of vibration and the modal damping coefficient.

The proposed work in this master thesis concerns the development of a 3-D finite elements model of the first cable stayed bridge built in Algeria across the Oued Dib River (Wilaya of Mila). After that, the calculated frequencies of this model are compared to the experimental values obtained through signal analysis of ambient vibration measurements done on the bridge with an appropriate equipment. The same FE model was utilized to visualize the mode shape of vibration of the bridge. This result was useful in planning the locations of the sensors along the bridge deck during the tests.

Keywords: ambient vibration, cable stayed bridge, dynamic characteristics, numerical model.

Chapitre I

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I- Introduction Générale

I.1. INTRODUCTION

Le début de l'ère des ponts haubanés modernes, utilisant des câbles en acier à haute résistance pour servir de supports intermédiaires à des ponts de travées moyennes à grandes, a commencé avec la construction du Strömsund Bridge en Suède en 1956 [Gimsing, 1983]. Depuis cette époque, la technique a été largement utilisée et de nombreux ponts à haubans ont été construits en Europe, au Japon et en Amérique du Nord. Ainsi, dans la région de Vancouver au Canada, le pont Alex Fraser (autrefois Annacis) et le pont de Skytrain ont été construits récemment. Aux Etats-Unis, plus d'une douzaine de ponts à haubans ont été construits et d'autres sont en construction ou planifiés. Parmi ces derniers figurent les ponts de Sunshine Skyway (Floride), Eugene Talmadge Memorial (Géorgie), Houston Ship Channel (Texas) et Quincy Bayview (Illinois) [Wilson et Liu, 1991].

Le seul et unique pont à haubans qui existe en Algérie est situé sur l'oued Dib dans la wilaya de Mila. Il a été construit entre 1992 et 2000, et est en service depuis l'année 2001. Il a une longueur totale de 502 m avec une travée centrale de 280 m et deux travées de rive de 111m chacune.

Le problème du comportement sismique des structures longues, telles que les ponts, n'est pas nouveau et a déjà été posé par le passé lors de grands séismes : Niigata (Japon) en 1964, San Fernando (Californie) en 1971, Friuli (Italie) en 1976, El Asnam (Algérie) en 1980, Loma Prieta (USA) en 1989, Erzincan (Turquie) en 1992 et Northridge (USA) en 1994. Le séisme de Kobe (17 janvier 1995) a confirmé la nécessité d'approfondir d'avantage l'analyse du comportement de ce type de structures à plusieurs appuis : formation de rotule plastique à la base de 18 piles du Hanshin expressway provoquant leur rupture par flexion, due à l'écoulement prématuré des aciers longitudinaux et au manque de ductilité ou de confinement du béton. Les observations faites sur les ouvrages d'art affectés par ces séismes ont clairement montré que les principales causes de dégâts sont : les ruptures fragiles de certains éléments, les déplacements relatifs des tabliers et des appuis ainsi que les interactions sol-structure [e.g.

Ousalem, 1997]. Ces trois causes de dégâts ont été clairement observées, par exemple, lors du séisme de Loma Prieta (USA) en 1989 :

- Ruptures fragiles de certains éléments

Rupture de Cypress Bridge : cette rupture est due à une mauvaise conception du ferrailage des poteaux et des nœuds des portiques transversaux ; elle est du même type que les sinistres rencontrés fréquemment dans les bâtiments.

- Déplacements relatifs des tabliers et des appuis

L'accident de Bay Bridge : alors que l'ouvrage, de 13 km de longueur, n'a subi aucun désordre structural, une travée de raccordement de 15 m de portée a échappé à ses appuis, le mouvement différentiel admissible n'étant que de 13 cm alors que le mouvement réel a certainement dépassé 18 cm.

- Interaction sol-structure

Rupture de Slough Bridge : bien que l'ouvrage soit fondé sur pieux, la liquéfaction du sol superficiel a entraîné la ruine de l'ouvrage.

La conception et le calcul au séisme des ponts se font sur la base d'une réglementation spécifique à ces ouvrages. Au cours des deux dernières décennies, plusieurs séismes ont eu lieu dans le Nord de l'Algérie : El Asnam 1980, M7.3 ; Chenoua 1989, M6.0 ; Beni Chougrane 1994, M5.7 ; Ain Témouchent 1999, M5.8 et Boumerdes 2003, M6.8. Ces séismes ont occasionné des dégâts plus ou moins importants aux ponts : tassements des remblais d'accès, déplacements des culées, des piles et du tablier sur leurs appuis, effondrement des culées, etc. Actuellement, il n'existe pas encore de réglementation parasismique pour les ponts en Algérie.

La maîtrise du comportement dynamique des ouvrages, qu'il s'agisse de conception et de calcul d'ouvrages en projet, ou d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'ouvrages existants, requiert la connaissance des caractéristiques dynamiques de la structure (périodes propres de vibration, formes propres modales et amortissements modaux). A cet effet, l'utilisation de modèles mathématiques permet d'obtenir ces caractéristiques. Cependant, il faut que le modèle ait été étalonné au préalable sur la base de données expérimentales obtenues à partir de modèles testés en laboratoire ou à partir d'enregistrements sur des

ouvrages analogues. Les tests sur les ouvrages existants utilisent généralement une de ces quatre sources de sollicitations dynamiques [e.g. Boutin et al., 1999] :

- L'excitateur harmonique

La structure est mise en vibration au moyen d'un dispositif mécanique capable de générer une force sinusoïdale à une fréquence donnée (balourd) ; il faut alors réaliser un balayage des fréquences pour connaître la réponse de la structure. Dans le domaine du génie parasismique, cette méthode a été mise en œuvre dès le milieu des années soixante dix pour les ouvrages d'art. On trouvera des exemples d'essai sur des ponts tels que le Bogazici Bridge à Istanbul [Tezcan et al., 1975] ; le Ohnaruto Suspension Bridge au Japon [Okauchi et al., 1986] ; le Pöinja River Bridge en Yougoslavie [Taskov, 1988] ;

- Les lâchers

Un effort statique est appliqué sur la structure à l'aide d'un câble tendu, la réponse en oscillations libres est enregistrée après avoir relâché brusquement le câble ;

- Les chocs

Un impact est appliqué au sommet de la structure, l'impulsion est très brève et la structure entre en oscillations libres, la réponse est alors enregistrée ;

- Les vibrations ambiantes (bruit de fond)

La réponse de la structure au bruit de fond est enregistrée pendant un certain temps (de l'ordre de 15 à 30 minutes) puis interprétée par traitement des signaux obtenus.

Les trois premières techniques présentent les avantages d'utiliser une sollicitation connue, dans le cas de l'excitateur harmonique, et / ou permettant de connaître facilement la réponse de la structure avec les lâchers et les chocs. Ces derniers procédés nécessitent la mise en place de matériel encombrant et long à mettre en œuvre ; elles sont relativement onéreuses et peu commodes à reproduire. Finalement elles sont difficiles, voire impossibles, à utiliser sur de grands ponts.

Par contre, les vibrations ambiantes (ou bruit de fond), induites par l'activité humaine (industries, circulation, ...), le vent, la houle..., présentent l'avantage d'exister en tout lieu et à tout instant, sans la nécessité de les générer. Malgré leur faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g), il est possible de mesurer la réponse des structures à ces sollicitations et d'en déduire leurs

caractéristiques dynamiques dans le domaine de la petite déformation [e.g. Stubbs et MacLamor., 1973 ; Dunand et al., 2003]. Par ailleurs, les essais en vibrations ambiantes peuvent être effectués sans interrompre le trafic routier sur la structure en service. La facilité de mise en œuvre de cette méthode permet en outre de répéter les mesures et de multiplier les structures testées.

De nombreuses études [e.g. Salawu et Williams, 1995] ont utilisé des enregistrements d'excitations ambiantes pour étudier différents ponts entre autres les ponts suspendus et les ponts à haubans, dans le but de :

- vérifier les hypothèses retenues pour l'élaboration des modèles analytiques ;
- étalonner les différents paramètres et valider les modèles numériques ;
- enrichir la base de données sur le comportement dynamique des structures similaires ;
- voir si, au cours du temps, il n'y a pas eu de modification des paramètres mécaniques et physiques de la structure (masse, rigidité et amortissement), afin de mettre en évidence d'éventuelles dégradations de l'ouvrage et de proposer des solutions de réhabilitation.

I.2. PROBLEMATIQUE

Les caractéristiques dynamiques d'un pont peuvent être estimées à partir de méthodes expérimentales, dont le principe repose sur l'analyse de la réponse de l'ouvrage existant à une sollicitation dynamique telle que le bruit de fond. Dans cette étude, cette approche a été retenue du fait de la disponibilité d'une chaîne de mesure pour l'enregistrement de la réponse de la structure et qui présente l'avantage capital de ne nécessiter aucun matériel d'excitation, ce qui en facilite grandement la mise en œuvre. De plus, ces enregistrements peuvent être obtenus rapidement avec un personnel et un équipement réduits.

I.3. OBJECTIFS

Cette étude porte sur l'analyse du comportement dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'Oued Dib (wilaya de Mila). Elle concerne la conception, la préparation, l'exécution et l'interprétation de tests de vibrations ambiantes. Le traitement des mesures obtenues nous a permis de déterminer certaines caractéristiques dynamiques de l'ouvrage. Pour cela, nous avons développé un modèle numérique tridimensionnel de l'ouvrage dans le but de faire une première estimation des fréquences propres ainsi que des

modes de vibration associés, informations nécessaires à l'organisation des tests sur le site (positionnement des capteurs, ordre de grandeur des fréquences à mesurer et formes des modes associées). Pour l'estimation du coefficient d'amortissement, nous avons appliqué la méthode du décrétement aléatoire aux signaux enregistrés [e.g. Dunand, 2001].

I.4. PRESENTATION DE L'ETUDE

Le chapitre I est une introduction qui présente la problématique ainsi que les objectifs poursuivis dans le cadre de ce travail de recherche sur le comportement dynamique des ponts à haubans à partir des résultats expérimentaux obtenus sur le premier pont du genre réalisé en Algérie.

Le chapitre II présente les résultats de la recherche bibliographique concernant les tests de vibrations ambiantes réalisés sur les ponts, en particulier les ponts à haubans.

Le chapitre III présente une description du pont à haubans sur l'oued Dib (Mila) ainsi que le modèle numérique 3-D développé au moyen du logiciel SAP 2000 à partir des plans et des données recueillis auprès de la Direction des Travaux Publics (DTP) de Mila. L'analyse modale du modèle a permis d'obtenir les fréquences et les modes propres de vibrations de l'ouvrage.

Le chapitre IV traite des notions fondamentales de la théorie des vibrations aléatoires, telles que celles dues au bruit de fond.

Le chapitre V porte sur l'organisation et l'exécution de la campagne de tests en vibrations ambiantes ainsi que sur les résultats obtenus à la suite de l'interprétation des enregistrements collectés. Il comporte deux parties :

- *La première partie* a pour objet l'analyse expérimentale du pont haubané de Mila sous vibrations ambiantes et la détermination de ses caractéristiques dynamiques. Les fréquences modales expérimentales seront comparées à celles obtenues au moyen du modèle analytique développé précédemment dans le chapitre III.
- *La deuxième partie* a pour objet la détermination de la fonction de transfert d'un des deux pylônes du pont (côté Constantine).

Le chapitre VI expose la méthode du décrétement aléatoire pour l'estimation du coefficient d'amortissement ainsi que les résultats obtenus suite à son application aux enregistrements de bruits de fond.

Le chapitre VII porte sur les conclusions à tirer suite à la comparaison des résultats obtenus ainsi que des perspectives de développement de ce premier travail sur le pont à haubans de l'oued Dib (Mila).

Chapitre II

SYNTHESE DES TRAVAUX ANTERIEURS

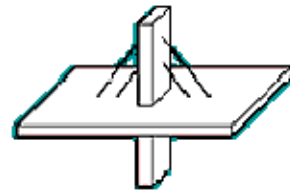
Chapitre II- Synthèse des Travaux Antérieurs

II.1 Définition d'un pont à haubans

Un pont à haubans ressemble à un pont suspendu. Tous les deux ont des tabliers suspendus à des câbles. Par contre la différence se situe dans la façon dont les câbles sont ancrés et rattachés aux piles. Les câbles d'un pont suspendu sont rattachés à chaque pile et ils sont ancrés dans les culées à chaque extrémité. Le pont suspendu comprend de grands câbles porteurs qui exercent un effort de traction sur les points d'ancrage (Figure II.1-a).



(a) : Pont suspendu



(b) : Pont à haubans

Figure II.1 : Pont suspendu et pont à haubans

Les câbles d'un pont à haubans sont attachés aux pylônes qui supportent la totalité du poids du tablier du pont (Figures II.1-b et II.2).



Figure II.2 : Pont à haubans sur l'oued Dib de Mila

Les ponts à câbles des ponts suspendus supportent les charges verticales par traction dans des câbles d'acier. Les ponts à haubans, comportent un grand nombre de câbles ancrés dans le tablier. Le tablier est entièrement suspendu à ces câbles.

Les ponts à haubans, sont en quelque sorte une sous-catégorie des ponts suspendus. Ils ne tiennent pas, comme les ponts suspendus, par deux câbles principaux, mais grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pilier supportant le tablier. Ainsi le pilier supporte tout le poids du pont.

Les ponts à haubans ont de moins grandes portées que les ponts suspendus. Cela est dû au fait que les piliers où sont rattachés les haubans doivent être élevés : Plus le pont est grand, plus les piliers doivent être hauts et par conséquent, plus fragiles et vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation.

Bien que de nombreux experts considèrent qu'il est possible de construire des ouvrages à haubans jusqu'à 1500 m de portée, les très grandes portées (travées centrales) ne vont pas au delà de 900 m (856 m pour le pont de Normandie, et les japonais construisent actuellement un pont de 890 m). De plus, ces ponts ne sont construits que depuis peu de temps. Par exemple, le pont de Saint-Nazaire n'a été construit que vers 1975, le pont de Normandie et le pont sur l'oued Dib de Mila, ont été achevés respectivement en 1995 et en 2000.

Malgré sa faible portée relative, le pont à haubans possède plusieurs avantages: Lorsqu'un des haubans doit être changé, il n'est pas nécessaire d'arrêter la circulation, les autres haubans pouvant momentanément supporter le poids du tablier. De plus il n'est pas nécessaire non plus de mettre en place sur les berges des massifs d'ancrage, les forces étant parfaitement équilibrées au niveau du ou des pylône(s).

Ce type de pont est donc constructible avec un minimum d'aménagements sur les berges, mais ne peut en contrepartie franchir que des distance limitées.

On observe des similitudes entre les ponts haubanés et suspendus: Ils ont tous deux un nombre limité de pylônes (généralement deux). On peut aussi remarquer que ces ponts sont relativement légers et souples. Ceci peut être un inconvénient, car le pont bouge. Lorsque le vent est trop fort, le pont doit être fermé. Le pont de Normandie, admirablement conçu sur ce point, peut résister à des vents de 120 km/h. L'effet du vent peut toutefois être diminué par un profil aérodynamique du tablier. Plus grave, le pont bouge naturellement selon certaines

fréquences dans trois directions dans l'espace. Lorsque les fréquences du pont se trouvent dans le contenu fréquentiel des mouvements du vent ou du séisme, on aboutit à une amplification de ces mouvements, allant jusqu'à la destruction de l'édifice (exemple du pont de Tacoma aux Etats-unis). C'est le phénomène de résonance.

Les différences se retrouvent essentiellement dans le massif d'ancrage et la portée du pont. En effet, les ponts à haubans ont une portée moindre que les ponts suspendus, car, comme vu précédemment, le facteur limitant vient de la hauteur des pylônes. Par conséquent, pour un pont de plus de 900 m on préférera un pont suspendu classique. Toutefois, il faudra alors songer à un massif d'ancrage. De ce fait, la géologie influencera le choix: Un pont à haubans a une structure stable lui permettant d'être construit sur à peu près tout type de terrains (pont de Normandie construit sur le sol meuble de l'estuaire de la Seine). En revanche, à cause des massifs d'ancrages, un pont suspendu ne sera pas constructible sur tous les terrains. Un autre problème pour les ponts suspendus est l'entretien des deux câbles porteurs: Le remplacement d'un de ces câbles est un travail très difficile demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai. L'entretien des ponts à haubans est par contre beaucoup plus aisé.

En conclusion, nous dirons que le pont à haubans constitue une avancée par rapport au pont suspendu sur les sols meubles. Cette avancée est cependant limitée par la portée du pont à haubans. Le pont suspendu permet, par contre, de franchir de longues distances. Finalement, chaque pont est choisi en fonction des conditions du terrain, et du cahier des charges.

II.2. Bref historique de l'utilisation du bruit ambiant

En Californie, les mesures de vibrations ambiantes dans les structures sont utilisées depuis environ 75 ans. L' U.S.G.S a pour la première fois utilisé le bruit ambiant pour estimer la période fondamentale d'immeubles au début des années 30 [Ivanovic et al., 2000]. Durant les années 60, Crawford and Ward [1964] ont relancé l'intérêt de telles mesures. Puis dans les années 70 de nombreuses études apparaissent [Trifunac, 1972 ; Stubbs and MacLamor, 1973 ; Udwadia and Trifunac, 1973]. Ces mesures ont depuis été utilisées pour identifier les paramètres dynamiques (fréquences, amortissements et déformées modales) de différents types de structures comme des ponts, des barrages, des centrales nucléaires, des cheminées et des immeubles. On peut noter l'étude sur des bâtiments de Grenoble par Farsi [1996], la comparaison du bruit de fond à d'autres sollicitations sur des bâtiments de Vaulx-en-Velin par

Boutin et al. [1999], l'étude d'un bâtiment nucléaire par Volant et al. [2002] et l'étude du comportement dynamique des ponts par Cremona [2004].

II.3. Principe des mesures de bruit ambiant en structures

Le principe de la mesure consiste à enregistrer la réponse d'une structure à une sollicitation dynamique, pour pouvoir en déduire des informations sur son comportement dynamique. Cette sollicitation dynamique s'identifie à des vibrations aléatoires (bruit de fond) qui sollicitent les structures. En mesurant leurs réponses à cette sollicitation malgré sa faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g), il est possible de déduire les caractéristiques dynamiques des structures dans le domaine des très petites déformations (comportement élastique linéaire). L'essai consiste à disposer des capteurs sur la structure et à enregistrer suffisamment longtemps la réponse de la structure soumise au bruit de fond. Du fait de cette simplicité, il est ainsi possible d'analyser rapidement et sans dérangement des structures en service.

II. 4. Exemples d'applications des tests de vibrations ambiantes effectuées sur les ponts

McLamore et al. [1971] ont fait des enregistrements ambiants sur deux ponts suspendus aux USA: le Newport Bridge dans le Rhode Island et le William Preston Lane Memorial Bridge dans le Maryland. Rainer et Van Selst [1976] ont entrepris une recherche aérodynamique sur le pont suspendu du Lion's Gate Suspension Bridge à Vancouver. Des mesures de vibrations ambiantes et forcées ont été faites sur le pont. Des essais dynamiques sur le pont suspendu du Vincent-Thomas Suspension Bridge à Los Angeles ont été rapportés par Abdel-Ghaffar et Housner [1978]. Abdel-Ghaffar et Scanlan [1985] ont conduit une recherche expérimentale étendue sur le Golden Gate Suspension Bridge à San Francisco pour déterminer les paramètres dynamiques. Des tests de vibrations ambiantes ont été conduits sur les ponts suspendus : le Humber Suspension Bridge en Angleterre et le Bosporus Suspension Bridge en Turquie par Brownjohn et al. [1989] ; Brownjohn et al. [1987]. Au Japon, des essais ont été effectués sur les ponts à haubans choisis dans le projet du Honshu Shikoku Project [Yamada et al., 1988].

Cinq exemples d'applications des tests de mesures de vibrations ambiantes sur des ponts à haubans vont être présentés brièvement dans ce qui suit :

- Quincy Bayview Bridge (Chicago, USA) ;
- Aéroport de Milan (Milan, Italie) ;

- Gunter Bridge (Suisse) ;
- Tampico Bridge (Mexique) ;
- Figueira da Foz Bridge (Portugal).

II.4.1. Détermination des fréquences et des modes propres de vibrations du pont Quincy Bayview Bridge (Chicago)

Un large programme de test en vibrations ambiantes sur la structure du pont à haubans Quincy Bayview Bridge de Chicago [Wilson et Liu, 1991] a été effectué pour mesurer sa réponse dynamique. Ce pont a une longueur de 542 m et sa travée centrale est de 274 m. Les deux travées de rive sont de 134 m chacune. Le tablier mixte béton / acier est continu sur toute la longueur du pont et il est soutenu par un total de 56 câbles ancrés aux sections supérieures des deux pylônes en béton armé. Il a été ouvert au trafic routier en septembre 1987.

Un total de 25 fréquences et déformées modales associées a été identifié pour la structure du tablier dans le contenu fréquentiel 0-2 Hz. Des estimations ont été faites sur les coefficients d'amortissement modaux. Les données expérimentales indiquent clairement l'occurrence de nombreuses fréquences modales très rapprochées entre-elles et de déformées modales complexes. La majorité des modes du pylône ont été trouvés, associés avec les modes du tablier, impliquant une interaction considérable entre le tablier et la structure du pylône. Les résultats expérimentaux (fréquences et déformées modales) obtenus par cette étude de vibrations ambiantes ont été comparés à ceux obtenus théoriquement en utilisant un modèle de pont tridimensionnel en éléments finis. Pour la plupart des modes, les résultats analytiques et expérimentaux des fréquences et déformées modales coïncident bien, spécialement pour les modes verticaux. Se basant sur les résultats de cette étude, un modèle linéaire élastique en éléments finis est apparu comme étant capable de reproduire le comportement dynamique complexe de ce pont avec une très bonne précision, particulièrement aux faibles niveaux de réponse dynamique induits par les vibrations ambiantes dues aux vents et aux excitations du trafic routier.

Pour des considérations logistiques, il a été décidé que toutes les mesures de vibration ambiantes soient conduites sur une moitié du pont seulement, (voir figure II.3). Le pont étant symétrique par rapport au milieu de la travée centrale.

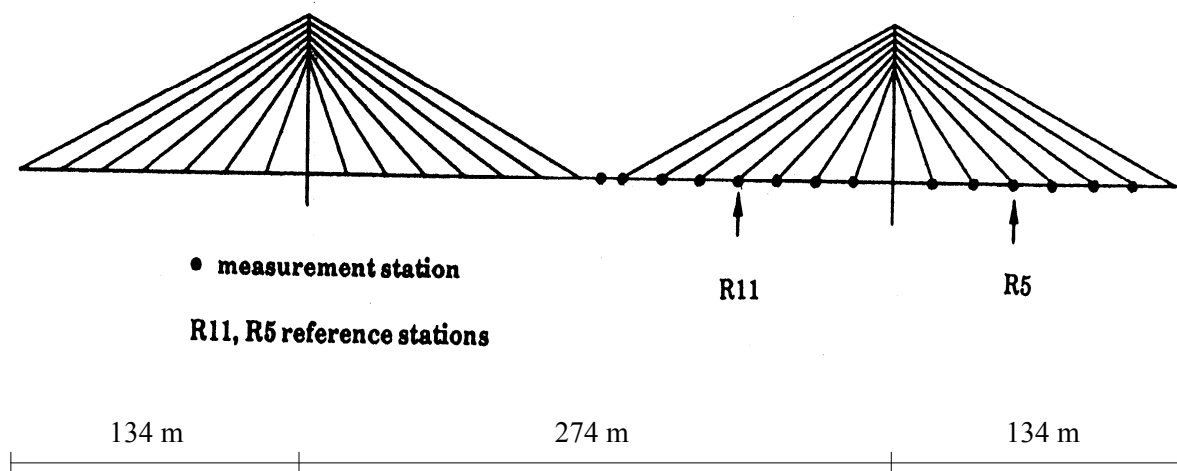


Figure II.3 : Stations de mesures de référence et mobiles du pont à haubans Quincy Bayview Bridge

La majeure partie de la réponse dynamique du pont a été associée aux mouvements du tablier. Les résultats d'analyse des données de vibrations ambiantes sont comparés à ceux données par le modèle en éléments finis du pont.

II.4.1.1. Réponse dynamique du tablier

Le tableau II.1 récapitule quelques modes expérimentalement identifiés du tablier.

Tableau II.1: Modes identifiés du tablier du pont

Mode	Fréquences modales expérimentales (Hz)	Fréquences modales analytiques (Hz)	Classification du mode expérimental
1	0.375	0.371	Vertical
2	0.500	0.500	Vertical
4*	0.630		Transversal
7	0.800	0.770	Vertical
8*	0.800		Torsion
9	0.890	0.854	Vertical
10	0.890	0.733	Torsion-Transversal couplés
17*	1.440		Torsion-Transversal couplés
19*	1.470		Torsion
21*	1.680		Transversal
25*	1.920		Torsion

* Ces modes n'ont pas été identifiés par le modèle en éléments finis.

II.4.1.2. Réponse dynamique des pylônes

L'analyse des mesures simultanées prises sur le tablier et le pylône a indiqué que la plupart des mouvements du pylône étaient associés aux modes du tablier. Une discussion détaillée sur les mouvements du pylône n'est pas présentée dans cette étude; cependant, les données indiquent que l'interaction entre le tablier et le pylône est telle que la plupart des modes longitudinaux du pylône sont associées aux flexions verticales du tablier, et la plupart des modes transversaux du pylône sont associées aux mouvements transversaux du tablier. Par exemple, l'interaction tablier- pylônes à 0.37 Hz est un mouvement dirigé vers l'intérieur pour les sommets des deux pylônes car le tablier fait une flexion vers le bas. Ceci est conforme avec les mouvements prévus dans ce mode en raison des contraintes géométriques du système de câble.

II.4.2. Test dynamique et réponse sismique d'un pont à haubans en Italie

Le pont analysé [Gentile et al., 1998], récemment construit, porte deux files de circulation menant vers le Terminal de l'aéroport de Malpensa 2000 à Milan depuis les autoroutes voisines. Le pont est en béton armé, courbe et présentant deux travées avec un tablier dont la coupe transversale a une hauteur de 1.35m.

Le programme expérimental des essais dynamiques a porté sur les mesures de vibrations ambiantes.

Le comportement modal prévu par un modèle en éléments finis est comparé aux propriétés expérimentales mesurées et de brefs résultats sont présentés.

II.4.2.1. Procédures expérimentales

Le schéma de la disposition des capteurs est présenté dans la Figure II.4 où les stations de mesure 7-8, 21-23 et 26 sont communes pour tous les tests comme positions de référence. Puisque le pont a été examiné juste avant son ouverture, l'excitation du trafic a été réalisée au moyen de :

1. deux camions avec un poids brut de 340 kN chacun traversant le pont avec des vitesses dans la gamme 10 à 40 km/h ;
2. divers autres véhicules de poids et suspension différents.

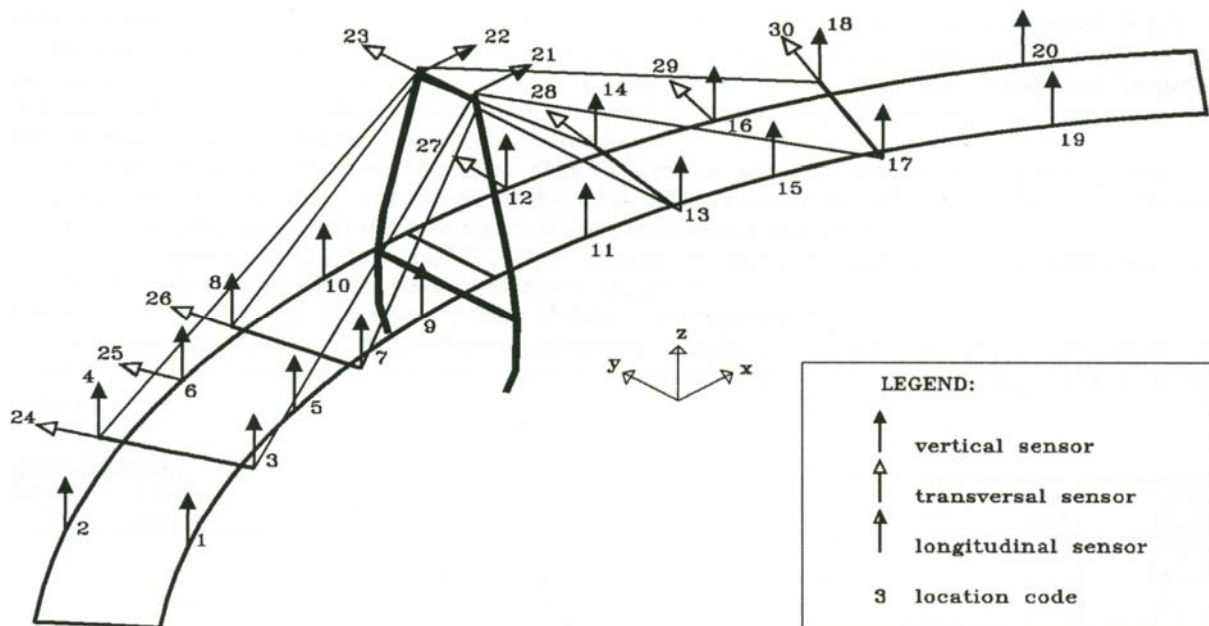


Figure II.4: Schéma d'instrumentation du pont de l'aéroport de Milan (Italie)

II.4.2.2. Modèle tridimensionnel en éléments finis

Les paramètres du modèle de base (modules de Young du tablier et du pylône, coefficient de poisson, etc.) ont été affinés afin d'étalonner les caractéristiques dynamiques modales du modèle 3-D en éléments finis avec celles obtenues expérimentalement.

II.4.2.3. Résultats de l'analyse

Les fréquences modales expérimentales (verticale et en torsion) identifiées lors des enregistrements de vibrations ambiantes et celles données par le modèle numérique tridimensionnel en éléments finis sont récapitulées dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : Fréquences modales identifiées (expérimentales et numériques) du pont de l'aéroport de Milan (Italie).

Mode	Fréquence (Hz) ¹ EVA	Fréquence (Hz) ² MEF	Classification du mode
1	0.781	0.753	vertical
2	1.221	1.263	vertical
3	2.344	2.259	vertical
4	2.808	2.761	vertical
5	3.687	3.862	torsion
6	3.809	3.940	torsion
7	4.541	4.593	vertical
8	5.371	5.177	vertical
9	7.300	7.168	torsion
10	7.471	7.284	torsion
11	8.789	8.439	torsion

¹EVA : enregistrement en vibration ambiante

²MEF : modèle en éléments finis

Un grand nombre de modes a été identifié durant les essais de vibrations ambiantes. L'utilisation de ces essais dans le futur a été recommandée pour la surveillance (dégradation) du pont. Quant au modèle, il montre généralement des fréquences légèrement plus basses que celles mesurées avec une erreur inférieure à 5%.

II.4.2.4. Réponse sismique

Le modèle tridimensionnel affiné a été employé comme modèle représentatif pour analyser le pont en faisant une étude paramétrique de la réponse sismique. Des analyses dynamiques tridimensionnelles ont été faites en utilisant un ensemble de quatre enregistrements de mouvements forts de séisme ; trois composantes orthogonales du mouvement du sol ont été employées dans chaque cas et des réponses ont été calculées. Les accélérogrammes sélectionnés afin de couvrir une large gamme de fréquences sont :

- a) Calitri (Irpinia, Italy 1980).
- b) Whittier Narrows (USA 1987) ; Corallitos (Loma Prieta, USA 1989) et Rinaldi (Northridge, USA 1994).

Les composantes E-W ont été normalisées à une accélération maximale au sol de 0.10g ; une fois que le facteur d'échelle a été évalué pour chaque accélérogramme, le même facteur a été utilisé pour les composantes N-S et verticales. Par ailleurs, il a été constaté que le spectre de réponse moyen (avec 5% d'amortissement) des accélérogrammes normalisés était identique au spectre de réponse élastique défini dans l'Euro-code 8, EC8 (CEN 1994) pour un site moyen. L'étude du comportement sismique du pont a été ainsi complétée par une analyse dynamique modale spectrale, le mouvement du sol dans les trois directions orthogonales étant représenté par le spectre de calcul de l'EC 8.

Pour déterminer le nombre de modes dans les analyses, un test a été conduit pour examiner la variation de la réponse sismique à prendre en compte avec le nombre de modes à considérer.

Des deux méthodes d'analyse : par spectre de réponse et à l'aide d'accélérogramme, il résulte que la réponse dans la direction transversale est fortement affectée par les modes supérieurs ($4.0 < f_i < 10$ Hz), ce qui n'est pas le cas dans la direction verticale. Alors, il a été décidé d'exécuter l'analyse en utilisant 18 modes, étant donné que la 18^{ème} fréquence du modèle est situé à 9.02 Hz.

Les résultats de l'analyse dynamique par accélérogramme et par spectre de réponse sont récapitulés dans le tableau II.3.

Tableau II.3 : Déplacements du tablier, efforts tranchants à la base des pylônes et variation de la force de tension dans les câbles.

			Calitri	Whittier	Corralitos	Rinaldi	EC8
Tablier	Dépl.long.max.	δ_x (mm)	10.44	7.00	6.76	9.00	5.01
	Dépl.trans.max.	δ_y (mm)	17.02	10.72	13.66	14.66	7.21
	Dépl.vert.max.	δ_z (mm)	38.58	6.11	36.30	26.45	38.39
Pylônes	Dépl.long.max	δ_x (mm)	24.50	14.71	11.29	17.00	10.37
	Dépl.trans.max.	δ_y (mm)	3.46	1.31	3.90	3.29	2.33
	Eff.tranchant max. à la base (X)	V_x (kN)	13910	10730	10650	13840	7102
	Eff.tranchant max. à la base (Y)	V_y (kN)	10940	4542	12820	12060	7332
Câbles longs	Variation de la tension max.	ΔN (kN)	837	415	781	1041	901
Câbles courts	Variation de la tension max.	ΔN (kN)	598	310	406	586	457

II.4.3. Enregistrement des vibrations ambiantes du pont Ganter Bridge en Suisse

Le Ganter Bridge a été construit entre 1976 et 1980 en Suisse. C'est un pont à haubans en forme de S de 678 m de longueur et 10 m de largeur (Figures II.5 et II.6). Felber et Cantieni [1996] ont effectué des essais de vibrations ambiantes sur ce pont afin de déterminer ses fréquences et déformées modales :

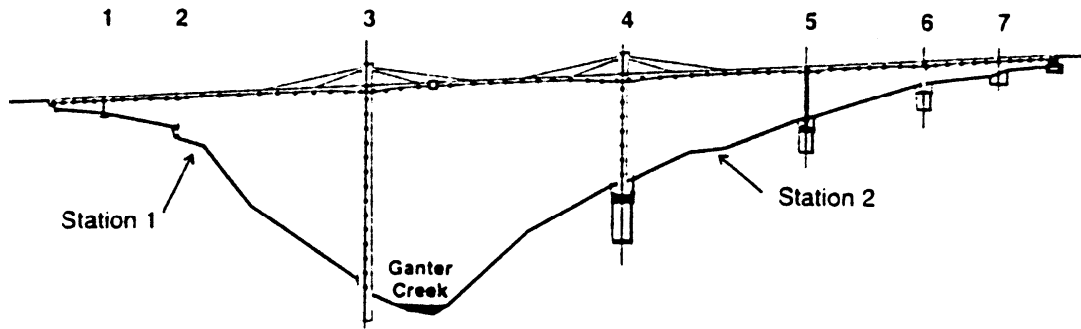


Figure II.5 : Vue en élévation du Ganter Bridge (Suisse)

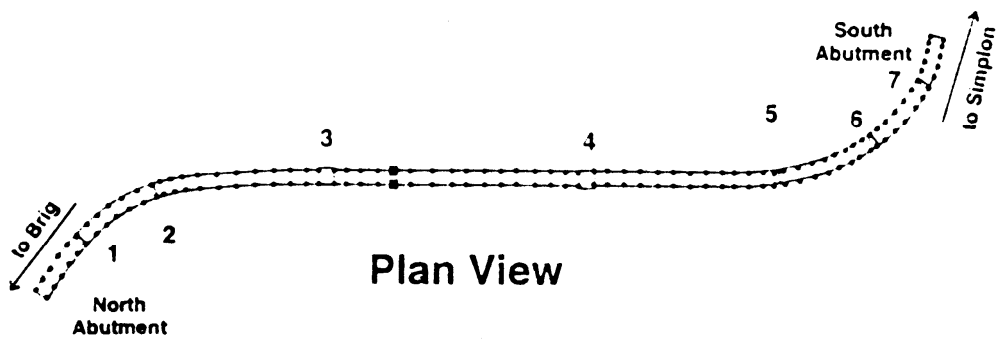


Figure II.6 : Vue en plan du Ganter Bridge (Suisse)

Les quatre fréquences expérimentales (vibrations ambiantes) du pont sont récapitulées dans le tableau II.4.

Tableau II.4: Fréquences expérimentales et modes du Ganter Bridge.

Fréquences (Hz)	Mode
0.40	Transversal
0.67	Transversal+Vertical
0.74	Vertical
0.96	Longitudinal+Transversal

Ces caractéristiques dynamiques du Ganter Bridge déterminées expérimentalement peuvent être employées à l'avenir pour étalonner (calibrer) un modèle numérique en éléments finis de

la structure ou pour la surveillance à long terme (voir s'il n'y a pas détérioration des éléments) de la structure.

II.4.4. Enregistrement des vibrations ambiantes du pont Tampico Bridge au Mexique.

Un programme de contrôle a été lancé afin de déterminer les propriétés dynamiques actuelles du Tampico Bridge au Mexique (Figure II.7) et éventuellement les changements des caractéristiques structurales pendant son exploitation [Murià-Vila et al., 1991]. Ce pont a une longueur de 640 m avec une travée centrale de 360 m. Les périodes et les déformées modales ont été calculées. Les caractéristiques de l'amortissement ont été obtenues avec différentes approches développées par d'autres auteurs [e.g. Campbell, 1986 ; Clough et Penzien, 1975] et comparées à celles obtenues pour une structure similaire. Les résultats sont utiles pour l'analyse dynamique des nouveaux ponts à haubans et pour détecter les erreurs de conception de ce type de structures existantes.

Les vibrations ambiantes ont été produites par la circulation des camions poids lourds et les mouvements du vent. Les camions traversent le pont avec des vitesses inférieures à 10 km/h. La vitesse du vent était inférieure à 6 m/s.

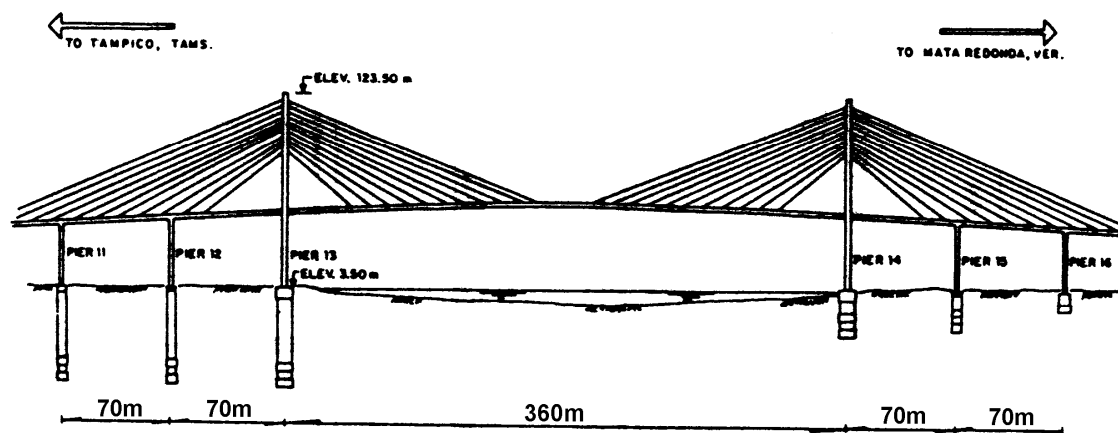


Figure II.7 : Vue en élévation du Tampico Bridge (Mexique)

La figure II.8 montre une vue en plan de la travée centrale, où le programme d'enregistrement des vibrations ambiantes a été effectué. Dans cette figure, les capteurs numéros 1-19 sont employés pour identifier les différentes positions des servoaccéléromètres ; CR1 et CR2 indiquent les positions des unités d'enregistrement. Les servoaccéléromètres sont placés verticalement ou horizontalement selon le mode de vibration à identifier.

Pour le programme expérimental des vibrations ambiantes, neuf, trois, et cinq configurations des accéléromètres ont été définies afin d'identifier les modes de vibrations verticales, latérales, et de torsion du tablier.

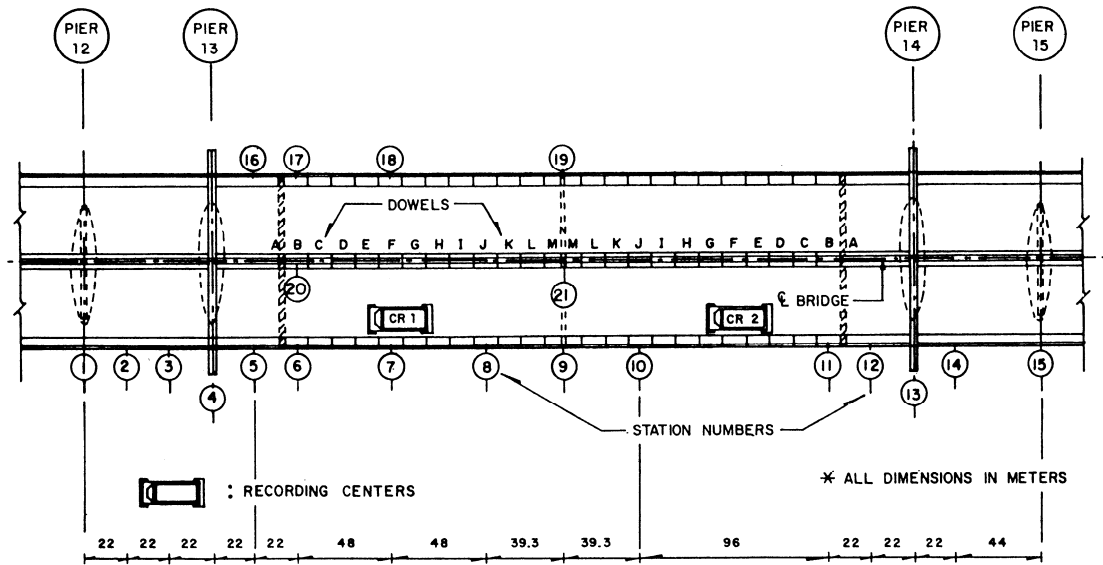


Figure II.8 : Localisation des servoaccéléromètres sur le Tampico Bridge (Mexique)

Un intervalle de valeurs pour les fréquences des modes verticaux, latéraux et de torsion est résumé dans le tableau II.5. Les servoaccéléromètres verticalement orientés sur les positions 9 et 19 ont été employés pour identifier les modes de vibration de torsion du tablier.

Tableau II.5 : Fréquences expérimentales et modes du Tampico Bridge.

Modes	Fréquences Verticales (Hz)	Fréquences en torsion (Hz)	Fréquences transversales (Hz)
1	0.400 – 0.415	1.056 – 1.108	0.445
2	0.900 – 0.937	3.104 – 3.156	0.992
3	1.440 – 1.486	4.480 – 4.520	-
4	2.725 – 2.802	-	-
5	3.748 – 3.845	-	-

Le tableau II.6 montre une comparaison des taux d'amortissement obtenus avec les différentes méthodes employées [e.g. Campbell, 1986 ; Clough et Penzien, 1975] avec des enregistrements de mesures sous lâchers. Les taux d'amortissement obtenus avec la méthode

de Kawasumi et Shima [1965] sont raisonnablement comparables aux valeurs obtenues avec la méthode du décrétement logarithmique. Cependant les valeurs de Kawasumi et Shima dépendent fortement de la fréquence de résolution de la largeur de bande utilisée pour l'analyse spectrale. Par ailleurs, la méthode de Kawasumi et Shima surestime la valeur du taux d'amortissement. D'autre part, la méthode de la demi puissance sous-estime le facteur d'amortissement critique pour des fréquences de résolution de largeur de bande basse. Le contraire est valable pour des valeurs à haute fréquence de résolution. Ce fait est observé dans les structures off-shore [Campbell, 1986].

Tableau II. 6 : Taux d'amortissement critique.

* Décrétement logarithmique			Vibration ambiante, Kawasumi et Shima (1965)	
f (Hz)	ξ (9)	ξ (19)	ξ (9)	ξ (19)
0.403	0.0060	0.0051	0.0041	0.0038
1.070	0.0052	0.0052	0.0020	0.0020

*Obtenu à partir de la pente d'une ligne droite le long de la durée entière de l'impulsion. Stations (9) et (19).

II.4.5. Analyse modale expérimentale du pont Figueira da Foz Bridge au Portugal

Le pont Figueira da Foz Bridge a 15 ans de service. C'est un pont à haubans avec une longueur totale de 405 m dont 225 m pour la travée centrale et 90 m pour les travées de rive (Figure II.9). La largeur totale du tablier est de 20.6 m comprenant 4 voies pour la circulation de véhicules, un séparateur central et 2 trottoirs latéraux pour les piétons. Les deux pylônes du pont sont en béton armé avec une hauteur de 84 m au-dessus de leurs points d'encastrement.

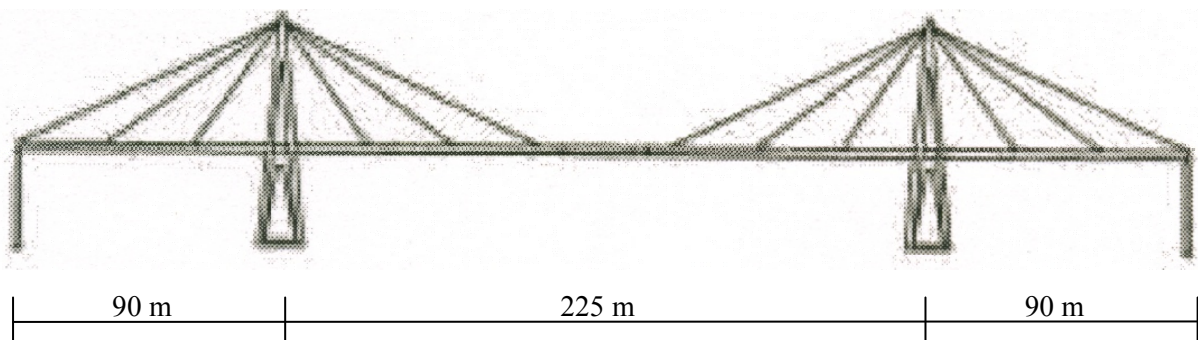


Figure II.9 : Vue en élévation du pont Figueira da Foz Bridge (Portugal)

Rodrigues et Campos-Costa [1998] ont déterminé les caractéristiques dynamiques de ce pont ; elles sont données dans le tableau II.7.

Tableau II. 7: Fréquences modales et amortissement du pont Figueira da Foz Bridge

Mode	Fréquence (Hz)	Mode classification	Amortissement ξ (%)
1	0.51	Vertical	1.6
2	0.60	Vertical	1.3
3	0.73	Torsion	1.6
4	0.87	Transversal	1.0
5	0.89	Transversal	-
6	1.04	Vertical	2.8
7	1.27	Vertical	1.2
8	1.45	Torsion	1.5
9	1.73	Torsion	1.3
10	1.84	Torsion	1.1

II.5. Synthèse des résultats

Nous présentons ci après une synthèse des résultats obtenus pour les ponts à haubans :

1. Quincy Bayview Bridge
2. Ganter Bridge
3. Tampico Bridge
4. Figueira da Foz Bridge

L'exemple du pont de l'aéroport de Milan a été écarté de l'échantillon compte tenu du fait qu'il s'agit d'un pont courbe à deux travées et un seul pylône en comparaison avec les quatre autres ponts. Le tableau II.8 récapitule les résultats obtenus pour les quatre ponts à haubans étudiés.

Tableau II. 8: Fréquences expérimentales et modes de vibrations des ponts.

N°	Identification	Longueur totale (m)	Fréquences et modes de vibrations							
			f ₁ (Hz)	mode	f ₂ (Hz)	mode	f ₃ (Hz)	mode	f ₄ (Hz)	mode
1	Quincy Bayview Bridge	542	0.38	¹ V	0.50	V	0.80	V	0.89	V
2	Ganter Bridge	678	0.40	² T	0.67	T+V	0.74	V	0.96	³ L+T
3	Tampico Bridge	640	0.40	V	0.45	T	0.90	V	0.99	T
4	Figueira da Foz Bridge	405	0.51	V	0.60	V	0.73	⁴ Tor	0.87	T

¹V : mode vertical

²T : mode transversal

³L : mode longitudinal

⁴Tor : mode de torsion

Pour le pont Tampico Bridge, les coefficients d'amortissement mesurés sont $\xi_1 = 0.38 \% \sim 0.41 \%$ et $\xi_2 = 0.20 \%$, alors que pour le pont Figueira da Foz Bridge, les valeurs obtenues sont $\xi_1 = 1.6 \%$, $\xi_2 = 1.3 \%$, $\xi_3 = 1.6 \%$ et $\xi_4 = 1.0 \%$.

II.6. Conclusion

La majorité des travaux publiés sur les tests dynamiques appliqués aux ponts utilisent les essais en vibrations ambiantes (bruit de fond), essentiellement pour la facilité de mesure de la réponse dynamique de la structure qui peut demeurer en service durant les essais.

Pour les essais sur de grands ponts ou avec des circulations denses, les tests en vibrations ambiantes conviennent parfaitement car ces structures sont caractérisées par des basses fréquences. Plusieurs modes de vibration peuvent être simultanément excités car les vibrations ambiantes ont les caractéristiques d'un bruit blanc.

Les différentes investigations ont permis d'établir que :

- Les fréquences et formes modales obtenues à partir des enregistrements en vibrations ambiantes sont en bon accord avec les résultats des enregistrements obtenus sous vibrations forcées [Trifunac, 1972].
- Il n'y a aucune méthode facilement applicable et pratique disponible pour exciter de grandes structures avec des fréquences naturelles en dessous de 1 Hz [Abdel-Ghaffar et Scanlan, 1985 ; Law et Ko, 1995]. Ni les générateurs de vibration servohydraulique, ni les générateurs de vibration mécaniques (masses non équilibrées) ne peuvent fournir assez de forces à ces basses fréquences.
- L'examen des résultats expérimentaux du tableau II.9 montre que pour des ponts à haubans d'une longueur totale variant de 400 m à 700 m environ, la fréquence fondamentale varie entre 0.51 Hz et 0.38 Hz. Le mode fondamental est plutôt vertical avec un pourcentage d'amortissement critique moyen de l'ordre de 1% (0.4 à 1.6 %). Par ailleurs, les modes supérieurs (2^{ème} mode et plus) sont des modes de vibrations quelconques (vertical, transversal, longitudinal, torsion ou mixte).

Chapitre III

MODELISATION ET ETUDE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE

Chapitre III- Modélisation et Etude du Comportement Dynamique

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'élaboration d'un modèle numérique du pont à haubans sur l'Oued Dib dans la région de Mila. Le but poursuivi est de faire une première estimation à l'aide de ce modèle tridimensionnel des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage.

Dans une première phase, un modèle numérique de l'ouvrage sera élaboré, conforme à la situation du projet au moment des tests (retenue du barrage non remplie).

L'analyse modale de ce modèle préliminaire nous permet de déterminer les fréquences propres et les modes de vibrations associés. Ces premiers résultats nous renseigneront sur l'ordre de grandeur des fréquences à mesurer et nous guideront dans le positionnement des capteurs sur le pont pour la détermination expérimentale des modes vibratoires.

III.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont à haubans comprenant trois travées de 111 m, 280 m et 111 m pour une longueur totale de 502 m (Figure III.1). Il relie les villes de Mila à Jijel et il est classé ouvrage stratégique pour la wilaya de Mila. Le flux du trafic en poids lourds en direction du port de Djendjen est très important, il permet de desservir les régions avoisinantes. Le tablier, composé de deux voies est en béton précontraint avec une largeur totale de 13.30 m (10.50 m asphaltés plus deux trottoirs de 1.05 m et deux rebords de 0.35 m). Il franchit une vallée qui constitue une partie de la retenue du barrage de Beni Haroun. Une fois la retenue remplie, le niveau d'eau sera de 25 m sous le tablier.

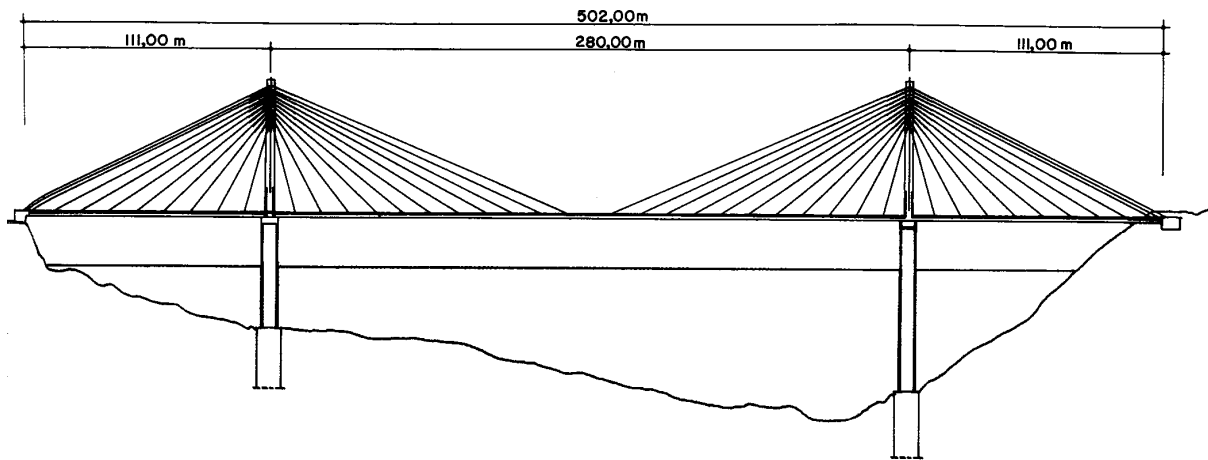


Figure III.1 : Vue en élévation du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila

Il est constitué d'une dalle (partie supérieure du voussoir) de 20 cm d'épaisseur, raidi par trois nervures de 2 m de haut et 0.22 m de large (Figure III.2). Il est porté par deux pylônes de 110 m et 140 m de hauteur. Les mâts des pylônes ont une hauteur d'environ 60 m au dessus du tablier.

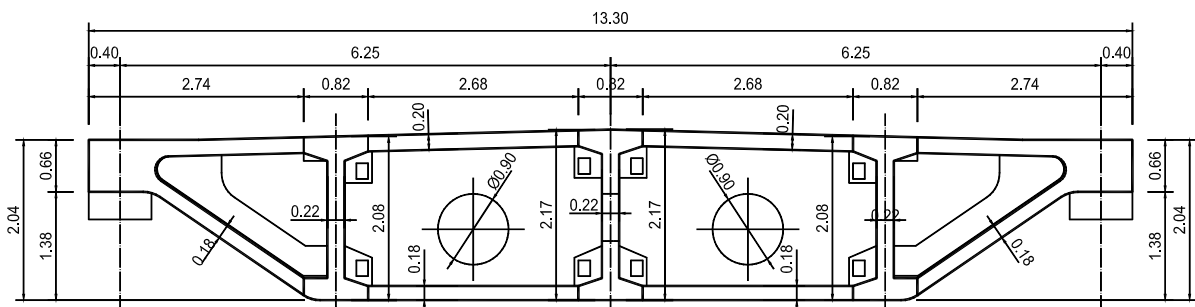


Figure III.2 : Section transversale du tablier du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila

Les pylônes sont en forme de H, constitués chacun de deux fûts verticaux cylindriques en partie basse (piles) au dessous du tablier, surmontés de fûts verticaux rectangulaires (mâts) au dessus du tablier (voir Figures III.3 et III.4). Ces fûts sont entretoisés à la fois au voisinage du sommet des mâts et sous le tablier. Les fondations sont constituées de puits reliés par une semelle.



Figure III.3 : Vue générale du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila

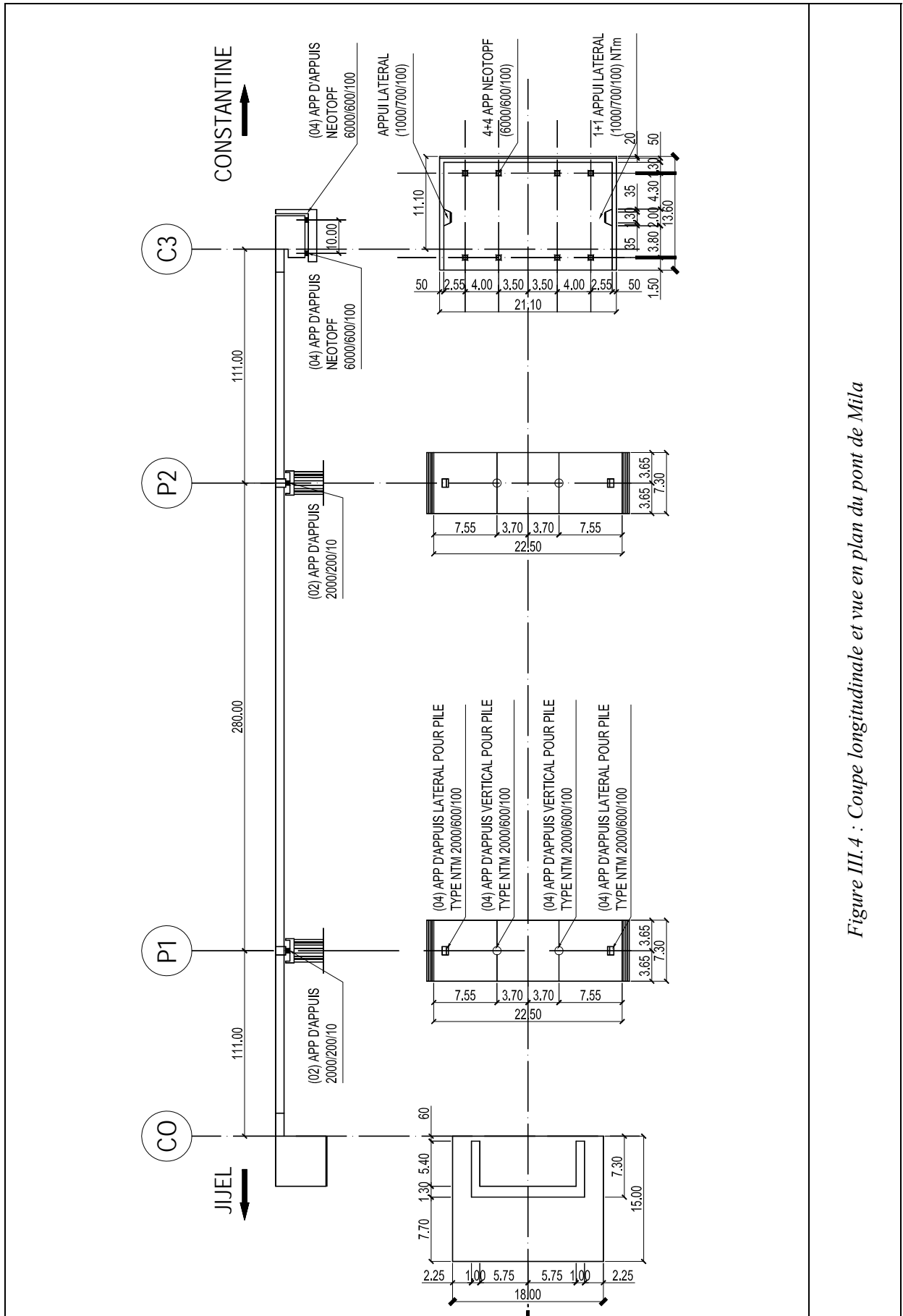


Figure III.4 : Coupe longitudinale et vue en plan du pont de Mila

Le haubanage du tablier est en demi- éventail et latéral, avec un total de 88 câbles, 44 soutenant la travée centrale et 22 pour chaque travée de rive. Trois paires de haubans de retenue relient chaque tête de pylône aux culées voisines. Les câbles des haubans sont constitués avec des barres en acier de 7 mm de diamètre et ont des sections variant entre 22.5 et 55.5 cm².

Chaque pylône, représenté sur la figure III.5, se compose de deux mâts en béton armé, avec des dimensions transversales variables (voir figure III.6). Une première poutre inférieure reliant les têtes des fûts supporte le tablier par l'intermédiaire d'appuis en élastomère fretté, et une deuxième poutre supérieure relie les têtes des mâts.

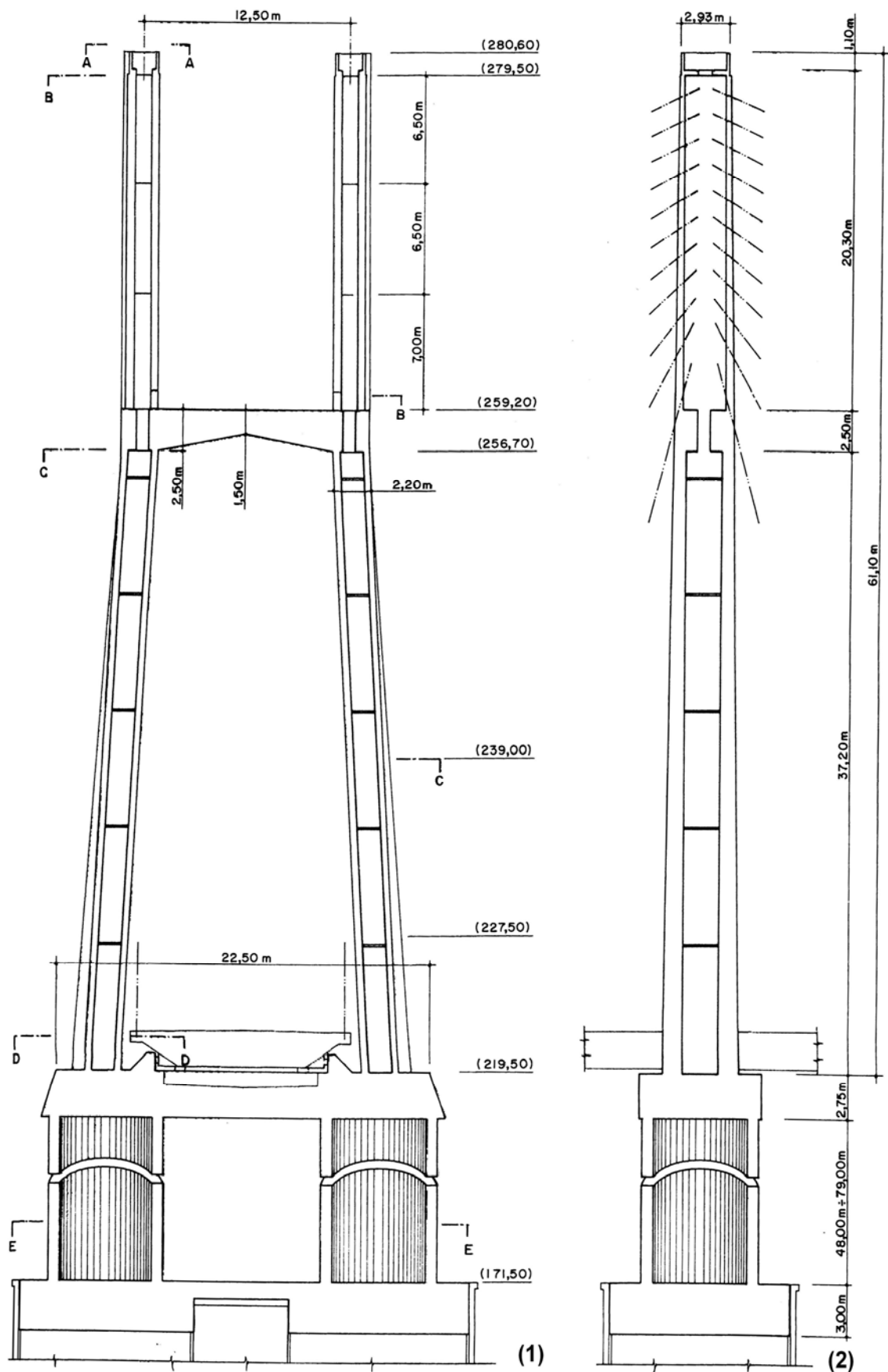


Figure III.5 : Vue en élévation du pylône du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila.
 (1) Vue de face du pylône ; (2) Vue de profil du pylône

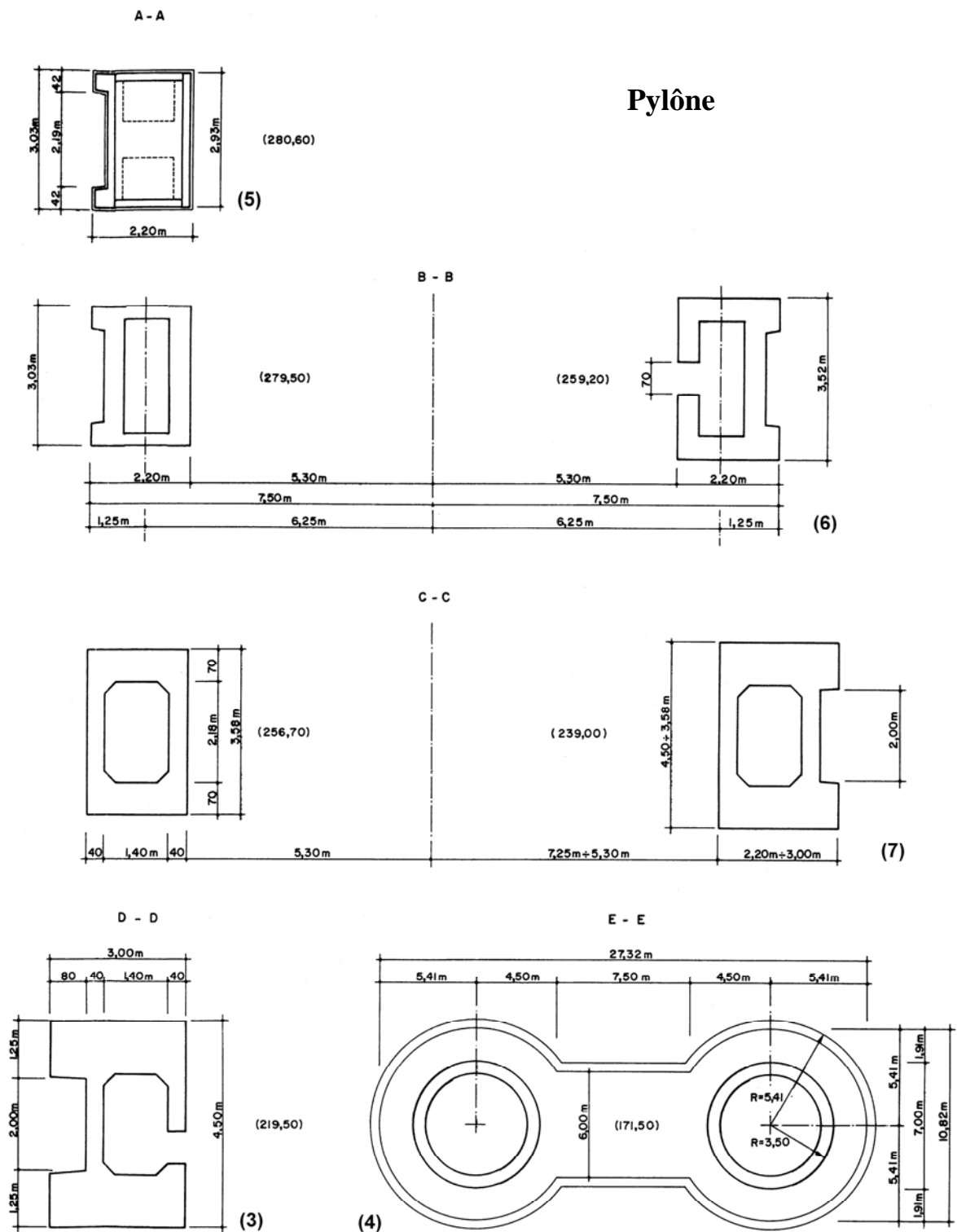


Figure III.6: Coupes transversales au niveau du pylône du pont de Mila.

- (3) Coupe horizontale à la base du mât : dimensions ;
- (4) Coupe horizontale des piles, composée de deux fûts circulaires creux : dimensions ;
- (5-6-7) Coupes horizontales des mâts : dimensions.

III.3. Modélisation de la structure

La première étape de l'analyse dynamique d'une structure consiste à élaborer un modèle numérique représentatif. Ce modèle est généralement élaboré à l'aide de logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis.

Les investigations sur le comportement linéaire et non linéaire des ponts à haubans (non linéarité géométrique due au fléchissement des câbles) ont été présentées dans plusieurs publications [Fleming et Egeseli (1980) ; Nazmy et Abdel-Ghaffar (1987) ; Nazmy et Abdel-Ghaffar (1990)]. Les résultats indiquent que les analyses dynamiques linéaires et non linéaires donnent des résultats comparables et que l'analyse dynamique linéaire est généralement acceptable.

La structure du pont de Mila avec une configuration géométrique complexe est modélisée en éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000 [SAP 2000, 1997]:

Le tablier a été modélisé à l'aide de 2959 éléments de type « coque » (shell element) ; les pylônes (mâts + piles) et les câbles ont été modélisés au moyen de 316 éléments de type « barre » (frame element) ; le modèle comprend 2412 nœuds.

Les pylônes sont supposés encastrés au niveau du sol, faisant abstraction de toute interaction avec le sol et du fluide avec les piles. La liaison tablier / pylônes a été modélisée comme une liaison fixe.

Les caractéristiques mécaniques suivantes ont été utilisées :

Le tablier

Les propriétés des matériaux du tablier ont été prises des données fournies par la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Mila.

Module d'élasticité du béton précontraint: $E = 39 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Coefficient de Poisson : $\nu = 0.2$

Poids volumique : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Les haubans

Les câbles ont été modélisés en éléments de type barre (figure III.7), avec une rigidité qui dépend seulement du module d'élasticité du câble E_c , de la section transversale A_{net} , et de la longueur L (i.e. $E_c A_{\text{net}} / L$).

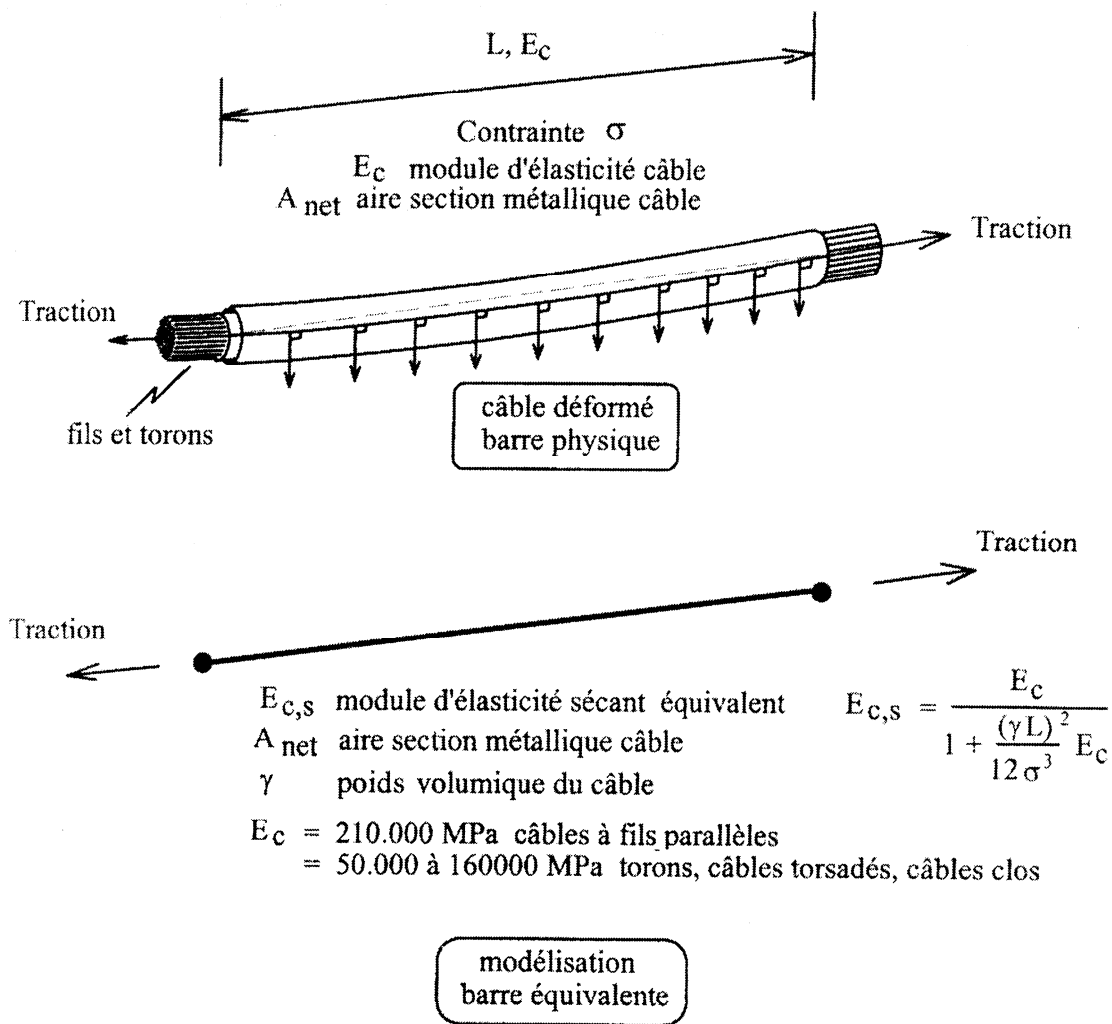


Figure III.7: Modélisation pratique des câbles

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour les haubans ont été fournies par la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Mila.

Module d'élasticité : $E_{c,s} = 190 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$

Poids volumique : $\gamma = 80 \text{ kN/m}^3$

Le comportement d'un câble incliné est non linéaire à cause de la tension et la flexion dans ce câble. Ce comportement non linéaire est souvent pris en considération en utilisant un module d'élasticité sécant équivalent, inférieur au véritable module d'élasticité du matériau. Cette approche a été décrite par Gimsing [1983] utilisant des paramètres tels que la contrainte due

aux charges permanentes, le poids volumique, la longueur et le module d'élasticité du câble pour produire un module équivalent.

Les pylônes (mâts + piles)

Le module de Young, le poids volumique, et le coefficient de poisson des pylônes ont été pris comme suit :

$$E = 39 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu = 0.2$$

III.4. Analyse modale

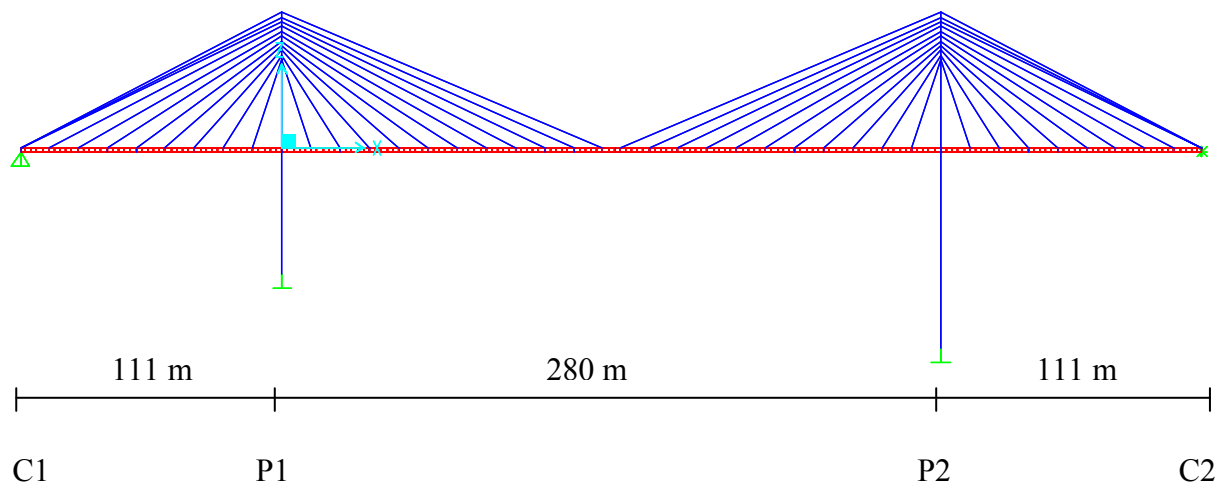


Figure III.8: Profil en long et portées du pont de Mila

III.4.1. Conditions de liaisons avec le milieu extérieur (conditions d'appuis)

- Pieds de pylônes : encastrés dans le sol.
- Culée C1 (Côté Jijel) : appui fixe.
- Culée C2 (Côté Constantine) : appui mobile (déplacement longitudinal libre U_x ; déplacements transversal et vertical bloqués U_y et U_z . Rotation de torsion bloquée R_x ; Rotations d'axes transversal R_y et vertical R_z libres).
- Les appareils d'appuis entre le tablier et les pylônes ne sont pas modélisés. En première approximation, la liaison tablier-pylônes est supposée fixe.

III.4.2. Résultats de l'analyse modale

L'extraction de 75 modes, couvrant la gamme de fréquence de 0.343 à 9.615 Hz sont donnés dans le tableau III.1. avec les périodes et les fréquences propres associées.

Tableau III.1 : Périodes et fréquences modales.

Mode	Période (sec)	Fréquences (Hz)	Participation modale (%)		
			U _x (Long)	U _y (Trans)	U _z (Vert)
1	2.913	0.343	0.446	0.347	11.137
2	2.906	0.344	0.002	57.740	0.070
3	1.938	0.516	0.389	0.001	0.045
4	1.914	0.523	0.000	1.412	0.001
5	1.335	0.749	1.597	0.001	12.468
6	1.299	0.769	0.001	25.558	0.000
7	1.241	0.806	0.775	0.000	0.013
8	1.111	0.900	1.096	0.001	17.893
9	0.919	1.088	67.211	0.000	0.376
10	0.859	1.164	0.000	0.006	0.000
11	0.841	1.189	8.477	0.002	0.013
12	0.839	1.192	1.183	0.016	0.002
13	0.722	1.385	0.000	2.786	0.000
14	0.661	1.513	0.189	0.000	0.800
15	0.603	1.658	0.569	0.001	0.036
16	0.592	1.689	0.001	6.409	0.001
17	0.576	1.736	0.238	0.001	2.394
18	0.515	1.942	0.000	1.848	0.001
19	0.489	2.045	0.000	0.014	0.000
20	0.483	2.070	4.358	0.000	0.047
21	0.479	2.088	0.001	0.001	0.002
22	0.423	2.364	0.001	0.001	0.000
23	0.419	2.387	1.303	0.000	0.001
24	0.415	2.409	0.001	0.003	0.000
25	0.392	2.551	0.000	0.008	0.000

Mode	Période (sec)	Fréquences (Hz)	Participation modale (%)		
			U _x (Long)	U _y (Trans)	U _z (Vert)
26	0.379	2.639	0.149	0.000	0.296
27	0.357	2.801	0.000	0.047	0.001
28	0.345	2.899	0.000	0.003	0.000
29	0.332	3.012	0.001	0.158	0.007
30	0.329	3.039	0.261	0.000	0.271
31	0.319	3.135	0.379	0.000	3.477
32	0.308	3.247	0.002	0.000	0.002
33	0.308	3.247	0.001	0.000	0.002
34	0.305	3.279	0.001	0.105	0.003
35	0.289	3.460	0.214	0.000	0.113
36	0.265	3.774	6.134	0.000	0.494
37	0.258	3.876	0.000	0.002	0.000
38	0.240	4.167	0.024	0.000	1.358
39	0.239	4.184	0.050	0.000	0.107
40	0.234	4.274	1.165	0.000	0.060
41	0.233	4.292	0.004	0.025	0.001
42	0.216	4.630	0.001	0.119	0.000
43	0.207	4.831	0.000	0.009	0.000
44	0.206	4.854	0.000	0.057	0.000
45	0.205	4.878	0.062	0.000	0.000
46	0.205	4.878	0.000	0.000	0.000
47	0.200	5.000	0.000	0.077	0.000
48	0.195	5.128	0.000	0.005	0.000
49	0.195	5.128	0.015	0.000	0.781
50	0.194	5.155	0.000	0.028	0.000

Mode	Période (sec)	Fréquences (Hz)	Participation modale (%)		
			U _x (Long)	U _y (Trans)	U _z (Vert)
51	0.189	5.291	0.052	0.000	0.148
52	0.187	5.348	0.000	0.006	0.000
53	0.174	5.747	0.000	0.098	0.000
54	0.168	5.952	0.008	0.000	3.369
55	0.165	6.060	0.000	0.072	0.000
56	0.154	6.494	0.004	0.079	0.018
57	0.153	6.536	0.336	0.000	1.789
58	0.148	6.757	0.001	0.039	0.205
59	0.147	6.803	0.126	0.000	11.10
60	0.144	6.944	0.000	0.000	0.102
61	0.143	6.993	0.055	0.000	6.457
62	0.138	7.246	0.000	0.601	0.000
63	0.137	7.299	0.000	0.019	0.002
64	0.134	7.463	0.000	0.006	0.000
65	0.132	7.576	0.053	0.000	1.109
66	0.129	7.752	0.074	0.000	4.486
67	0.128	7.813	0.000	0.000	0.005
68	0.123	8.130	0.004	0.000	0.244
69	0.120	8.333	0.034	0.000	0.759
70	0.118	8.475	0.000	0.004	0.000
71	0.116	8.621	0.000	0.004	0.001
72	0.115	8.696	0.000	0.003	0.003
73	0.112	8.929	0.004	0.000	12.10
74	0.108	9.259	0.036	0.000	2.072
75	0.104	9.615	0.000	0.011	0.002

Les fréquences modales du modèle analytique du pont dont la participation de la masse modale de vibration est supérieure à 5 % de la masse totale sont récapitulées dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Fréquences de vibration et participation massique de chaque mode.

Mode	Fréquences (Hz)			Participation modale (%)		
	f_x (Long)	f_y (Trans)	f_z (Vert)	U_x (Long)	U_y (Trans)	U_z (Vert)
1	1.088	0.344	0.343	67.21	57.74	11.14
2	1.189	0.769	0.749	8.48	25.56	12.47
3	3.768	1.689	0.900	6.13	6.41	17.89
4	-	-	6.810	-	-	11.10
5	-	-	6.995	-	-	6.46
6	-	-	8.915	-	-	12.10

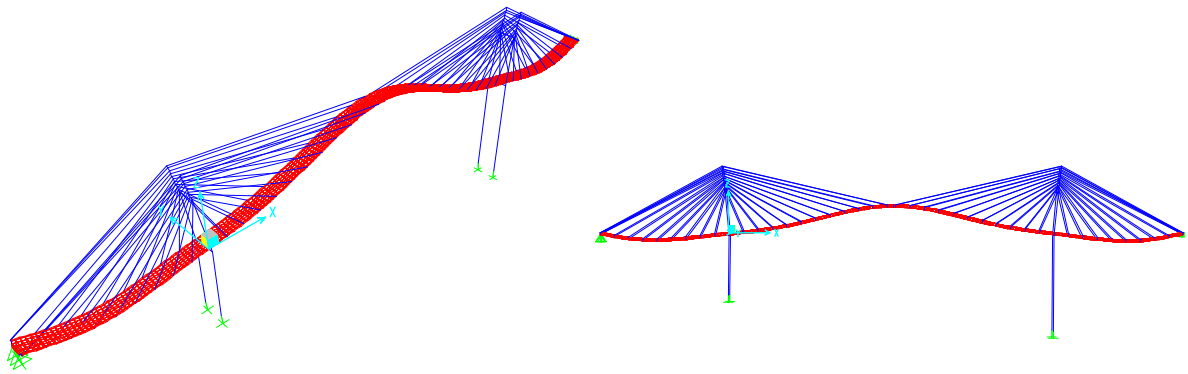
x : direction longitudinale

y : direction transversale

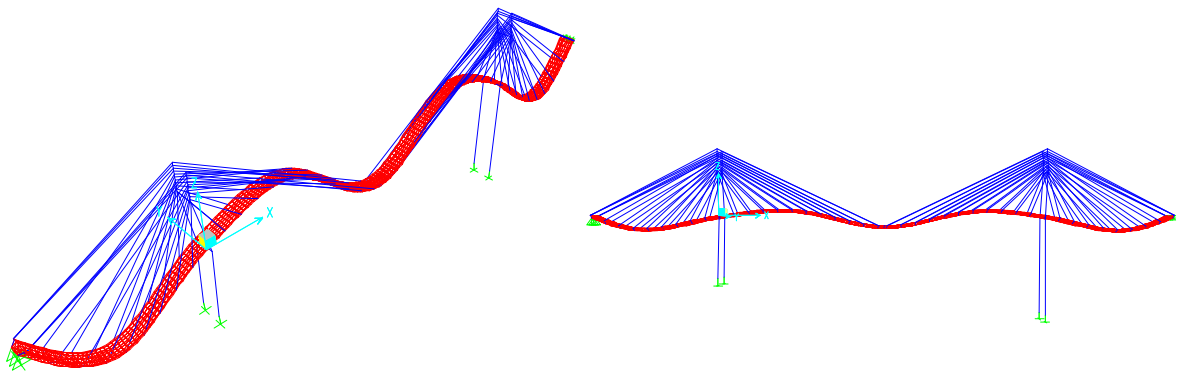
z : direction verticale

Les trois premiers modes de vibration du modèle analytique du pont dont les masses modales sont supérieures à 5 % sont présentés dans les figures III.9, III.10, et III.11.

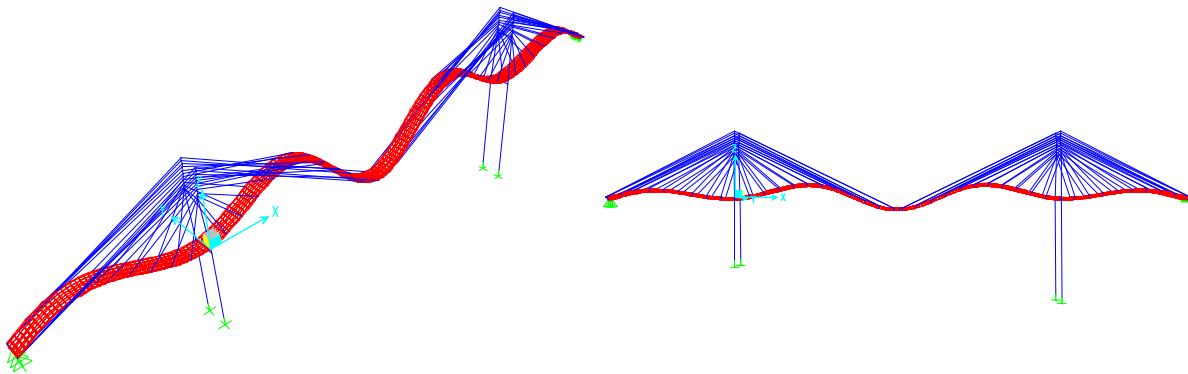
a/ Mode de vibrations verticales du pont



mode 1 : vertical, $f_1 = 0.343$ Hz



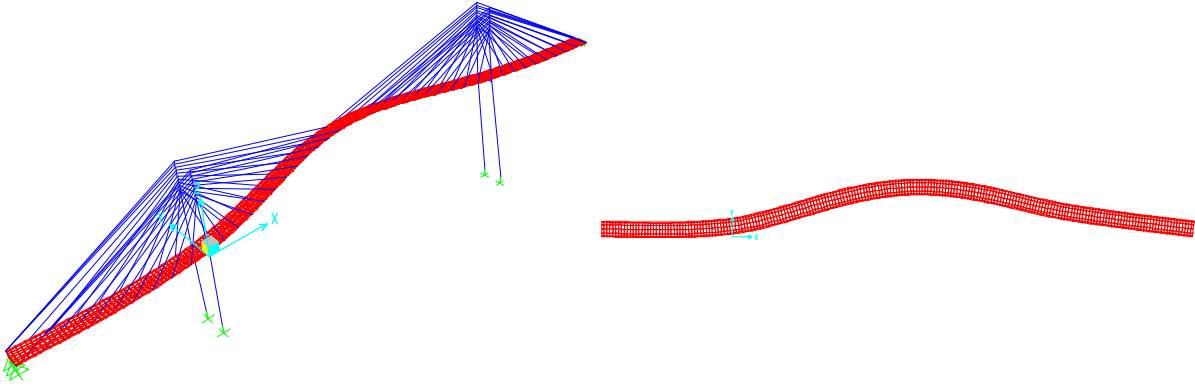
mode 2 : vertical, $f_2 = 0.749$ Hz



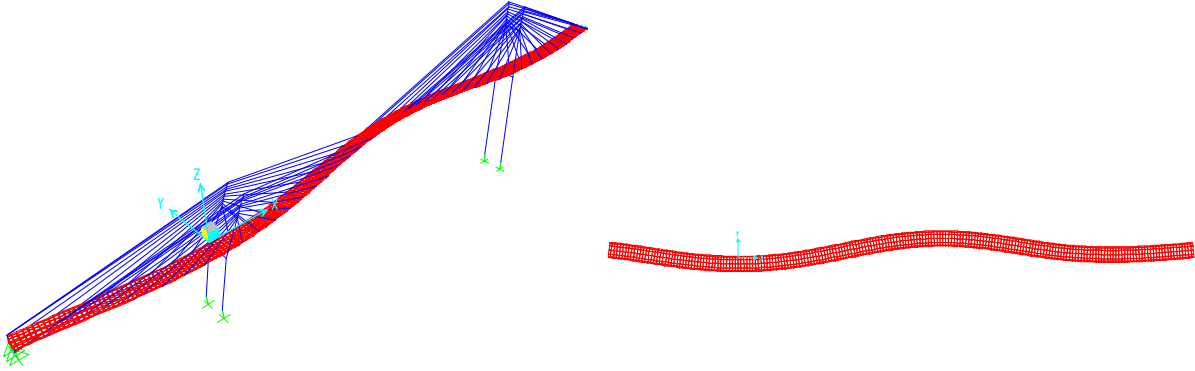
mode 3 : vertical, $f_3 = 0.900$ Hz

Figure III.9: Trois premiers modes de vibrations verticales du pont

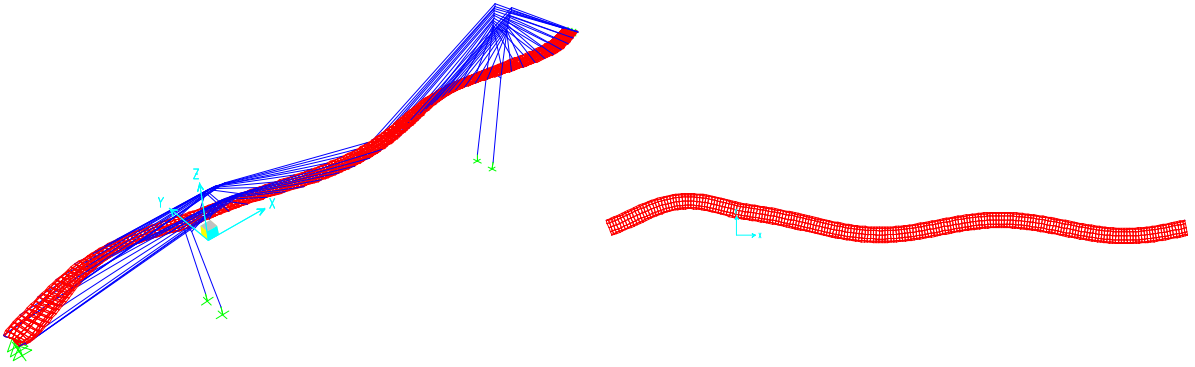
b/ Mode de vibrations transversales du pont



mode 1 : transversal, $f_1 = 0.344$ Hz



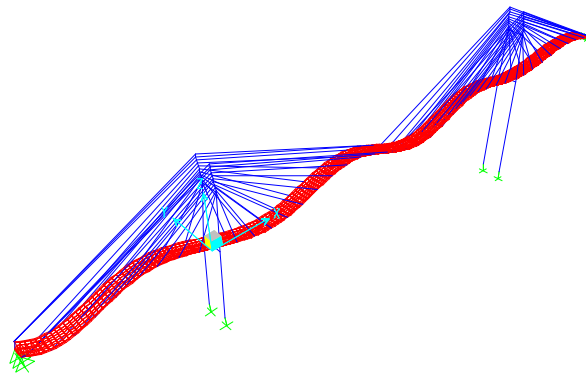
mode 2 : transversal, $f_2 = 0.769$ Hz



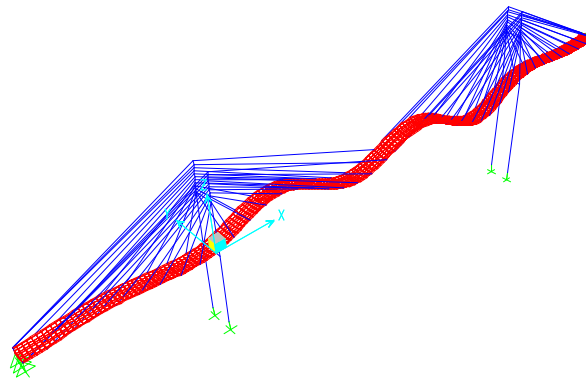
mode 3 : transversal, $f_3 = 1.689$ Hz

Figure III.10: Trois premiers modes de vibrations transversales du pont

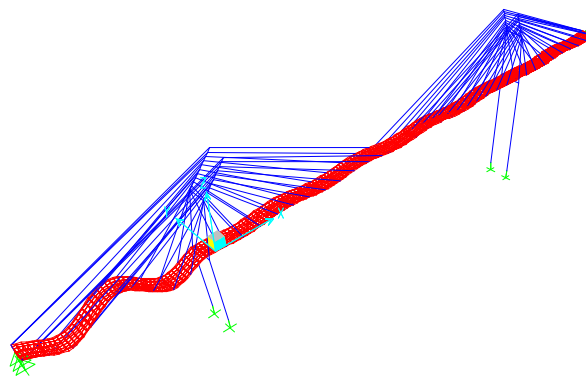
c/ Mode de vibrations longitudinales du pont



mode 1: longitudinal, $f_1 = 1.088$ Hz



mode 2: longitudinal, $f_2 = 1.189$ Hz



mode 3: longitudinal, $f_3 = 3.768$ Hz

Figure III.11: Trois premiers modes de vibrations longitudinales du pont

La comparaison des résultats en terme de fréquences calculées numériquement à l'aide du logiciel SAP 2000 pour le pont de Mila avec celles obtenues expérimentalement sous vibrations ambiantes sur les autres ouvrages étudiés dans le chapitre précédent sont consignés dans le tableau suivant.

Tableau III.3 : Comparaison des résultats en terme de fréquences calculées avec celles obtenues sur les autres ouvrages étudiés dans le chapitre précédent.

N°	Identification	Longueur totale (m)	Fréquences et modes de vibration							
			f ₁ (Hz)	mode	f ₂ (Hz)	mode	f ₃ (Hz)	mode	f ₄ (Hz)	mode
1	Pont de Mila	502	0.343	¹ V	0.344	T	0.749	V	0.769	T
2	Quincy Bayview Bridge	542	0.38	V	0.50	V	0.80	V	0.89	V
3	Ganter Bridge	678	0.40	² T	0.67	T+V	0.74	V	0.96	³ L+T
4	Tampico Bridge	640	0.40	V	0.45	T	0.90	V	0.99	T
5	Figueira da Foz Bridge	405	0.51	V	0.60	V	0.73	⁴ Tor	0.87	T

¹V : mode vertical

²T : mode transversal

³L : mode longitudinal

⁴Tor : mode de torsion

III.5. Conclusion

Le modèle tridimensionnel, linéaire et élastique en éléments finis, développé à l'aide du logiciel SAP 2000 a permis de procéder à l'analyse modale du pont à haubans de Mila. Ce modèle a été développé sur la base des données fournies par la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Mila (plans de structures du pont, notes de calculs, etc.).

En considérant 75 modes de vibrations, les masses modales ont atteint plus de 95% de la masse totale du pont et ce dans les 3 directions.

Les résultats de l'analyse modale obtenus (Cf. tableau III.2) peuvent être résumés par les:

- six premiers modes de vibration dans la direction verticale où la masse modale a atteint 72 % de la masse totale du pont.
- trois premiers modes de vibration dans la direction horizontale où la masse modale a atteint 90 % de la masse totale du pont.
- trois premiers modes de vibration dans la direction longitudinale où la masse modale a atteint 82 % de la masse totale du pont.

En terme de fréquences (cf. tableau III.3), les valeurs obtenues (calculées) avec le modèle 3-D dans l'intervalle 0-1 Hz sont relativement proches (écart inférieur d'environ 20 %) de celles déterminées (mesurées) à l'aide des tests de vibrations ambiantes sur l'échantillon des quatre ponts à haubans décrit en conclusion du chapitre précédent.

Chapitre IV

NOTIONS FONDAMENTALES SUR LA THEORIE DES VIBRATIONS ALEATOIRES

Chapitre IV- Notions fondamentales sur la théorie des vibrations aléatoires

IV.1. Introduction

L'étude des propriétés statistiques nécessaires à la caractérisation d'un phénomène aléatoire relève de la théorie des vibrations aléatoires. Ces dernières années, le domaine d'application de cette théorie s'est rapidement étendu aux différentes disciplines de la mécanique des structures, entre autre le génie civil, principalement pour l'étude de la réponse des structures aux sollicitations aléatoires et complexes telles que le vent, les vagues marines, et les mouvements sismiques.

IV.2. Rappel de quelques notions de probabilités

IV.2.1. Variables aléatoires et lois de répartition

On appelle variable aléatoire une grandeur pouvant prendre lors d'une expérience telle ou telle valeur inconnue d'avance. On distingue les variables aléatoires discrètes et les variables aléatoires continues.

Pour décrire une variable aléatoire, on définit sa loi de répartition qui établit une relation entre les valeurs possibles de cette variable aléatoire et leurs probabilités.

Pour décrire une variable aléatoire continue ou une variable aléatoire discrète, on définit également la fonction de répartition par $F(x) = P(X < x)$.

Dans le cas où l'on s'intéresse à la probabilité pour que cette variable aléatoire se trouve dans l'intervalle compris entre x et $x+dx$, on définit la densité de probabilité comme étant la dérivée de la fonction de répartition (Figure IV.1): $f(x) = F'(x)$

$$d' où : P(x < X < x+dx) = \int_x^{x+dx} f(x) dx$$

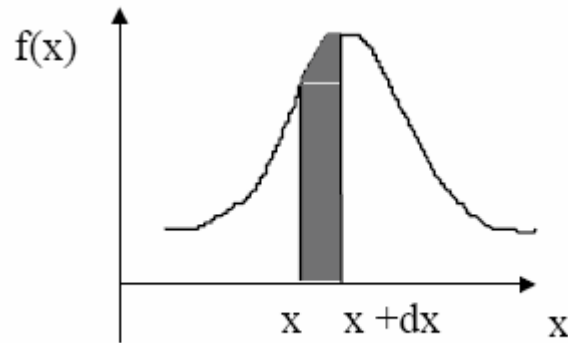


Figure IV.1 : Fonction de la densité de probabilité $f(x)$

IV.2.2. Caractéristiques numériques des variables aléatoires

On a vu précédemment qu'il suffisait de définir une loi de répartition pour décrire complètement la variable aléatoire du point de vue probabiliste. Cependant, dans de nombreuses applications pratiques, il suffit de trouver certains paramètres caractérisant les traits essentiels de la loi de répartition. Parmi ces paramètres, on peut citer :

- ✓ l'espérance mathématique
- ✓ la moyenne
- ✓ la variance
- ✓ l'écart type
- ✓ la corrélation
- ✓ la covariance

- Espérance mathématique

L'espérance mathématique d'une fonction $g(x)$ ayant une loi de répartition $p(x)$ est donnée par :

$$E [g(x)] = \int_{-\infty}^{+\infty} g(x).p(x).dx \quad (IV.1)$$

- La moyenne

Quand $g(x)$ est simplement égale à x , on définit la moyenne par :

$$m_x = E [x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x.p(x).dx \quad (IV.2)$$

- La moyenne quadratique

De la même façon, lorsque $g(x)$ est égale à x^2 , on définit la moyenne quadratique par :

$$E [x^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 \cdot p(x) \cdot dx \quad (IV.3)$$

- La variance

La variance est obtenue en posant $g(x) = [x-E(x)]^2$

$$\text{Var } x = \sigma_x^2 = E [x-E(x)]^2 = E(x^2) - [E(x)]^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^2 \cdot p(x) \cdot dx \quad (IV.4)$$

- l'écart type

L'écart type caractérise la dispersion autour de la valeur moyenne (Figure IV.2)

$$\sigma_x = \sqrt{\text{var } x} = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^2 \cdot p(x) \cdot dx} \quad (IV.5)$$

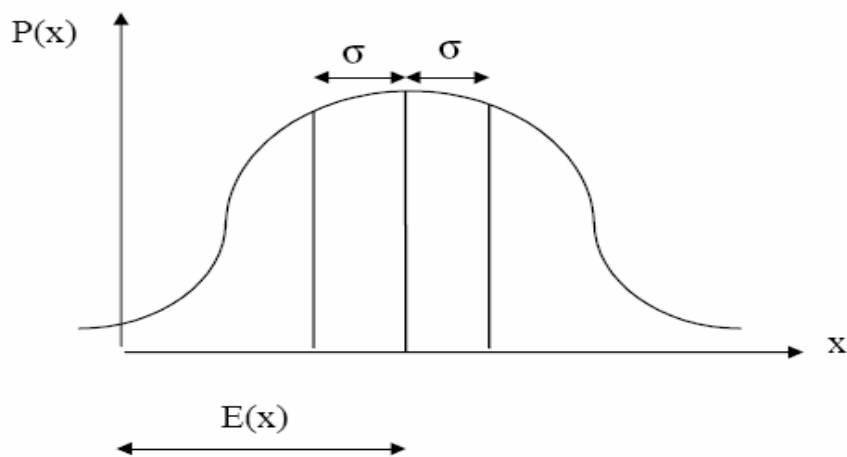


Figure IV.2 : Moyenne et écart type d'une fonction de répartition $P(x)$

- La corrélation

$$E(x_1, x_2) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} x_1 x_2 \cdot p(x_1, x_2) \cdot dx_1 \cdot dx_2 \quad (IV.6)$$

- La covariance

$$\text{Cov } (x_1, x_2) = E \{ [x_1 - E(x_1)] [x_2 - E(x_2)] \} = E \{ x_1 x_2 \} - E[x_1] E[x_2] \quad (IV.7)$$

IV.3. Notion de vibrations aléatoires

IV.3.1. Système vibratoire

L'objectif principal d'un traitement en vibration aléatoire est la caractérisation statistique de l'output (réponse ou sortie) en fonction des statistiques de l'input (excitation ou entrée) et des caractéristiques propres ou intrinsèques du système vibratoire [Berrah, 2003].

IV.3.2. Processus stochastique (aléatoire)

Si un phénomène physique est aléatoire, alors chaque échantillon $X(t)$ de ce phénomène (un enregistrement) est le résultat de circonstances uniques qui ne se répéteront pas à l'occasion d'autres mesures indépendantes de ce même phénomène.

La description et l'analyse d'un processus stochastique se fait donc de façon probabiliste. Un processus stochastique a un nombre infini de variables aléatoires (Figure IV.3).

Une caractéristique d'un processus aléatoire est que sa valeur instantanée ne peut être donnée de façon déterministe. La description et l'analyse de processus stochastique se fait de façon probabiliste.

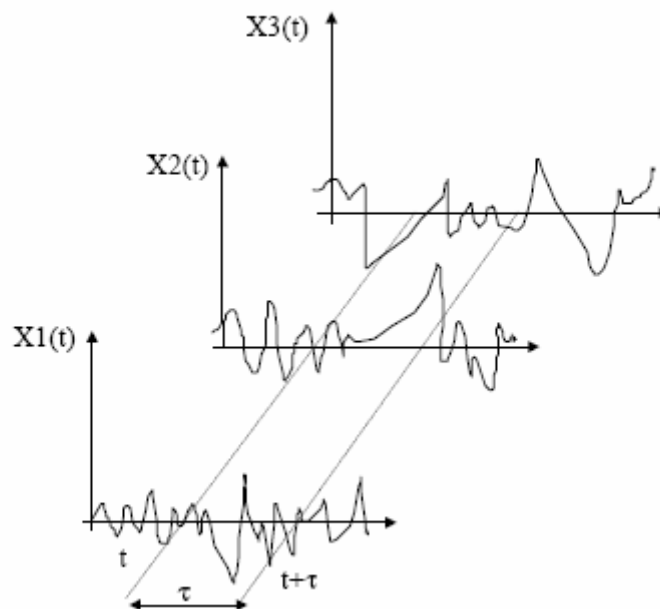


Figure IV.3 : Processus stochastique / Ensemble d'échantillons

IV.3.3. Stationnarité

Un processus stochastique est dit stationnaire si toutes ses propriétés statistiques sont invariantes dans le temps. Autrement dit, toutes ses distributions sont indépendantes vis à vis d'une translation dans le temps.

$$\begin{aligned} P_x(x_1, t_1) &= P_x(x_1, t_1 + \tau) \\ P_x(x_1, t_1; x_2, t_2) &= P_x(x_1, t_1 + \tau; x_2, t_2 + \tau) \\ &\vdots \end{aligned} \tag{IV.8}$$

$$P_x(x_1, t_1; x_2, t_2; \dots; x_n, t_n) = P_x(x_1, t_1 + \tau; x_2, t_2 + \tau; x_n, t_n + \tau)$$

Pour être strictement stationnaire, un processus stochastique ne doit avoir ni début ni fin.

Il s'ensuit que la moyenne et la moyenne quadratique sont indépendantes du temps :

$$E[x(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x.p(x).dx = m_x = \text{Cte} \tag{IV.9}$$

$$E[x^2(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2.p(x).dx = S_x \tag{IV.10}$$

De même pour un tel processus, la variance est indépendante du temps, en effet :

$$E[x(t) - m_x]^2 = E(x^2) - m_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - m_x]^2.p(x).dx \tag{IV.11}$$

IV.3.4. Ergodicité

Un processus est dit ergodique si en plus de la stationnarité, les propriétés probabilistes de l'une quelconque des réalisations sont égales à celles de l'ensemble des réalisations.

On ne parle d'ergodicité que dans le contexte de processus stochastique stationnaire. Soit un processus stationnaire, sa moyenne temporelle est définie par :

$$\langle x(t) \rangle_T = \frac{1}{T} \int_{t=0}^{t=T} x(t).dt \tag{IV.12}$$

Un processus est dit ergodique dans la moyenne si:

$$E[x(t)] = \lim_{T \rightarrow \infty} \langle x(t) \rangle_T \tag{IV.13}$$

Un processus est dit ergodique dans la corrélation si :

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \langle x(t) x(t + \tau) \rangle_T$$

La propriété d'ergodicité permet donc de remplacer la moyenne d'ensemble par les moyennes temporelles sur une réalisation (échantillon) unique du processus. Pratiquement, chaque réalisation est complètement représentative de l'ensemble des échantillons constituant le processus aléatoire.

IV.4. Notion de traitement de signal

IV.4.1. Transformée de Fourier

Soit une fonction réelle $h(t)$, sa transformée de Fourier est définie par :

$$H(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (\text{IV.14})$$

où $H(\omega)$ constitue l'amplitude spectrale de la fonction considérée. L'existence de $H(\omega)$ est garantie si $h(t)$ est absolument intégrable, c'est-à-dire si l'intégrale suivante a une valeur finie :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |h(t)| \cdot dt < \infty \quad (\text{IV.15})$$

La transformée inverse est définie par :

$$h(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{IV.16})$$

$h(t)$ et $H(\omega)$ constituent une paire de transformées de Fourier, pour exprimer ceci, la notation suivante est utilisée : $h(t) \leftrightarrow H(\omega)$

La notion de transformée de Fourier sera utilisée afin de définir la décomposition spectrale d'un processus aléatoire stationnaire $X(t)$.

IV.4.2. Fonction d'auto corrélation

La fonction d'auto corrélation $R_x(\tau)$ peut être interprétée comme une mesure de la capacité de prédiction de valeurs futures sur la base d'observations passées.

$$R_x(\tau) = E[x(t) \cdot x(t+\tau)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x_1 \cdot x_2 \cdot p(x_1, x_2, \tau) dx_1 \cdot dx_2 \quad (\text{IV.17})$$

Où x_1 et x_2 dénotent les valeurs que peut prendre le processus aux instants t et $t+\tau$ respectivement.

Le processus est stationnaire lorsque : $E[x(t)] = E[x(t+\tau)]$

Lorsque le processus est ergodique, la valeur de $E[x(t).x(t+\tau)]$ est indépendante du temps et ne dépend donc que du temps de séparation τ .

Dans ce cas, on peut écrire :

$$E[x(t)] = E[x(t+\tau)] = m$$

$$\sigma_x(t) = \sigma_x(t+\tau) = \sigma$$

$$R_x(t) = E[x(t+\tau)]$$

Le coefficient de corrélation pour la fonction $x(t)$ est donné par :

$$\rho = \frac{E\{[x(t) - m][x(t+\tau) - m]\}}{\sigma^2} = \frac{R_x(\tau) - m^2}{\sigma^2} \quad (\text{IV.18})$$

Donc: $R_x(\tau) = m^2 + \rho\sigma^2$

Puisque: $-1 < \rho < +1$

On a : $-\sigma^2 + m^2 \leq R_x(\tau) \leq +\sigma^2 + m^2$

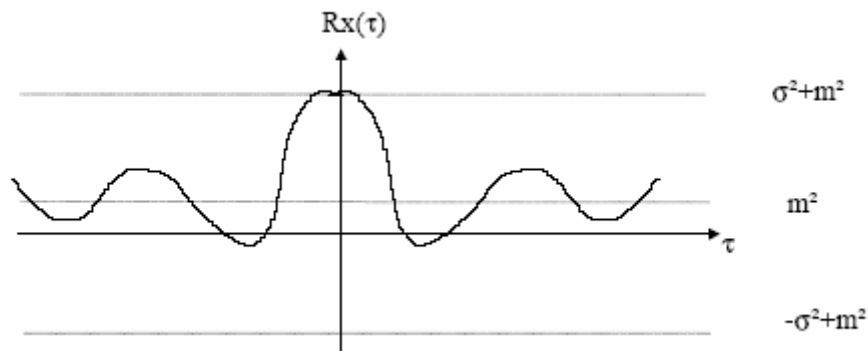


Figure IV.4 : Fonction d'autocorrélation $R_x(\tau)$

IV.4.3. Fonction de densité spectrale de puissance

Dans le cas de processus stochastiques stationnaires, la fonction de densité spectrale est une mesure de la distribution dans le domaine fréquentiel de la moyenne de la valeur carrée $E[x^2]$.

Intuitivement, il n'est pas possible de considérer la transformée de Fourier d'un processus stochastique stationnaire $X(t)$, car la stationnarité fait que $X(t)$ n'est pas absolument

intégrable. En effet, $\int_{-\infty}^{+\infty} |X(t)| dt$ ne vérifie pas la condition d'absolue intégrabilité.

En conséquence, l'analyse de Fourier portera non pas sur un échantillon du processus mais sur sa fonction d'auto corrélation $R_x(\tau)$. En effet, $R_x(\tau)$ vérifie la condition d'absolue intégrabilité car elle s'annule à l'infinie.

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |R_x(\tau)| d\tau < \infty \quad (\text{IV.19})$$

La transformée de Fourier de la fonction d'auto corrélation $R_x(\tau)$ est donnée par les relations de Wiener et Khinchine : $R_x(\tau) \xleftrightarrow{\text{TF}} S_x(\omega)$

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) \cdot e^{-i\omega\tau} \cdot d\tau \quad (\text{IV.20})$$

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) \cdot e^{+i\omega\tau} \cdot d\omega \quad (\text{IV.21})$$

Pour $\tau = 0$, nous obtenons :

$$R_x(0) = E[x^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) \cdot d\omega \quad (\text{IV.22})$$

En raison de ce qui vient d'être présenté, la fonction de densité spectrale est une mesure de la distribution dans le domaine fréquentiel de la moyenne de la valeur carré $E[x^2]$.

La densité spectrale de puissance $S_x(\omega)$ donne une indication sur la décomposition spectrale d'un signal.

En pratique, le signal est tronqué dans le temps, et dans ce cas il a une énergie finie, donc il vérifie la condition d'absolue intégrabilité et par conséquent il est possible de faire la transformée de Fourier du signal.

En effet, en considérant la transformée de Fourier tronquée d'un processus stationnaire $X(t)$:

$$\bar{X}(\omega, T) = \frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{+T/2} X(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (\text{IV.23})$$

Il a été démontré que :

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{4\pi T} E \left[\left| \bar{X}(\omega, T) \right|^2 \right] = S_x(\omega) \quad (\text{IV.24})$$

avec : $\bar{X}(\omega, T) \leftrightarrow X(t)$

Un signal peut être caractérisé par une frange de fréquences large ou étroite. A ce titre, un processus ayant un contenu spectral large ou étalé est dit *processus à bande large* (wide band), tandis que celui dont le contenu spectral est réduit ou étroit est dit processus à bande étroite (narrow band).

Un processus stationnaire dont la densité de puissance spectrale est une constante S_0 , est appelé *bruit blanc*.

$$S_x(\omega) = S_0 \quad (\text{IV.25})$$

D'après l'équation (IV.21), sa fonction d'autocorrélation est donnée par :

$$R_0(\tau) = S_0 \int_{-\infty}^{+\infty} e^{+i\omega\tau} .d\omega = 2\pi S_0 \delta(\tau) \quad (\text{IV.26})$$

où $\delta(\tau)$ désigne la fonction de Dirac.

Un bruit blanc ne peut pas exister physiquement, mais il représente une idéalisation utile pour plusieurs phénomènes aléatoires caractérisés par une très courte mémoire. Sa simplicité permet aux solutions approximatives d'être obtenues pour divers problèmes et joue un rôle important dans l'analyse des vibrations aléatoires.

Chapitre V

ANALYSE EXPERIMENTALE DU PONT

Chapitre V- Analyse Expérimentale du Pont

V.1. INTRODUCTION

Les caractéristiques dynamiques d'ouvrages de génie civil existants peuvent être obtenues en première approximation à partir de modèles mathématiques plus ou moins complexes.

Une autre approche consiste à utiliser les modèles réduits. Toutefois, ces méthodes ont montré leurs limites du fait des problèmes posés par la similitude modèle réduit-modèle réel, et également à cause de leur coût. Une dernière approche est l'analyse «in situ» des ouvrages déjà réalisés. La méthode consiste à mesurer et à analyser les réponses des structures à des sollicitations naturelles ou artificielles.

Dans cette étude, nous utiliserons les réponses à des sollicitations par le bruit de fond (vibrations ambiantes). De plus, la faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g) des sollicitations n'endommage pas les structures qui se comportent dans le domaine élastique linéaire. Enfin, les études dynamiques basées sur le bruit de fond sont rapides, simples, peu coûteuses et ne constituent pas de gêne pour les structures en service.

La méthode consiste à placer des capteurs de vitesse ou d'accélération en différents points de la structure de l'ouvrage, pour enregistrer sa réponse au moyen d'une chaîne de mesure.

L'intérêt des essais in situ est d'intégrer un ensemble de paramètres jouant un rôle important dans le comportement vibratoire de la structure qu'il est difficile de reproduire en laboratoire (par exemple le rôle du sol, les dispositions constructives,...) ou de modéliser numériquement. De plus, le fait de travailler en grandeur et temps réels supprime les biais d'interprétation qui peuvent intervenir dans les essais sur modèle réduit. Par ailleurs,

l'information obtenue à faible niveau de sollicitations peut être utilement exploitée pour la détermination des caractéristiques dynamiques du pont.

L'étude expérimentale présentée ci-après comporte deux parties:

- **La première partie** a pour objet l'analyse expérimentale du pont haubané de Mila sous vibrations ambiantes et l'estimation de ses caractéristiques dynamiques. Les fréquences modales expérimentales seront comparées à celles obtenues au moyen du modèle analytique développé précédemment.
- **La deuxième partie** a pour objet la détermination de la fonction de transfert d'un des deux pylônes du pont (côté Constantine).

PREMIERE PARTIE

V.2. Etapes relatives à cette étude

L'évaluation des paramètres dynamiques de l'ouvrage par les essais de vibrations ambiantes ont été menés comme suit :

- modélisation du pont et vérification de la conformité des plans de génie civil ;
- prise en compte des caractéristiques mécaniques des matériaux ;
- analyse modale du modèle d'éléments finis dans le but d'optimiser les schémas d'instrumentation des essais de vibrations ambiantes en se basant sur l'identification des formes modales analytiques ;
- enregistrement de la réponse de la structure aux vibrations ambiantes ;
- traitement des enregistrements et détermination des caractéristiques dynamiques de la structure.

V.3. Procédure expérimentale

Le pont étudié a été décrit et présenté dans le chapitre III.

Pour étudier ce pont, nous avons mis en œuvre la méthode d'auscultation par vibrations ambiantes (bruits de fond) qui consiste à enregistrer les vibrations du pont dues essentiellement aux activités humaines comme le trafic routier, et aux activités naturelles comme le vent, sans lui appliquer d'autres contraintes, ce qui correspond à des niveaux de sollicitations très faibles. C'est-à-dire que les sollicitations sont trop faibles pour mener le comportement de la structure hors du domaine élastique. Malgré la faible amplitude de cette sollicitation, il est possible de mesurer la réponse du pont à cette sollicitation et d'en déduire ses caractéristiques dynamiques dans le domaine des petites déformations [Farsi, 1996 ;

Boutin et al., 1999 ; Hans, 2002]. Ainsi tous les inconvénients liés aux systèmes mécaniques à mettre en place pour générer une sollicitation sont évités. La facilité de mise en œuvre permet de répéter les mesures et de multiplier les structures (ponts, bâtiments, etc.) testées.

V.3.1. Chaîne de mesure

L'équipement utilisé pour les tests in situ se compose de sismomètres à trois composantes (verticale, NS et EO), et de stations d'enregistrement CityShark (Figure V.1).



Figure V.1 : Appareillage d'enregistrement du bruit de fond

- **Les sismomètres**

Ce sont des capteurs de vitesse du type Lennartz 5 secondes à 3 composantes (Le3D-5s), destinés à enregistrer des fréquences de mouvements dus au vent, circulation, etc. Ils sont très adaptés aux ouvrages de génie civil et en particulier aux sols.

- **La station d'enregistrement CityShark**

Il y a deux types de stations d'acquisition CityShark : la station CityShark I qui permet la connexion d'un seul capteur à 3 composantes. Quant à la station CityShark II, elle permet la connexion simultanée de six capteurs à 3 composantes. Elle autorise plusieurs modes d'enregistrement, manuel ou automatique (acquisition synchrone). La fréquence d'échantillonnage peut varier de 10 à 1000 Hz. Les données enregistrées sont stockées dans une carte flash (flash card) [Chatelain et al., 2000].

V.3.2. Calibrage des instruments de mesure

Des essais préliminaires sont effectués dans le but de parvenir à un calibrage optimal des capteurs. En raison du caractère aléatoire de l'excitation (vent, micro secousses), l'amplitude du signal enregistré peut varier beaucoup, le réglage du gain permet d'obtenir un signal exploitable.

V.3.3. Choix du positionnement des capteurs

Le choix des positions et de l'orientation des capteurs est très important pour l'enregistrement et éventuellement l'identification des modes de vibration expérimentaux, surtout dans le cas des structures ayant une géométrie complexe.

Les formes modales théoriques calculées au préalable servent à positionner les capteurs dans les zones caractérisées par une grande amplitude modale.

Pour illustrer cet aspect, considérons l'exemple d'une poutre dont les formes modales et le positionnement des capteurs sont montrés dans les figures V.2 et V.3.

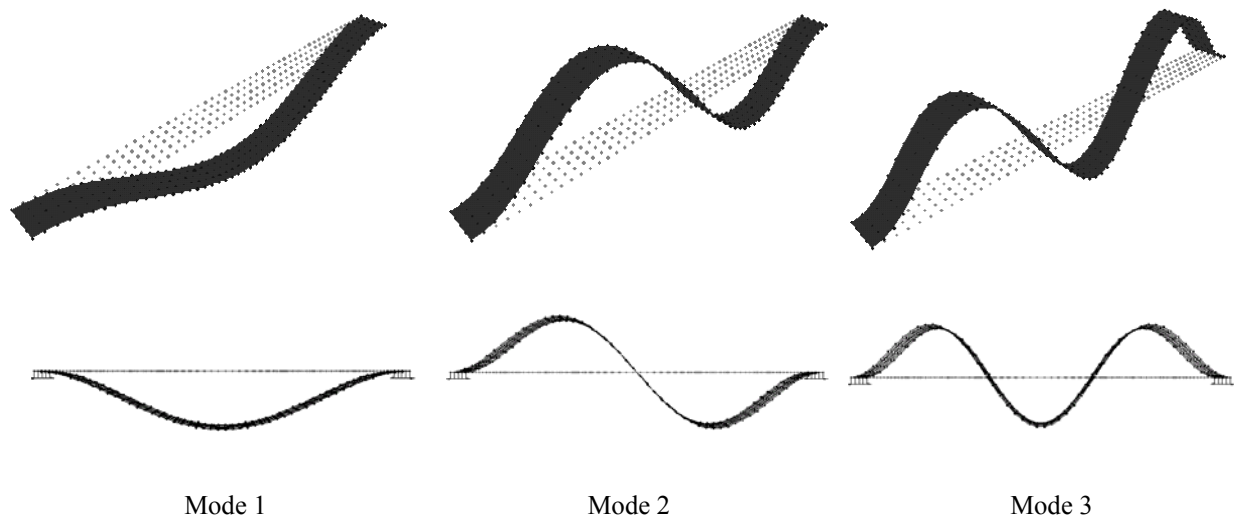


Figure V.2 : Exemple des trois premiers modes de vibration d'une poutre élancée

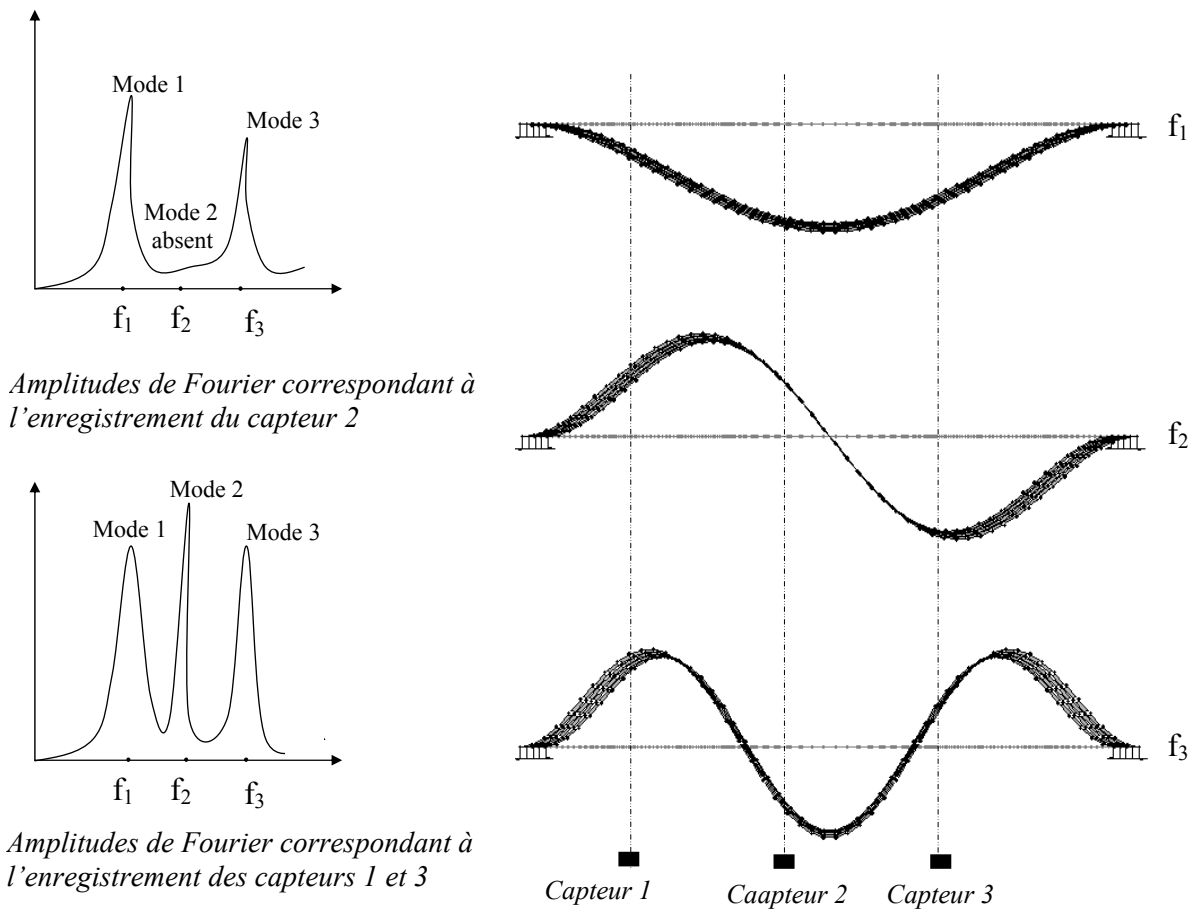


Figure V.3 : Exemple de positionnement des capteurs pour l'identification expérimentale des fréquences propres d'une poutre

Les figures V.2 et V.3 présentent les trois premières formes modales correspondant aux fréquences f_1 , f_2 et f_3 d'une poutre, ainsi que l'amplitude de Fourier donnée par chaque capteur d'enregistrement.

Le 2^{ème} mode de vibration ne peut être identifié par le deuxième capteur positionné au milieu de la poutre fictive, puisque l'amplitude de ce mode en ce point est nulle. Dans ce cas, le spectre de Fourier donne seulement les deux pics correspondant aux 1^{er} et 3^{ème} modes de vibration dont les amplitudes sont grandes autour de la position des capteurs. Donc, quelques modes de vibration peuvent être omis du spectre de Fourier si les capteurs sont mal positionnés.

Ainsi, l'analyse modale préliminaire permet de réduire le nombre des essais sans toucher à la fiabilité de ces derniers. Dans l'exemple précédent, seuls les capteurs 1 ou 3 sont nécessaires pour l'identification des trois premiers modes, puisque les modes identifiés par le 2^{ème} capteur

sont aussi présents dans la décomposition fréquentielle donnée par les capteurs 1 et 3 où les 3 premiers modes sont représentés par des pics clairs (Figure V.3).

Par conséquent, la position des capteurs doit être choisie de telle sorte qu'on puisse capter le maximum de modes en même temps.

V.4. Principe de la mesure

V.4.1. Enregistrement de la réponse de la structure au bruit ambiant

La mission d'expérimentation sur le pont s'est déroulée pendant deux jours les 18 et 19 juillet 2004. Les enregistrements ont été effectués le premier jour sur la moitié du pont allant vers Jijel, sur une longueur de 251 m. Deux capteurs fixes de référence sont placés de part et d'autre au milieu de la travée centrale du pont, reliés chacun à la station d'enregistrement CityShark I (C1 et C2). A partir de cette référence, on placera les autres capteurs mobiles (baladeurs) de part et d'autre sur les trottoirs reliés à la station d'enregistrement CityShark II (C6). Les enregistrements se font sur des points distants de 15, 30 et 45 m par rapport aux points de référence (C1 et C2). Ce balayage se fait jusqu'à ce que la première moitié du pont soit couverte (251m). On recommencera la même opération le lendemain (19.07.2004) avec un pas de 20 m coté Jijel et 40 m coté Constantine (Figures V.4a et V.4b). Cela a permis de couvrir en enregistrements toute la longueur concernée par l'étude avec une fréquence d'échantillonnage de 50 Hz.

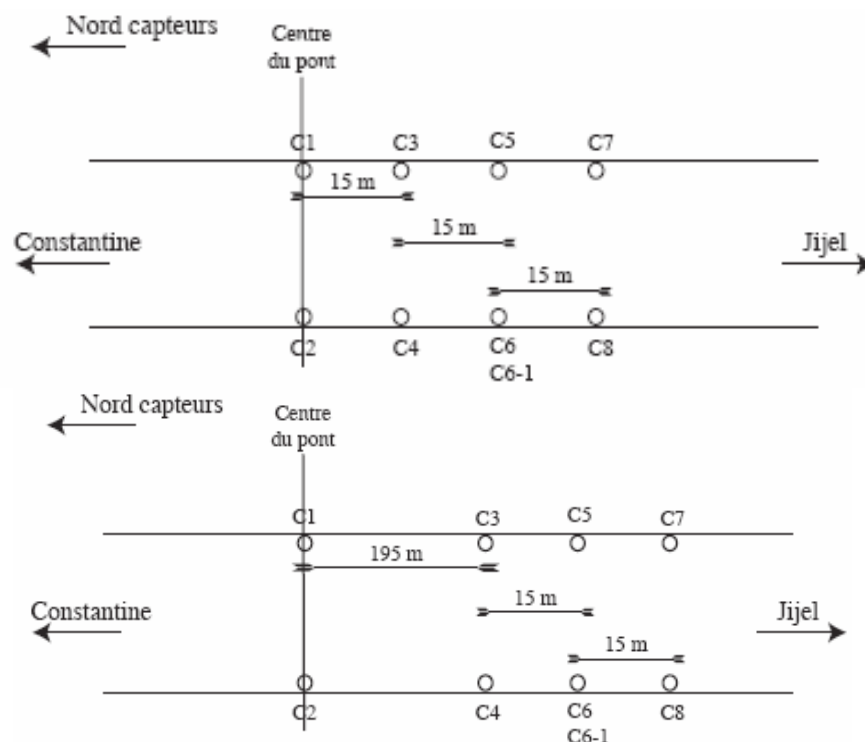


Figure V.4a : Mesure du bruit de fond. Configurations des sismomètres côté Jijel

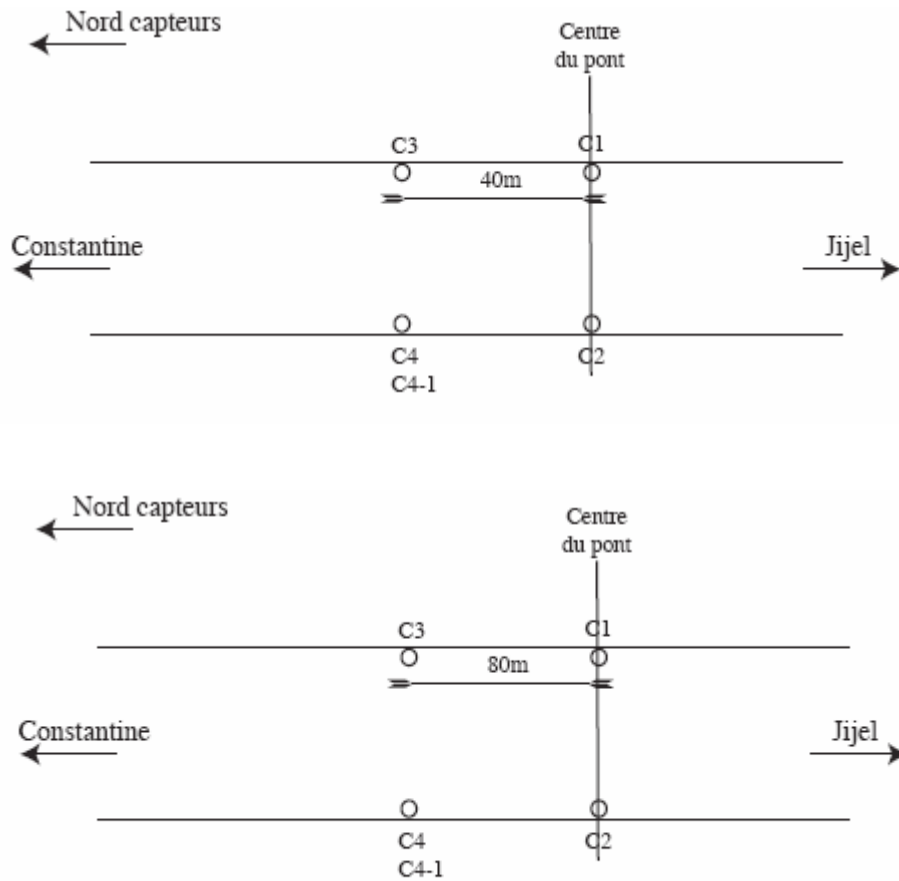


Figure V.4b : Mesure du bruit de fond. Configurations des sismomètres côté Constantine



Figure V.5 : Manipulation d'enregistrement du bruit de fond sur le pont

Les durées d'enregistrement ont été fixées à 15 mn pour obtenir un signal non perturbé. En effet, le bruit de fond est de faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g) et de faibles perturbations peuvent engendrer des signaux transitoires, sortant du niveau du bruit, qui ne correspondent pas à la réponse dynamique du pont (Figure V.5).

V.4.2. Détermination des spectres à partir des enregistrements

Le bruit de fond est une sollicitation aléatoire, et l'analyse de la réponse dynamique de l'ouvrage à cette sollicitation consiste à calculer les spectres de Fourier sur plusieurs fenêtres du signal de la réponse et à les moyenner en calculant leur écart type. Cependant, toutes les fenêtres du signal ne peuvent pas être utilisées car le bruit de fond est une sollicitation qui provient de l'activité ambiante autour de la structure étudiée. Pour pouvoir être utilisée dans l'analyse dynamique, il est nécessaire qu'elles représentent un bruit blanc, au moins dans la plage de fréquences des structures de génie civil. Cependant des perturbations de bruit de fond peuvent apparaître :

- le passage d'un véhicule (voiture, camion, train,...) près de la structure, provoquant une sollicitation de niveau sortant du niveau du bruit ;
- le passage d'une personne à côté du capteur, engendrant des impacts qui ne correspondent pas à la réponse de la structure soumise au bruit de fond ;
- la mise en vibration d'un élément local (pile, tablier,...) par une activité dans la structure, engendrant une perturbation qui n'est pas représentative du comportement global de la structure.

Alors, pour que l'hypothèse de bruit blanc soit valide, il est nécessaire de supprimer du signal toutes ces perturbations. Afin de les supprimer, nous utilisons un test qui permet de les repérer. Ces perturbations sont caractérisées par une amplitude sortant de l'amplitude moyenne du bruit de fond. Le test utilisé repose sur la comparaison de moyennes du signal calculées sur deux durées différentes : (1) une moyenne de courte durée *STA* (Short Time Average) de l'ordre de la seconde, dont la valeur est sensible aux variations d'amplitudes et (2) une moyenne de longue durée *LTA* (Long Time Average) de l'ordre de 20 à 30 secondes, dont la valeur est peu sensible aux variations d'amplitude.

Le rapport de ces deux moyennes *STA / LTA*, donne une idée de la stabilité du signal. En effet, si le signal est stable c'est-à-dire sans variation de niveau moyen, ce rapport est voisin de l'unité. Par contre, si le signal est instable c'est-à-dire avec des variations de niveau

moyen, ce rapport est différent de l'unité. Afin de qualifier la stabilité du signal, il est défini des bornes entre lesquelles ce rapport peut varier. Typiquement ces bornes sont de l'ordre de 0.5 et de 2.0. Pour qu'une fenêtre de signal soit qualifiée de stable, il faut que le rapport STA / LTA soit compris entre ces valeurs limites sur toute la fenêtre (Figure V.6)

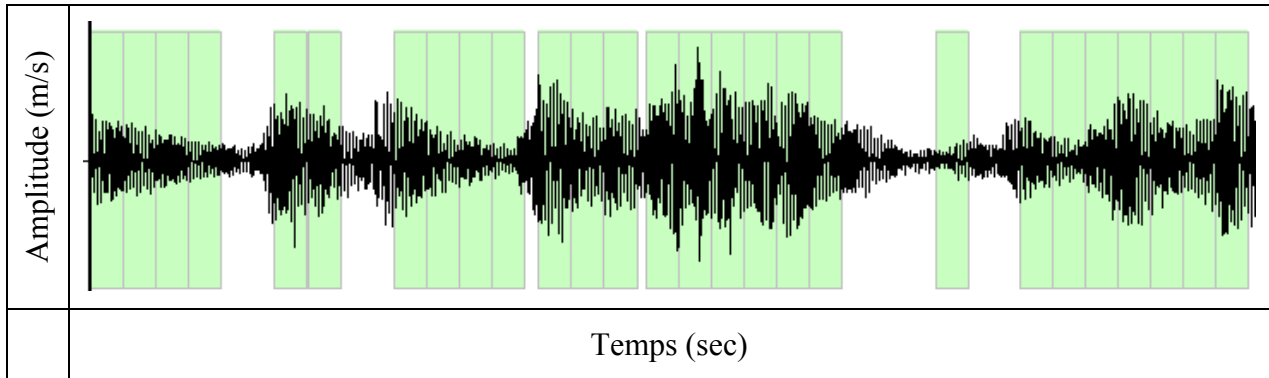


Figure V.6 : Enregistrement de bruit de fond sur le pont dans la direction verticale.
Les zones grisées sont les fenêtres sélectionnées comme stables

Une fois les fenêtres de signal choisies, l'amplitude spectrale est calculée sur chaque fenêtre par une transformée de Fourier. Les spectres sont ensuite lissés avec une fenêtre glissante dont la forme et la largeur dépendent de la fréquence [Konno and Ohmachi, 1998]. Puis ces spectres sont moyennés et un écart type est calculé (figures V.6a et V.6b).

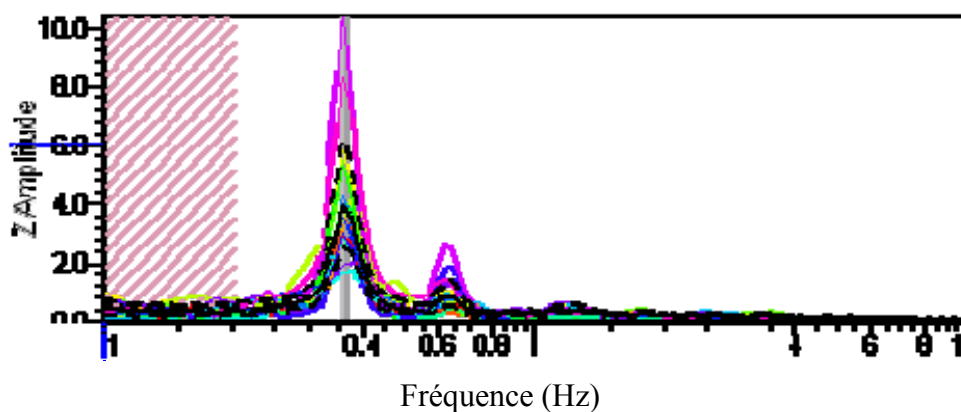


Figure V.6a : Spectres sur les différentes fenêtres de l'enregistrement de bruit de fond sur le pont dans la direction verticale

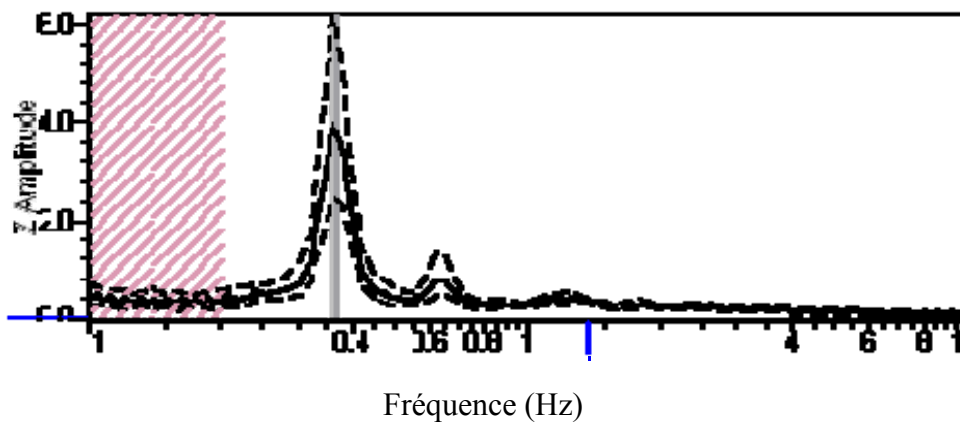


Figure V.6b : Spectres de l'enregistrement de bruit de fond sur le pont dans la direction verticale. Le trait continu est la moyenne des spectres calculés sur les différentes fenêtres et les traits discontinus représentent l'écart type

Les fréquences sont identifiées sur les spectres comme étant l'abscisse du maximum d'un pic. A noter que sur les spectres, ce sont les amplitudes qui sont moyennées et non pas les fréquences, ce qui fait que tel quel, il n'est pas possible d'estimer une erreur sur les fréquences. Une solution consiste à chercher les fréquences du pic en question sur tous les spectres qui ont servi à calculer la moyenne et de calculer ainsi une moyenne et un écart type sur les fréquences.

La durée des fenêtres à prendre en compte dépend de la fréquence du phénomène à observer. En effet, pour qu'un spectre soit représentatif du phénomène, il est nécessaire que le spectre soit calculé sur un temps d'environ 10 fois la période du phénomène observé. Donc pour observer des phénomènes à basse fréquence comme par exemple 0.3 Hz, il faut des fenêtres d'au moins 33 secondes.

L'ensemble des enregistrements recueillis est analysé à l'aide du logiciel Geopsy [Version 2.0.0-alpha, 2005].

V.5. Résultats de l'analyse des mesures

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats des enregistrements réalisés sur le pont de Mila.

L'opération a commencé par le calibrage des enregistrements par rapport aux amplitudes des signaux captés au niveau des points de référence à la mi travée (amplitude maximale). Compte tenu de la densité de circulation et du flux de trafic en poids lourds, cette opération a permis de régler le gain en fonction de l'amplitude des signaux captés, et d'éviter la saturation des signaux pouvant fausser l'analyse.

Les transformées de Fourier des signaux enregistrés permettent de déterminer les fréquences propres de l'ouvrage qui sont extraites, par simple repérage des pics correspondant aux maxima des réponses. Les fréquences modales du pont aux points d'enregistrement sont présentées dans les figures V.7, V.8 et V.10.

ID	Name	Component	Time reference	Signal start	Signal end	Sampling frequency	dt	N samples	Duration	
0	1	040718_0854.001	Vertical	18/07/2004 08:00:00	08:54:40.2060	09:09:40.2060	50	0.02	45000	00:15:00
1	2	040718_0854.001	North	18/07/2004 08:00:00	08:54:40.2060	09:09:40.2060	50	0.02	45000	00:15:00
2	3	040718_0854.001	East	18/07/2004 08:00:00	08:54:40.2060	09:09:40.2060	50	0.02	45000	00:15:00

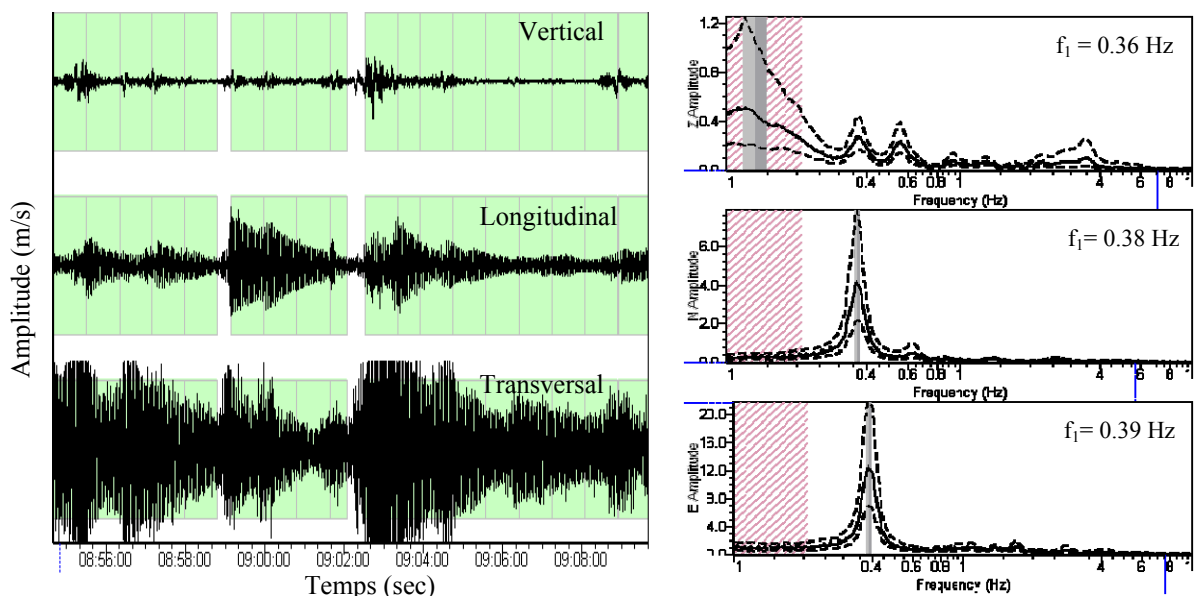


Figure V.7 : Enregistrement du bruit de fond sur 900 sec et spectres des signaux enregistrés au point C1 dans les directions verticale, longitudinale et transversale (cf. Figures V.4a et V.4b)

ID	Name	Component	Time reference	Signal start	Signal end	Sampling frequency	dt	N samples	Duration	
0	4	040718_085-L001	Vertical	18/07/2004 00:00:00	08:54:34.0060	09:09:34.0060	50	0.02	45000	00:15:00
1	5	040718_085-L001	North	18/07/2004 00:00:00	08:54:34.0060	09:09:34.0060	50	0.02	45000	00:15:00
2	6	040718_085-L001	East	18/07/2004 00:00:00	08:54:34.0060	09:09:34.0060	50	0.02	45000	00:15:00

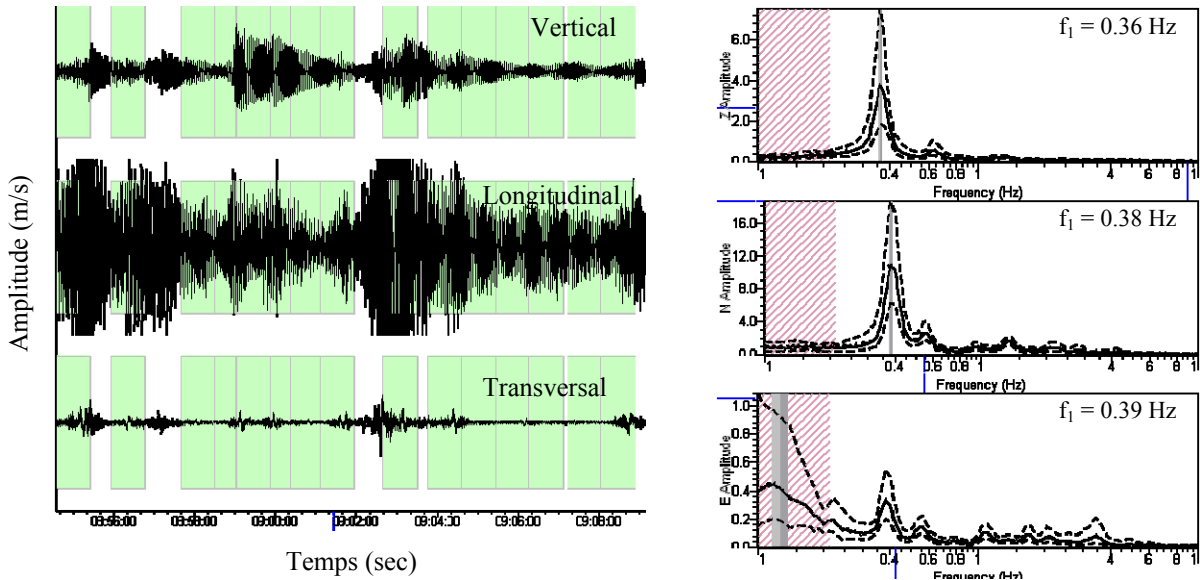


Figure V.8 : Enregistrement du bruit de fond sur 900 sec et spectres des signaux enregistrés au point C6 à 30 m du point C2 dans les directions verticale, longitudinale et transversale (cf. Figures V.4a et V.4b)

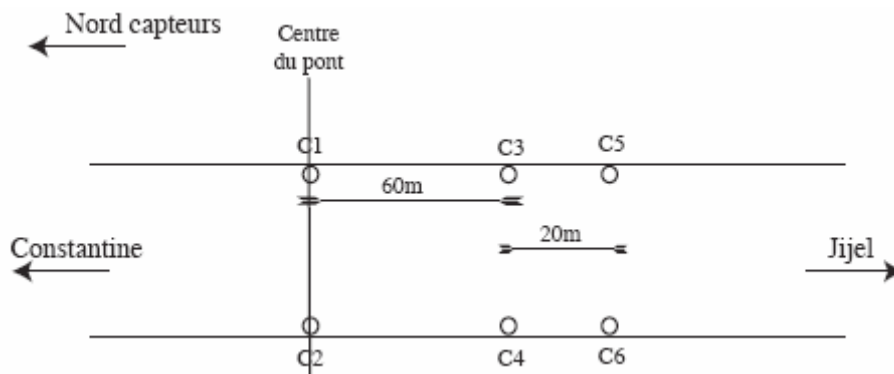


Figure V.9 : Mesure du bruit de fond sur le pont

ID	Name	Component	Time reference	Signal start	Signal end	Sampling frequency	dt	N samples	Duration	
0	1	040719_0830.001_1	Vertical	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
1	2	040719_0830.001_1	North	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
2	3	040719_0830.001_1	East	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
3	4	040719_0830.001_2	Vertical	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
4	5	040719_0830.001_2	North	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
5	6	040719_0830.001_2	East	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
6	7	040719_0830.001_3	Vertical	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
7	8	040719_0830.001_3	North	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00
8	9	040719_0830.001_3	East	19/07/2004 00:00:00	08:30:06.1520	08:45:06.1520	50	0.02	45000	00:15:00

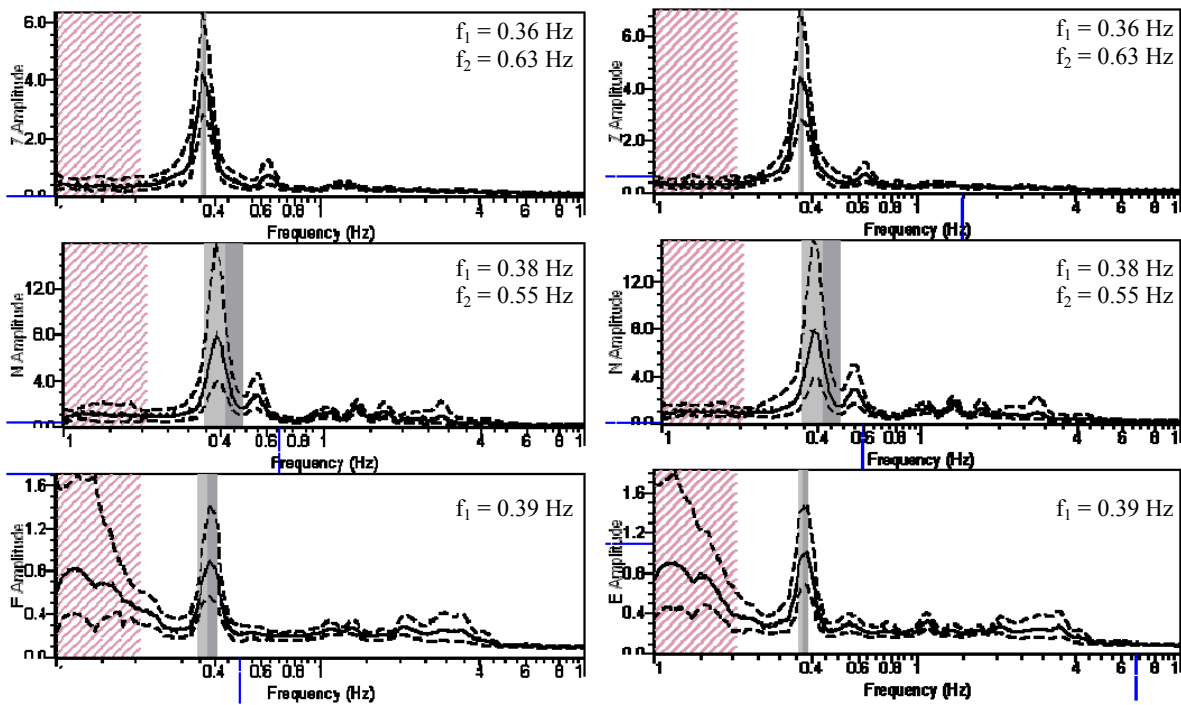
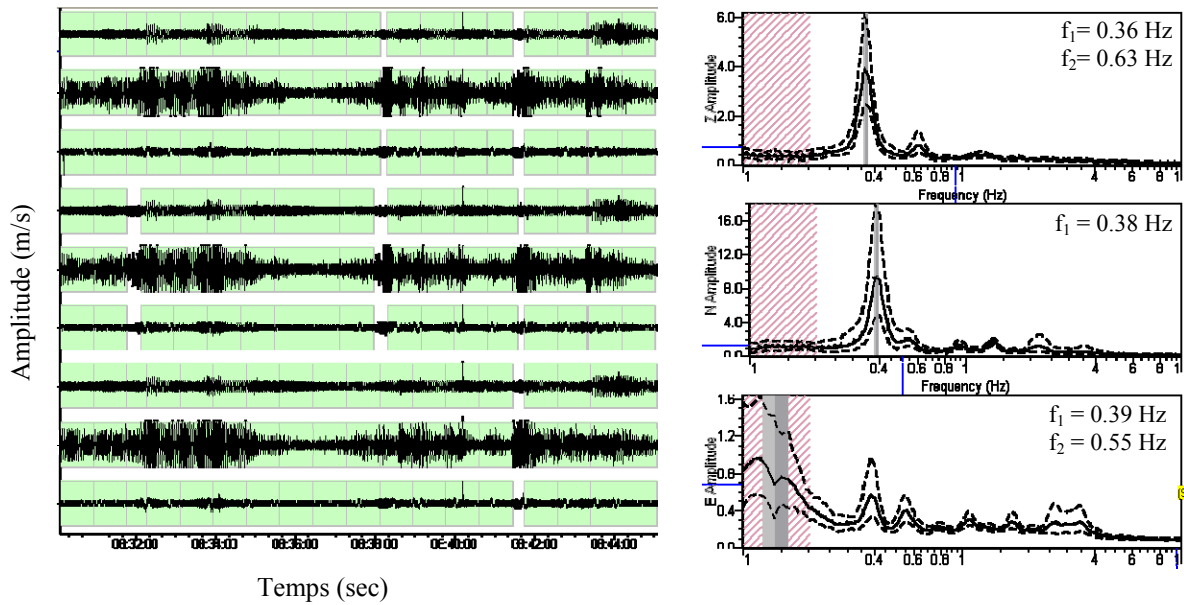


Figure V.10 : Spectres des signaux enregistrés aux points C4, C5 et C6 à 20 m et 40 m par rapport aux points de référence C1 et C2 dans les directions verticale, longitudinale et transversale (cf. Figure V.9)

V.5.1. Fréquences modales expérimentales

Un total de 6 modes de vibration du pont de Mila a été identifié à partir des enregistrements de bruit de fond dans la gamme de fréquence de 0-1 hertz. Le mode fondamental est un mode vertical avec une fréquence de 0.36 Hz. Le premier mode

transversal s'est avéré se produire à la fréquence de 0.39 Hz. Quant au mode longitudinal, il se produit à la fréquence de 0.38 Hz.

Pour les besoins d'exploitation et de visualisation rapides des résultats, les principales fréquences caractéristiques mesurées sur l'ouvrage sont consignées dans le tableau V.1.

Tableau V.1 : Fréquences modales du pont expérimentalement identifiées

Mode	Fréquences (Hz)	Classification du mode
1	0.36	Vertical (Z)
2	0.38	Longitudinal (NS)
3	0.39	Transversal (EO)
4	0.55	Transversal (EO)
5	0.55	Longitudinal (NS)
6	0.63	Vertical (Z)

V.5.2. Comparaison des résultats mesurés avec ceux du modèle en élément finis

Les fréquences propres mesurées expérimentalement sont comparées aux valeurs calculées numériquement et sont données dans le tableau ci-après.

Tableau V.2 : Comparaison des fréquences mesurées et des fréquences calculées

Direction	Mode	f_{mes} (Hz)	f_{cal} (Hz)	f_{cal} / f_{mes}
Vertical	1	0.36	0.343	0.96
	2	0.63	0.749	1.19
Transversal	1	0.39	0.344	0.88
	2	0.55	0.769	1.40
Longitudinal	1	0.38	1.088	2.86
	2	0.55	1.109	2.02

Dans les directions verticale et transversale, les valeurs calculées numériquement à l'aide du modèle 3-D en éléments finis sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement pour les deux premiers modes. Cependant, dans la direction longitudinale, le modèle en élément finis s'avère trop rigide à cause de la liaison tablier / pylones qui a été modélisée comme fixe. Ainsi, il y a lieu de modifier le schéma statique du pont en libérant cette liaison et en supposant par exemple un tablier complètement suspendu par l'intermédiaire des haubans.

DEUXIEME PARTIE

V.6. Fonction de transfert du fût de pylône (côté Constantine) du pont

Cette partie est consacrée à la description de la procédure expérimentale telle qu'elle a été adoptée en vue de l'obtention de la fonction de transfert du fût de pylône (Côté Constantine) du pont testé sous vibrations ambiantes.

Afin d'obtenir le comportement dynamique d'une partie d'un système (structure seule par exemple), il est possible d'estimer une fonction de transfert, qui contient alors toutes les caractéristiques dynamiques du sous-système et en particulier les fréquences.

Le rapport des spectres des signaux ([sommet]-[base]) / [base] permet d'accéder à la fonction de transfert du fût de pylône relative à des sollicitations exercées à la base. En théorie, cette fonction contient toutes les informations sur les caractéristiques dynamiques du fût de pylône, c'est-à-dire fréquences, déformées et amortissements. En pratique, la qualité de la fonction obtenue est relativement médiocre, car nous ne disposons pas d'enregistrements sur une durée suffisamment importante pour affiner la précision.

V.6.1. Mise en évidence des fréquences de vibration

Dans un système linéaire, le signal de sortie s est lié au signal d'entrée e par la relation :

$$s(t) = h(t) * e(t) \quad (V.1)$$

$h(t)$ étant la réponse impulsionnelle du système.

Cette équation de convolution dans le domaine temporel se transforme en un produit de termes dans le domaine fréquentiel. En effet, si on applique la transformée de Fourier à cette équation de convolution, on obtient l'expression suivante :

$$S(f) = H(f) \times E(f) \quad (V.2)$$

$S(f)$ et $E(f)$ désignent respectivement les transformées de Fourier de la réponse et de l'excitation du système. $H(f)$ est sa fonction de transfert.

Dans le cas du pylône, $S(f)$ est la transformée de Fourier de sa réponse mesurée à un niveau supérieur et $E(f)$ la transformée de Fourier de sa réponse mesurée au niveau de sa base.

$H(f) = |S(f)|/|E(f)|$ définit la fonction de transfert qui permet d'estimer ses fréquences propres de vibration.

La fonction de transfert d'une structure est, donc, le rapport entre les modules des transformées de Fourier des réponses mesurées aux niveaux supérieur $S(f)$ et inférieur $E(f)$.

V.6.2. Matériel d'expérimentation

L'appareillage utilisé lors de ce test in situ se compose de sismomètres, d'un enregistreur numérique, d'un micro ordinateur portable et de logiciels d'acquisition des données et de traitement de signal.

Les enregistrements des signaux utilisés sont ceux obtenus lors de la première mission effectuée à Mila le 19 octobre 2003.



Figure V.11: Appareillage d'enregistrement des vibrations ambiantes

- **Les sismomètres SS-1**

Ce sont des capteurs de vitesse du type SS-1, destinés à enregistrer des basses fréquences, ils sont très adaptés aux ouvrages de génie civil.



Figure V.12: Sismomètres SS-1 en positions horizontale et verticale

- **La station d'acquisition SSR-1**

Cette station est équipée pour permettre la connexion simultanée de six (06) capteurs. Elle permet plusieurs modes d'enregistrement, manuel ou automatique; la fréquence d'échantillonnage peut varier suivant le cas de 200 à 1000 Hz gérée par une mémoire (RAM) de 4 méga bytes.



Figure V.13: Enregistreur numérique SSR-1

V.6.3. Calibrage des instruments de mesure

Pour mesurer la fonction de transfert du fût du pylône du pont, des essais préliminaires sont effectués dans le but de parvenir à un calibrage optimal des capteurs. En raison du caractère aléatoires de l'excitation (vent, micro secousses), l'amplitude du signal enregistré peut varier grandement, le réglage du gain permet d'obtenir un signal qui soit traitable.



Figure V.14: Mesure de la fonction de transfert du fût du pylône (côté Constantine)

V.6.4. Résultats

L'ensemble des enregistrements recueillis est analysé à l'aide du logiciel Geopsy. La fréquence d'échantillonnage a été prise égale à 200 Hz. Les figures V.15 à V.18 montrent les spectres d'enregistrements des signaux sur le pylône (côté Constantine) du pont. La fonction de transfert de la pile a été mesurée et déterminée (voir Figure V.14). Elle donne une fréquence fondamentale transversale du fût du pylône égale à 0.626 Hz.

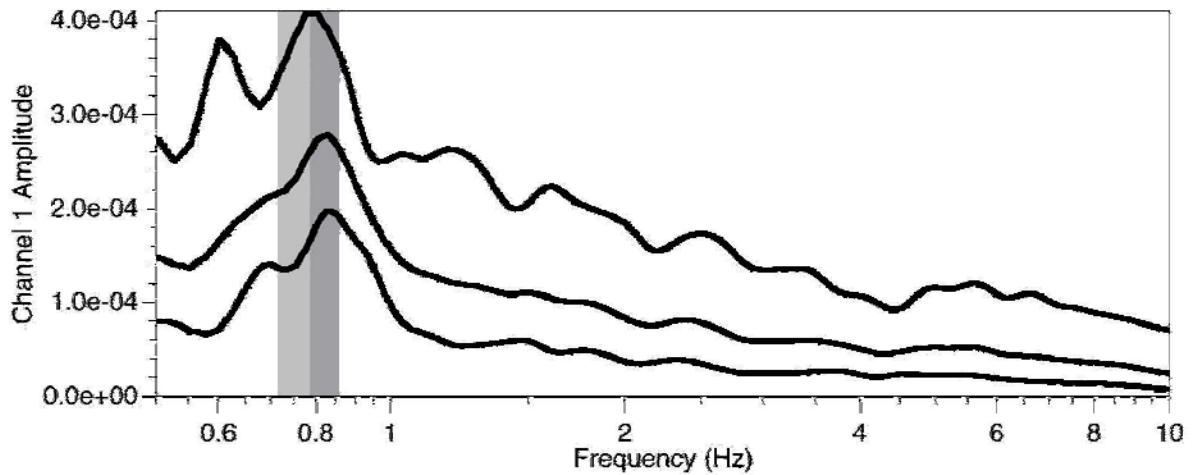


Figure V.15: Spectre du signal enregistré au pied du fût du pylône (Moyenne + Ecart types)

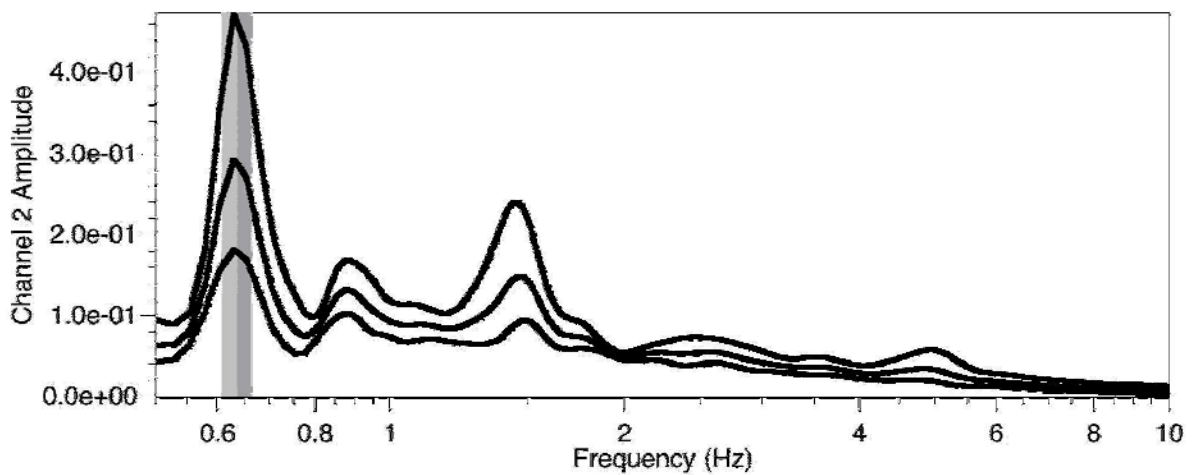


Figure V.16: Spectre du signal enregistré en tête du fût du pylône (Moyenne + Ecart type)

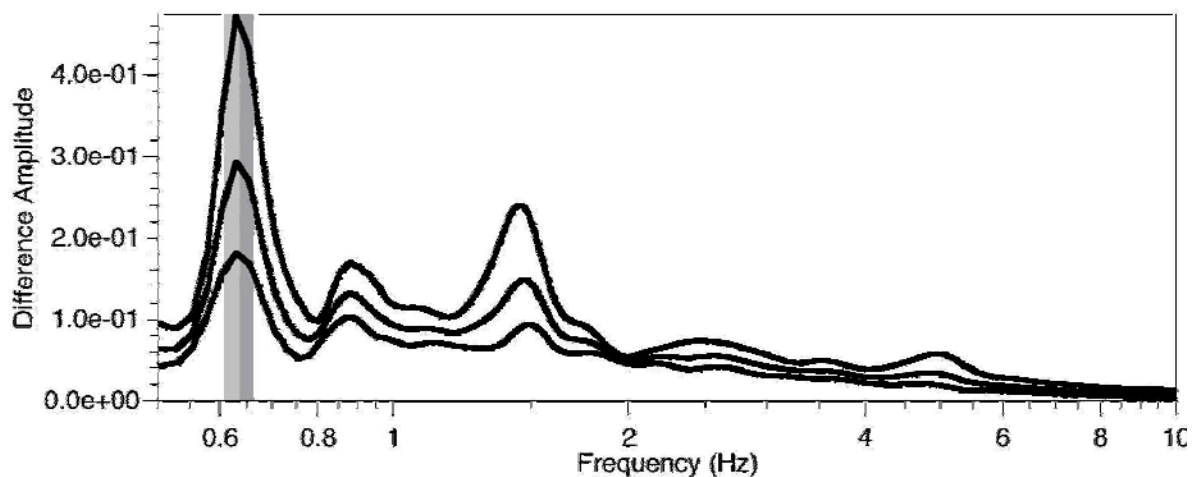


Figure V.17: Différence ([sommets] - [base]) des signaux enregistrés sur le fût du pylône avec leur (Moyenne + Ecart type)

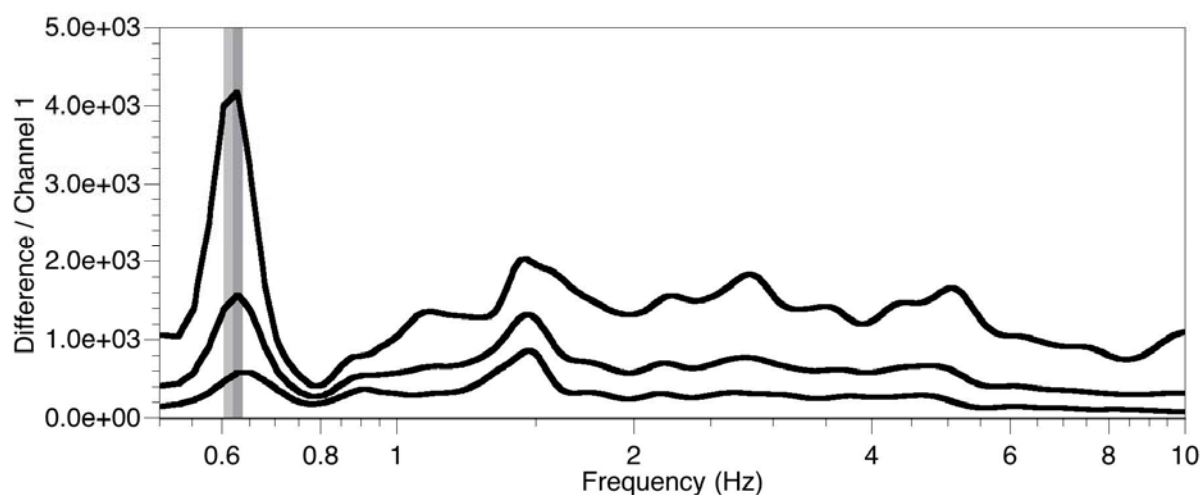


Figure V.18: Fonction de transfert ([sommets] - [base]) / [base] du fût de pylône ($f = 0.626$ Hz) avec leur (Moyenne + Ecart type)

V.7. Conclusion

Ce chapitre consacré à l'expérimentation in situ a permis d'obtenir de nombreuses informations sur le comportement dynamique d'un pont avec des moyens en matériels relativement limités. Cette méthode d'auscultation non destructive est donc intéressante pour évaluer la vulnérabilité des structures existantes (Pont, bâtiment, etc.), ou pour contrôler la conformité des structures neuves de génie civil.

Pour ce qui est de l'exploitation pratique des données recueillies lors des tests et des résultats obtenus par analyse, on peut dire que l'exploitation directe des résultats (fréquences propres, amortissements propres, déformées modales) peut être mise à profit pour valider des modèles de fonctionnement de la structure et pour caler les différents paramètres.

Dans les directions verticale et transversale, les valeurs calculées sont relativement comparables à celles mesurées pour les deux premiers modes. Cependant, dans la direction longitudinale, le modèle en éléments finis s'avère trop rigide à cause de la liaison tablier / pylones qui a été modélisée comme fixe. Ainsi, il y a lieu de modifier le schéma statique du pont en libérant cette liaison et en supposant par exemple un tablier complètement suspendu par l'intermédiaire des haubans.

En utilisant la fonction de transfert mesurée sur le fût du pylône (côté Constantine) du pont, on a déterminé la valeur de la fréquence transversale du pylône égale à $f = 0.626$ Hz.

Chapitre VI

ESTIMATION DU COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT

Chapitre VI- Estimation du coefficient d'amortissement

VI.1. Introduction

L'amortissement quantifie l'énergie dissipée par la structure lors de son mouvement. Il a pour origine essentiellement deux sources : une origine matérielle et une origine radiative. L'origine matérielle consiste en la dissipation de l'énergie par les matériaux constitutifs de la structure soumis à des cycles de déformation. Cet amortissement dépend non seulement du système structural mais aussi des éléments non structuraux dont les déformations et les frottements internes peuvent contribuer significativement à la dissipation de l'énergie. L'origine radiative correspond à l'émission d'ondes dans le sol environnant, par l'intermédiaire de la fondation. En effet, par un phénomène d'interaction sol-structure, les sollicitations d'une structure de génie civil engendrent dans le sol des ondes qui se propagent en s'éloignant de leurs points d'émission et transportent donc vers l'infini une partie de l'énergie de déformation. Cet effet de transfert d'énergie est équivalent à un effet d'amortissement.

L'estimation de l'amortissement est complexe car les frottements internes et aux liaisons sont difficilement modélisables. En revanche, les méthodes expérimentales permettent d'évaluer le coefficient d'amortissement par l'observation de la réponse de la structure à une sollicitation dynamique. A cet effet, nous utilisons la méthode du décrétement aléatoire pour estimer la valeur du coefficient d'amortissement des modes propres du pont.

Le principe de la méthode du décrétement aléatoire est exposé ci-après.

VI.2. Problème de l'amortissement

La détermination des amortissements réels d'une structure est particulièrement importante. En effet, l'amortissement conditionne dans de nombreux cas le comportement d'une structure sous l'influence de sollicitations externes. Cette influence sur l'amplitude

maximale des sollicitations, dépend de la nature de ces sollicitations ; Elle est très grande pour des sollicitations harmoniques, moyenne pour des sollicitations aléatoires, et faible pour des chocs ou pour des séismes.

On a reproché aux méthodes expérimentales de mesurer le coefficient d'amortissement sous des amplitudes faibles et d'obtenir ainsi des valeurs d'amortissement sous estimées, car l'amortissement croît avec l'amplitude des déformations.

Il est évident qu'on ne peut pas mesurer le coefficient d'amortissement d'une structure réelle pour des amplitudes entraînant des dégradations structurales. Les coefficients d'amortissement trouvés ne pourront donc pas être appliqués pour les problèmes de résistance à la rupture. Cependant les amplitudes atteintes lors de nombreux essais expérimentaux sont telles que les structures de génie civil (bâtiment, pont,...etc.) ne permettent plus leur utilisation normale (inconfort des habitants, débordement des réservoirs,...etc.). Or, pour cette gamme d'amplitude les amortissements mesurés sont très inférieurs aux valeurs standards citées dans la littérature: par exemple 1% pour les structures en béton contre les 5% à 7% utilisés dans les calculs.

Sans entrer ici dans les détails de l'analyse des signaux, disons simplement que pour avoir une bonne estimation des amortissements, il faut traiter des enregistrements de très longue durée.

Il est beaucoup plus difficile d'obtenir des évaluations significatives de l'amortissement à partir des données de vibrations ambiantes que de déterminer les fréquences et déformées modales. Ceci se produit parce que les coefficients d'amortissement sous-évalués sont très sensibles à la nature non stationnaire des vibrations ambiantes, du choix de la résolution de fréquence, du temps moyen pendant le processus de l'analyse des données et de la mesure physique de la largeur de bande des pics du spectre.

VI.3. Détermination expérimentale du coefficient d'amortissement par la méthode du décrétement aléatoire

L'amortissement est un paramètre intrinsèque des structures qui caractérise leur aptitude à dissiper de l'énergie sous une sollicitation dynamique. Ce phénomène est principalement dû aux frottements internes des matériaux ainsi qu'aux frottements aux liaisons entre les différentes parties des structures. La prise en compte de l'amortissement dans le calcul des structures sous sollicitation dynamique permet de diminuer l'énergie de

déformation appliquée aux structures. Il est donc intéressant de connaître sa valeur. Mais comme les frottements internes et aux liaisons sont difficilement modélisables et de plus évoluent avec l'histoire des structures, l'estimation de l'amortissement des structures est d'autant plus complexe. Par contre, les méthodes expérimentales permettent d'évaluer l'amortissement par observation de la réponse de la structure à une sollicitation dynamique.

VI.4. Approche théorique

Le but est de pouvoir déterminer le coefficient d'amortissement des structures de génie civil à partir d'enregistrements de bruit de fond. Par contre, ce dernier, sans traitement, ne permet pas d'observer ce type d'information. La méthode du décrétement aléatoire est basée sur le fait que l'on peut décomposer la réponse d'un système dynamique (un oscillateur) à une sollicitation aléatoire en deux parties. La première correspond à la réponse impulsionnelle du système et la deuxième à la réponse forcée à la sollicitation aléatoire. L'idée est de supprimer la composante aléatoire pour faire apparaître la réponse impulsionnelle en sommant un grand nombre de fenêtres du signal (Figure VI.1) qui ont les mêmes conditions initiales. La partie aléatoire de la réponse devient faible devant la réponse impulsionnelle. Puis, à partir de la réponse impulsionnelle, il est possible de déduire la pulsation ω_0 et le coefficient d'amortissement ξ .

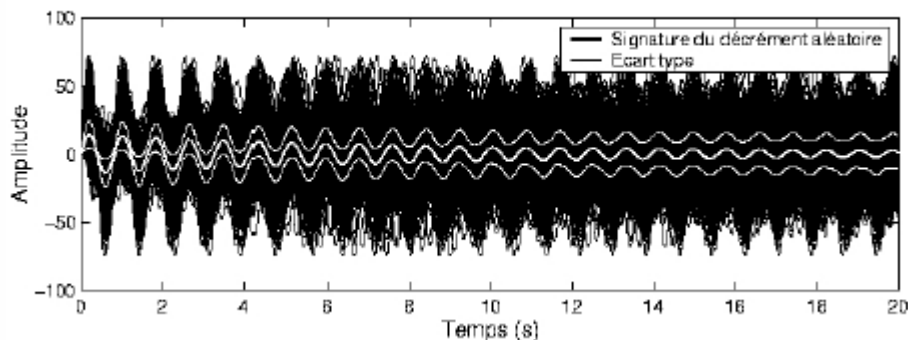


Figure VI.1 : Moyenne et écart type de 4000 fenêtres correspondant aux mêmes conditions initiales obtenues sur un enregistrement de bruit de fond au sommet d'un bâtiment. En noir, la trace de toutes les fenêtres recalées en temps, en blanc épais, la moyenne de ces fenêtres et en blanc fin, l'écart type de ces fenêtres.

Cette méthode du décrétement aléatoire peut être expliquée par l'étude de la réponse d'un oscillateur à un degré de liberté à une sollicitation aléatoire. Considérons un oscillateur simple comportant une masse M , une rigidité K , un amortissement C et soumis à une sollicitation aléatoire en déplacement imposé $S(t)$ (voir Figure VI.2). Sa réponse en déplacement relatif

$R(t)$, est régie par l'équation différentielle VI.1. Celle-ci peut être réécrite sous la forme réduite de l'équation VI.2.

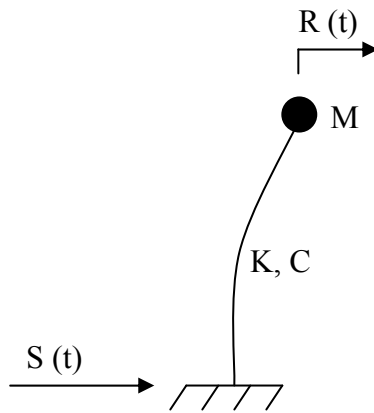


Figure VI.2: Oscillateur simple

$$M.\ddot{R}(t) + C.\dot{R}(t) + K.R(t) = -M.\ddot{S}(t) \quad (\text{VI.1})$$

$$\ddot{R}(t) + 2\xi\omega_0.\dot{R}(t) + \omega_0^2.R(t) = -\ddot{S}(t) \quad (\text{VI.2})$$

En faisant une hypothèse de linéarité de comportement de l'oscillateur, il est possible d'appliquer le principe de superposition. Le bruit de fond entre dans le cadre de cette hypothèse de par son faible niveau de sollicitation. Dans ce cas, il est possible de décomposer la sollicitation en plusieurs parties et de sommer les réponses pour obtenir la réponse. En séparant la sollicitation $S(t)$ en deux parties : $S_1(t)$ avant et $S_2(t)$ après un instant t_0 , nous observons deux réponses : $R_1(t)$ à $S_1(t)$ et $R_2(t)$ à $S_2(t)$. (voir Figure VI.3).

$$S_1(t) = S(t) \quad \text{pour } t < t_0 ; \quad S_1(t) = 0 \quad \text{pour } t > t_0$$

$$S_2(t) = 0 \quad \text{pour } t < t_0 ; \quad S_2(t) = S(t) \quad \text{pour } t > t_0$$

Si on s'intéressait uniquement à la réponse de l'oscillateur après l'instant t_0 , les réponses

$R_1(t > t_0)$ et $R_2(t > t_0)$ prendraient les formes suivantes :

- La réponse au déplacement imposé $S_1(t)$

Après t_0 , la réponse $R_1(t)$ est une oscillation libre de la forme de l'équation VI.3 pour un oscillateur à un degré de liberté. $R_1(t)$ ne dépend que du déplacement $R_1(t_0)$ et de la vitesse $\dot{R}_1(t_0)$ de l'oscillateur à l'instant t_0 .

$$R_1(t) = R_1(t_0) + \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin\left[(t-t_0)\omega_0\sqrt{1-\xi^2}\right] \quad (\text{VI.3})$$

- La réponse au déplacement imposé $S_2(t)$

Après t_0 , $R_2(t)$ est un régime forcé qui est régi par l'équation VI.4. pour un oscillateur à un degré de liberté.

$$R_2(t) = \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} \int_{t_0}^t S_2(t-\tau) e^{-\xi\omega_0\tau} \sin(\tau\omega_0\sqrt{1-\xi^2}) d\tau \quad (\text{VI.4})$$

L'instant t_0 peut être choisi de différentes façons, Huerta et al. (1998) détermine t_0 lorsque la réponse en déplacement passe par une valeur « seuil » avec une vitesse positive. Alors que Delome et al. (1990) choisit t_0 lorsque le déplacement est nul et la vitesse positive, ceci revient à imposer un seuil nul au déplacement sur la condition précédente. L'important est d'obtenir des fenêtres de réponse qui ont des conditions initiales identiques. Nous avons choisi la condition de Delome et al. (1990).

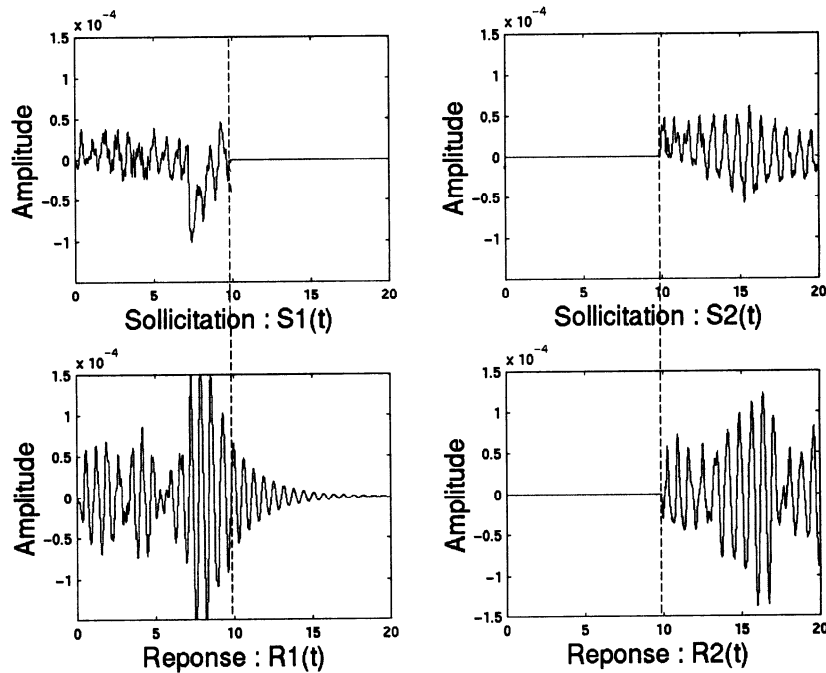


Figure VI.3: Séparation de la sollicitation et de la réponse en deux parties

La sommation de toutes les fenêtres de la réponse $R(t)$ qui respectent ces conditions initiales fait apparaître deux comportements selon que les réponses sont du type $R_1(t)$ ou du type $R_2(t)$.

- Les oscillations libres $R_1(t)$, vont s'additionner de façon constructive suivant l'équation VI.5.

$$\sum_{t_0} R_1(t) = \sum_{t_0} \left\{ R_1(t_0) + \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin\left[(t-t_0)\omega_0\sqrt{1-\xi^2}\right] \right\} \quad (\text{VI.5})$$

C'est à dire que la somme sera toujours de la forme d'une oscillation libre. En effet toutes les réponses ne diffèrent que par leur conditions initiales $R_1(t_0)$ et $\dot{R}_1(t_0)$, les déplacements et vitesses de l'oscillateur aux instants t_0 . Dans notre cas nous avons choisi $R_1(t_0)$ nul, donc les réponses $R_1(t)$ ne dépendent que de $\dot{R}_1(t_0)$.

- Les réponses au régime forcé aléatoire vont s'additionner de façon destructive suivant l'équation VI.6.

$$\sum_{t_0} R_2(t) = \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} \int_{t_0}^t \sum_{t_0} \left[S_2(t-\tau) e^{-\xi\omega_0\tau} \sin(\tau\omega_0\sqrt{1-\xi^2}) \right] d\tau \quad (\text{VI.6})$$

En augmentant le nombre de fenêtres, on fait disparaître les réponses aléatoires car leur moyenne tend vers zéro, et apparaît l'oscillation libre de l'oscillateur (voir figure VI.4).

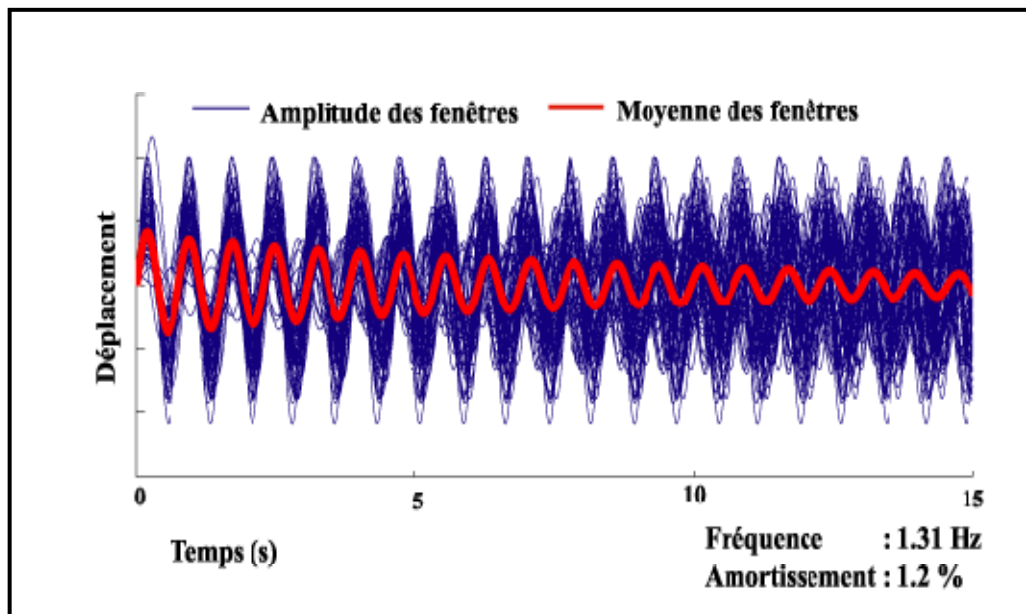


Figure VI.4: Accumulation de 70 fenêtres à partir de t_0 (Tour ARPEJ – enregistrement M.N. Farsi, 1996).

Cette procédure permet donc de connaître la réponse impulsionnelle de l'oscillateur, de laquelle nous pouvons estimer sa fréquence et son coefficient d'amortissement. En effet, comme la réponse impulsionnelle est de la forme de l'équation VI.3, nous pouvons faire apparaître une pseudo pulsation ω_1 qui vaut $\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}$. Dans la pratique le coefficient d'amortissement ξ est faible (<10%), ce qui autorise à confondre ω_1 et ω_0 sans commettre une erreur relative supérieure à 0.5 % sur la valeur de la pulsation ω_0 . Il est alors possible de déterminer la période de l'oscillation libre par une moyenne des périodes $T_0 = 2\pi/\omega_0$ observées.

La détermination du coefficient d'amortissement se fait de la manière suivante : D'après les équations VI.3 et VI.7, entre deux instants (t) et $(t+mT_1)$ espacés d'un nombre m de pseudo périodes $T_1 = 2\pi/\omega_1$, l'amplitude $R_1(t)$ et $R_1(t+mT_1)$ de l'oscillation libre décroît d'un facteur $e^{\xi\omega_0 m T_1}$. En prenant le logarithme du rapport de ces amplitudes, l'équation VI.8 montre qu'il est alors possible de déterminer la valeur du coefficient d'amortissement ξ (pour les faibles valeurs de ξ).

$$R_1(t+mT_1) = \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} e^{-\xi\omega_0(t-t_0+mT_1)} \sin\left[(t-t_0+mT_1)\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}\right] \quad (\text{VI.7})$$

$$\frac{R_1(t)}{R_1(t+mT_1)} = \frac{\dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} e^{-\xi\omega_0(t-t_0)} \sin\left[(t-t_0)\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}\right]}{\dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}} e^{-\xi\omega_0(t-t_0+mT_1)} \sin\left[(t-t_0+mT_1)\omega_0 \sqrt{1-\xi^2}\right]} = e^{\xi\omega_0 m T_1}$$

$$\ln\left(\frac{R_1(t)}{R_1(t+mT_1)}\right) = \xi\omega_0 m T_1 = \xi\omega_0 m \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{\xi 2\pi m}{\sqrt{1-\xi^2}} \approx \xi 2\pi m \quad (\text{VI.8})$$

Afin d'obtenir un rapport d'amplitude représentatif de toute la réponse impulsionnelle, nous le déterminons en prenant la pente p du logarithme des extremums de la réponse impulsionnelle obtenue par régression linéaire. Alors le coefficient d'amortissement est déterminé par l'équation (VI.9).

$$\xi = \frac{-pT}{2\pi} \quad (\text{VI.9})$$

où $T = \frac{2\pi}{\omega_0}$ est la période d'un cycle et p la pente de la régression.

VI.5. Généralisation

D'après Huerta et al. (1998) et Delome et al. (1990), cette méthode peut se généraliser aux oscillateurs à plusieurs modes (MDOF) car le premier mode est généralement dominant et contrôle la réponse. Mais l'expérience montre que lorsque les modes sont trop proches les uns des autres ou que le premier mode n'est pas dominant, les caractéristiques des modes se mélangent et on n'observe pas de réponse impulsionnelle. Le filtrage du signal autour d'un mode particulier avant le traitement permet de séparer les différents modes et de déterminer le coefficient d'amortissement de chacun.

VI.6. Valeurs des coefficients d'amortissement du pont

Les figures VI.6 à VI.9 montrent la signature du décrétement aléatoire avec son écart type pour un enregistrement du bruit de fond d'une durée de 15 mn sur le tablier du pont de Mila (Figure VI.5).

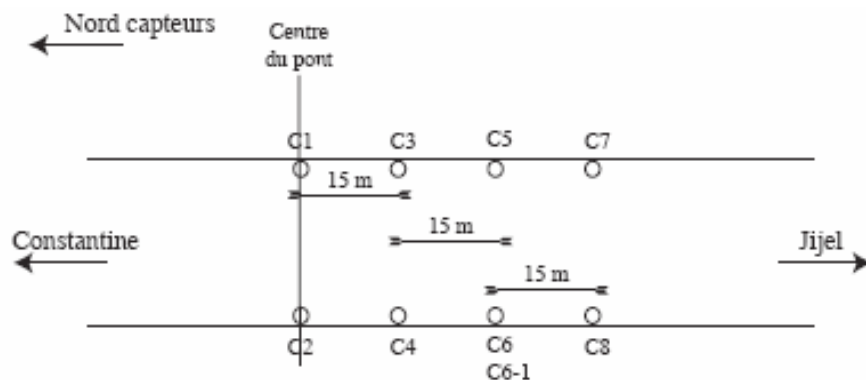


Figure VI.5: Vue en plan du tablier du pont de Mila et localisation des capteurs

Les valeurs des coefficients d'amortissement modaux et les fréquences de vibrations du pont sont consignées dans le tableau VI.1.

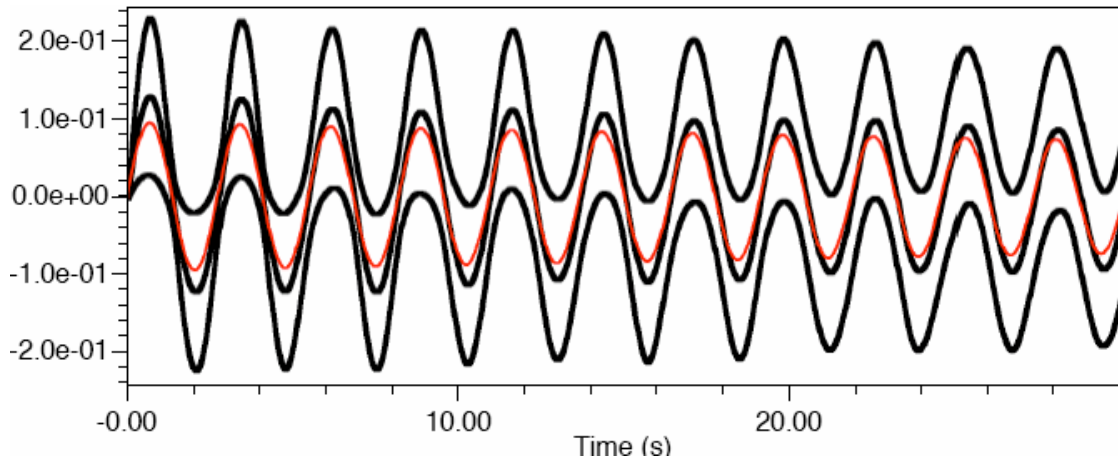


Figure VI.6 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence fondamentale du pont dans le sens vertical: $f = 0.37$ Hz et $\zeta = 0.40$ % (enregistrement n° 07180923.001_1Z du SET 1 au milieu du pont sur le point C1 de la figure VI.5).

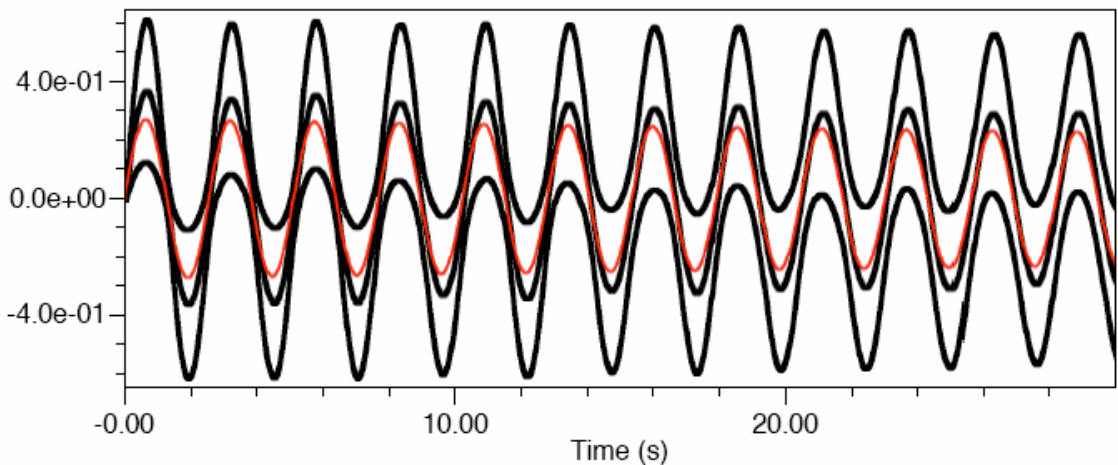


Figure VI.7 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence fondamentale du pont dans le sens transversal: $f = 0.39$ Hz et $\zeta = 0.24$ % (enregistrement n° 07180923.001_1E du SET 1 au milieu du pont sur le point C1 de la figure VI.5).

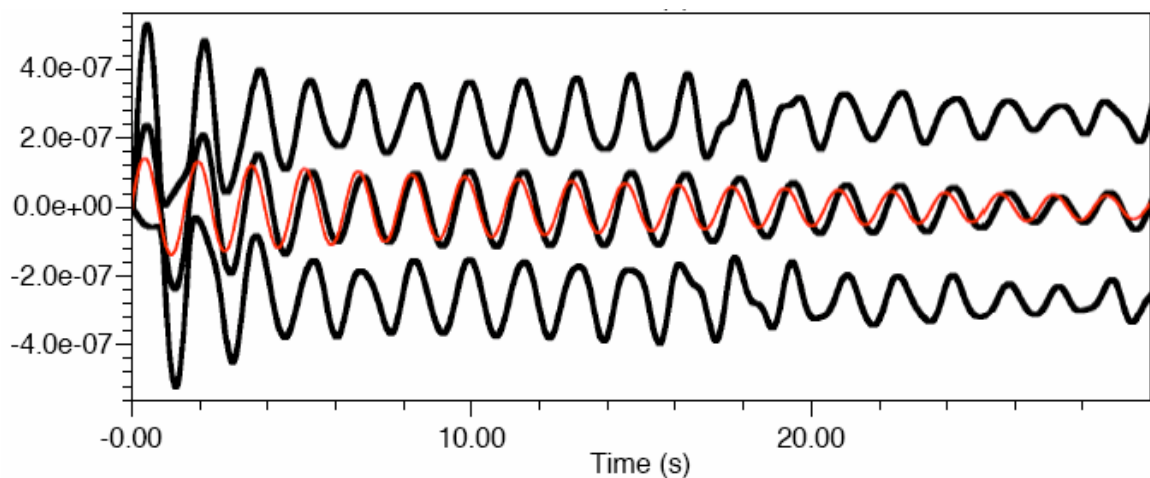


Figure VI.8 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence du 2^{ème} mode du pont dans le sens vertical: $f = 0.64$ Hz et $\zeta = 1.25$ % (enregistrement n° 07180923.001_1Z du SET 1 au milieu du pont sur le point C1 de la figure VI.5).

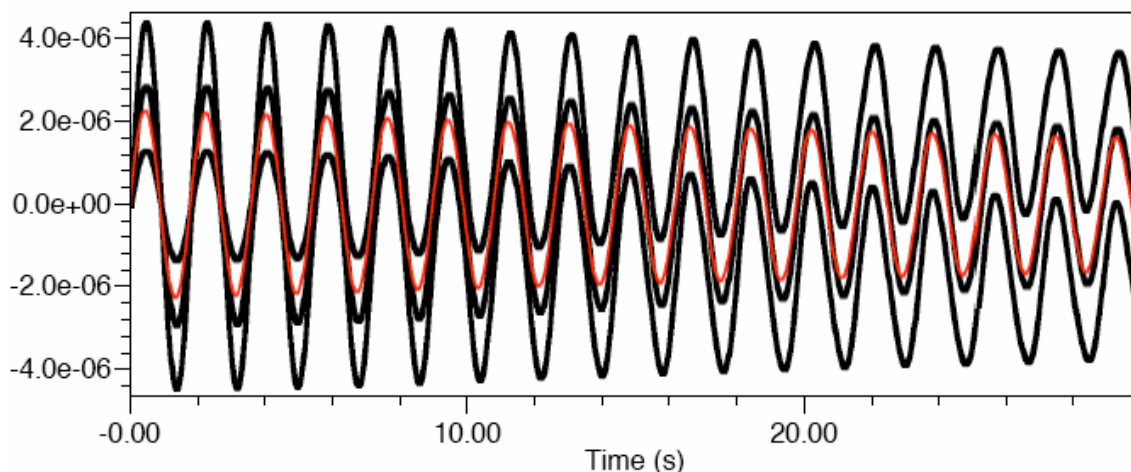


Figure VI.9 : Valeurs du coefficient d'amortissement et de la fréquence du 2^{ème} mode du pont dans le sens transversal: $f = 0.56$ Hz et $\zeta = 0.34$ % (enregistrement n° 07180923.001_1E du SET 1 au milieu du pont sur le point C1 de la figure VI.5).

Tableau VI.1 : Fréquences modales et amortissements modaux du pont.

Mode	Fréquences expérimentales (Hz)	Fréquences expérimentales amorties (Hz)	Amortissements modaux (%)	Direction
1	0.36	0.37	0.40	Vertical
2	0.39	0.39	0.24	Transversal
3	0.55	0.56	0.34	Transversal
4	0.63	0.64	1.25	Vertical

VI.7. Conclusion

L'analyse par la méthode du décrétement aléatoire d'enregistrements de bruit de fond réalisés sur le pont de Mila a permis d'obtenir les fréquences et amortissements des modes de vibration du pont.

Nous présentons ci-après quelques valeurs des coefficients d'amortissement obtenues sur les ponts étudiés dans le chapitre II, ainsi que sur le pont de Mila (Tableau VI.2).

Tableau VI.2 : Fréquences modales et amortissements modaux du pont de Mila et les autres ponts étudiés dans le chapitre II.

N°	Identification	Longueur totale (m)	Fréquences et amortissements							
			f_1 (Hz)	ξ (%)	f_2 (Hz)	ξ (%)	f_3 (Hz)	ξ (%)	f_4 (Hz)	ξ (%)
1	Pont de Mila	502	0.36	0.40	0.39	0.24	0.55	0.34	0.63	1.25
2	Tampico Bridge	640	0.40	~ 0.39	0.45	0.20	0.90			
3	Figueira da Foz Bridge	405	0.51	1.6	0.60	1.3	0.73	1.6	0.87	1.0

Pour le pont à haubans de Mila, les valeurs d'amortissement varie entre 0.40 % et 1.25 %. Par ailleurs pour le pont Tampico Bridge, les coefficients d'amortissement mesurés sont $\xi_1 = 0.38\% \sim 0.41\%$ et $\xi_2 = 0.20\%$, alors que pour le pont Figueira da Foz Bridge, les valeurs obtenues sont $\xi_1 = 1.6\%$, $\xi_2 = 1.3\%$, $\xi_3 = 1.6\%$ et $\xi_4 = 1.0\%$. Ces valeurs des coefficients d'amortissement mesurés sont très faibles par rapport aux valeurs utilisées dans les calculs pour les structures en béton 5% à 7%.

Par ailleurs, nous remarquons que les valeurs des fréquences obtenues par la méthode du décrément aléatoire sont égales à celles des fréquences obtenues à partir du spectre de Fourier.

Chapitre VII

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Chapitre VII- Conclusion Générale et Perspectives

Les objectifs assignés à ce travail étaient multiples :

- se familiariser avec de nouveaux équipements de mesure et d'enregistrement nouvellement acquis ;
- assimiler une méthodologie de mesure de la réponse dynamique d'un ouvrage de génie civil à des vibrations ambiantes ;
- expérimenter cette approche sur un ouvrage complexe tel que le pont à haubans, le premier du genre en Algérie, récemment réalisé sur l'Oued Dib (wilaya de Mila) ;
- traiter et interpréter les mesures enregistrées sous forme de signaux pour en extraire les principales caractéristiques dynamiques de l'ouvrage (fréquences propres, modes de vibration et amortissements) ;
- développer un modèle numérique sur la base d'un premier schéma statique de l'ouvrage et l'évaluer en comparant les résultats calculés avec les valeurs mesurées.

La maîtrise des équipements de mesure ainsi que la mise en œuvre de la méthodologie d'auscultation dynamique de l'ouvrage n'ont pas été faciles compte tenu du site d'implantation de l'ouvrage et de ses dimensions. En plus, du fait que le pont devait rester opérationnel au cours des essais, plusieurs heures d'enregistrements ont été nécessaires.

Un pont à haubans est un ouvrage dont le comportement dynamique est relativement complexe avec plusieurs modes de vibrations couplés.

Le traitement et l'interprétation des signaux enregistrés ont été réalisés avec un logiciel spécifique qui a permis d'extraire les caractéristiques dynamiques du pont. Il a fallu extraire pas moins de 75 modes de vibration pour identifier les principaux modes de vibration à retenir afin de mobiliser une masse modale de 90% et plus de la masse totale. Par ailleurs, un modèle

numérique en éléments finis du pont a été développé sur la base des informations collectées au niveau du maître d'ouvrage. Les fréquences calculées pour les modes de vibration vertical et transversal sont comparables à celles mesurées sur site, par contre celles du mode de vibration longitudinal en sont très éloignées. Ceci s'explique par la liaison fixe retenue dans le modèle alors que le tablier repose en réalité sur les traverses des pylônes par l'intermédiaire d'appuis en élastomère fretté.

Par ailleurs, cette étude a offert l'opportunité :

- d'utiliser la méthode du décrétement aléatoire, développée récemment pour calculer les amortissements et les fréquences propres de l'ouvrage ;
- de déterminer la fonction de transfert d'un pylône dans le sens transversal et estimer la fréquence de vibration de cette composante du pont.

Bien que les mesures de la réponse du tablier aient été réalisées en plusieurs points, il n'a pas été possible d'en extraire les formes des modes de vibration pour les comparer à celles données par le modèle numérique. Cette partie du travail reste à faire.

En exploitation, le plan d'eau de la retenue du barrage de Beni Haroun sera à moins de 25 m du tablier du pont, noyant les fûts des pylônes sur 55 m et 25 m de hauteur. Il faudra alors procéder à de nouvelles mesures pour tenir compte de l'interaction fluides / fûts de pylônes.

Enfin pour améliorer le modèle numérique du pont, il faudra envisager de prendre en compte l'interaction sol / fondations des pylônes et modéliser les appareils d'appui insérés entre le tablier et les appuis (pylônes et culées).

Cet ouvrage unique en son genre devrait faire l'objet de campagnes régulières de mesures de bruit de fond afin de suivre l'évolution de son comportement tout au long de son exploitation. Par ailleurs, il devrait être instrumenté en permanence pour pouvoir enregistrer sa réponse dynamique sous séisme réel à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- Abdel-Ghaffar A.M and Housner G.W.**, Ambient vibration tests on suspension bridge, *J. eng. Mech. Div. ASCE* **104**, 983-999, 1978.
- Abdel-Ghaffar A.M and Scanlan R.H.**, Ambient vibration studies of Golden Gate Bridge: I. Suspended structure, *J. eng. Mech. ASCE* **111**, 463-482, 1985.
- Abdel-Ghaffar A.M and Scanlan R.H.**, Ambient vibration studies of Golden Gate Bridge: II. Pier-tower structure, *J. eng. Mech. ASCE* **111**, 483-499, 1985.
- Berrah M.K.**, vibrations aléatoires, *Cours de l' Ecole Nationale Polytechnique*, ENP, 2003.
- Boutin C., Hans S., Erdin I., et Loriot M.**, Approche de la vulnérabilité sismique par l'étude du comportement de bâtiments réels, *Rapport de recherche ENTPE*, 1999.
- Brownjohn J.M., Dumanoglu A.A., Severn R.T and Taylor C.A.**, Ambient vibration measurements of the Humber Suspension Bridge and comparison with calculated characteristics, *Proc. inst. Civil engr. Part 2*, **83**, 561- 600, 1987.
- Brownjohn J.M., Dumanoglu A.A., Severn R.T and Blakeborough.**, Ambient vibration survey of the Bosphorus Suspension Bridge, *Earthquake eng. Struct. Dyn.* **18**, 263-283, 1989.
- Campbell R.B.**, The estimation of natural frequencies and damping ratios of offshore structures, *Proc., Offshore Tech. Conf. OTC 3863*, Vol.IV, 53-61, Houston, Texas, 1986.
- Chatelain J-L., Guéguen P., Guillier B., Fréchet J., Bondoux F., Sarrault J., Sulpice P et Neuville J-M.**, City Shark : A User-friendly Instrument Dedicated to Ambient Noise (Microtremor) Recording for Site and Building Response Studies, *Seismological Research Letters*, Vol. 71, Number 6, November / December 2000.
- Clough R.W and Penzien J.**, Dynamics of structures, *McGraw-Hill Book Co., Inc.*, New York, N.Y, 1975.
- Crawford R. and Ward H.S.**, Determination of the natural periods of building, *Bull. Seism. Soc.Amer.*, 54 (6): 1743-1756, 1964.
- Cremona C.**, Evaluation dynamique des ponts, *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, Paris, France, ISBN 2-7208-0380-4, 2004.
- Delome A., Kopff P and Andriambololona H.**, Identification expérimentale des paramètres modaux du barrage de Laparan et application d'une méthode de sensibilité pour le recalage d'un modèle Eléments Finis, *Rapport EDF HP-51/89.132*, D1-D7, Paris, 1990.

- Dunand F.**, Détermination de l'amortissement et du centre de torsion des structures de génie civil par enregistrement de bruit de fond, *DEA*, Université de Grenoble, France, 2001.
- Dunand F., Bard P.Y., Guéguen P., Chatelain J.L., Pilot. B., et Vassail T.**, Auscultation dynamique d'un bâtiment: Comparaisons séismes / bruit de fond et avant / après travaux, *6^{ème} Colloque National AFPS*, Palaiseau, France, 2003.
- Farsi M.N.**, Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires. Vulnérabilité du bâti existant, *Thèse de Doctorat*, Université de Grenoble, France, 1996.
- Felber A and Cantieni R.**, Advances in ambient vibration testing: Ganter Bridge, Switzerland, *Structural Engineering International*, Vol. 6, N° 3, pp. 187-190, 1996.
- Fleming J.F and Egeseli E.A.**, Dynamic behavior of a cable- stayed bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.8, 1-16, 1980.
- Geopsy.**, *Geophysical Signal Database For Noise Array Processing. Version 2.0.0 – alpha, Octobre 2005.* [http // www.geopsy.org](http://www.geopsy.org). Copyright 2002-2005 by Marc Wathelet (marc@geopsy.org).
- Gimsing N.J.**, Cable Supported Bridges, *Wiley*, New York, 1983.
- Hans S.**, Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation. Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique, *PhD thesis*, ENTPE, Lyon, France, 2002.
- Huerta C.I., Roesset J.M and Stokoe K.H.**, Evaluation of the random decrement method for in-situ soil properties estimation; The effects of surface geology on seismic motion, *Irikura, Kudo, Okada & Sasatani (eds)*, ISBN 90 5809 030 2, pp 749-756. Balkema, Rotterdam, 1998.
- Ivanovic S.S., Trifunac M.D and Todorovska M.I.**, Ambient vibration tests of structures-a review, *Bull. Indian Soc. Earthquake Tech.*, 2000.
- Kawasumi H and Shima E.**, Some applications of a correlator on earthquake engineering, *Proc., 3rd World Conference on Earthquake Engineering.*, Vol.2, II/298-II/316, Auckland, New Zealand, 1965
- Kono K and Ohmachi T.**, Ground- Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 88, N° 1, pp. 228-241, 1998.
- Law S.S and Ko J.M.**, Ambient vibration measurements of the Tsing Ma Bridge Towers, *Bridges into the 21st Century*, Hong Kong, pp. 585-592, 1995.
- McLamore V.R., Hart G.C., and Stubbs I.R.**, Ambient vibration of two suspension bridges, *J. struct.div.*, ASCE **97**, 2567-2582, 1971.

- Murià-Vila D., Gomez R and King C.,** Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico bridge, *Journal of Structural Engineering*, ASCE **117**, N° 11, pp. 3396-3416, 1991.
- Nazmy A.S and Abdel-Ghaffar A.M.,** Seismic response analysis of cable-stayed bridges subjected to uniform and multiple-support excitations, *Report N°. 87-SM-1*, Department of Civil Engineering, Princeton University, 1987.
- Nazmy A.S and Abdel-Ghaffar A.M.,** Non-linear earthquake response analysis of long span cable-stayed bridges: theory, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, 45-62, 1990.
- Okauchi I., Tanaka A., Iwaya K., and Furuyan N.,** Vibration test of Ohnaruto bridge to confirm wind proofness, *LABSE Symp*, Tokyo, Japan, 1986.
- Ousalem H.,** Principes généraux de conception et de calcul des ponts en zone sismique, *Journée d'études, Risque sismique et ouvrages de travaux publics*, Alger, 1997.
- Rainer J.H and Van Selst A.,** Dynamic properties of Lions Gate Bridge, *Proc. conf. dyn. Response struct : Instrumentation, testing methods, syst. Identification*, ASCE Specialty Conference, university of California, 243-252, 1976.
- Rodrigues J and Campos-Costa A.,** Experimental modal analysis of bridge structures: Case studies, *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1998.
- Salawu O.S. and Williams C.,** Review of full-scale dynamic testing of bridge structures, *Engng Struct.*, Number 2. Elsevier Science Ltd, Vol. 17, 1995.
- SAP 2000.,** Structural Analysis Program : Non Linear Version 7.40, *Computers and Structures*, Inc. Berkeley, CA, USA, 1997.
- Stubbs I.R. and MacLamor V.R.,** The ambient vibration survey, *Proceeding of the 5th World Conference On Earthquake Engineering*, Italy, Rome, 1973.
- Taskov L.A.,** Dynamic testing of bridge structures applying forced and ambient vibration methods, *Proc. Conf. on Civil Engineering Dynamics*, Society for Earthquakes and Civil Engineering Dynamics, London, UK, 1988.
- Tezcan S.S., Ipek M., Petrovski J., and Paskalov T.,** Forced vibration survey of Istanbul Bogazici Bridge, *Proc. 5th eur. Conf. earthquake eng.* Istanbul **2**, 1975.
- Trifunac M.D.,** Comparison between ambient and forced vibration experiments, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1. pp. 133-150, 1972.
- Udwadia F.E and Trifunac M.D.,** Ambient vibration tests of full scale-structures, *Proceeding of the 5th word conference on earthquake engineering*, Rome, Italy, 1973.

Volant P., Orbovic N., and Dunand F., Seismic evaluation of existing nuclear facility using ambient vibration test to characterize dynamic behavior of the structure and microtremor measurements to characterize the soil : a case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 : 1159-1167, 2002.

Wilson J.C. and Liu T., Ambient vibration measurements on a cable-stayed bridge, *Earthquake eng. struct .dyn.*, **20**, 723-774, 1991.

Yamada K., Yamamoto N. and Akiyama H., Full-scale dynamic test of long span bridges, *Proc. 4th U.S.-Japan workshop bridge eng*, San Diego, California, 1988.

ANNEXE

Modal analysis and ambient vibration measurements on Mila-Algeria cable stayed bridge

Abderrahmane Kibboua[†] and Mohamed Naboussi Farsi[‡]

National Earthquake Engineering Centre, C.G.S
01, Rue Kaddour RAHIM, BP 252, Hussein Dey, Alger, Algeria

Jean-Luc Chatelain^{††} and Bertrand Guillier^{‡‡}

Institut pour le Développement et la Recherche, IRD
LGIT, 1381, rue de la piscine, Saint Martin d'Herès, Grenoble, France

Hakim Bechtoula^{†††} and Youcef Mehani^{††††}

National Earthquake Engineering Centre, C.G.S
01, Rue Kaddour RAHIM, BP 252, Hussein Dey, Alger, Algeria

(Received December 4, 2006, Accepted March 22, 2008)

Abstract. The seismic response analysis of an existing bridge needs a mathematical model that can be calibrated with measured dynamic characteristics. These characteristics are the periods and the associated mode shapes of vibration and the modal damping coefficients. This paper deals with the measurements and the interpretation of the results of ambient vibration tests done on a newly erected cable stayed bridge across the Oued Dib River at Mila city in Algeria. The signal analysis of ambient vibration records will permit to determine the dynamic characteristics of the bridge. On the other hand, a 3-D model of the bridge is developed in order to assess the frequencies and the associated modes of vibration. This information will be necessary in the planning of the test on the site (locations of the sensors, frequencies to be measured and the associated mode shapes of vibration). The frequencies predicted by the finite element model are compared with those measured during full-scale ambient vibration measurements of the bridge. In the same way, the modal damping coefficients obtained by the random decrement method are compared to those of similar bridges.

Keywords: ambient vibration; cable stayed bridge; dynamic characteristics; numerical model; random decrement method.

[†] M.Sc., Head of research team at C.G.S, Corresponding author, E-mail: akibboua@cgs-dz.org

[‡] Ph.D., Research director at C.G.S, E-mail: mnfarsi@cgs-dz.org

^{††} Ph.D., Research director at IRD, E-mail: Jean-Luc.Chatelain@obs.ujf-grenoble.fr

^{‡‡} Ph.D., Research director at IRD, E-mail: guillier@bondy.ird.fr

^{†††} Ph.D., Head of research team at C.G.S., E-mail: hbechtoula@cgs-dz.org

^{††††} M.Sc., Head of research team at C.G.S., E-mail: ymehani@cgs-dz.org

1. Introduction

The previous earthquakes such as the Loma Prieta (USA, 1989), Kobe (Japan, 1995), Izmit (Turkey, 1999), Chi-chi (Taiwan, 1999) confirmed that the bridges could be very vulnerable structures under dynamic loading. The subject of dynamic response of cable-stayed bridges has received increasing attention in recent years as this type of bridge becomes ever more popular (Wilson and Liu 1991, Pridham and Wilson 2005). Cable-stayed bridges are complex and their dynamic behavior is relatively difficult to predict due to the vibration coupling of their dynamic characteristics.

This paper is a contribution to the elaboration of an appropriate numerical model of the cable-stayed bridge erected over Dib-River in Mila Prefecture (Algeria). As a first step, a three-dimension-numerical analysis was carried out. The preliminary results of the elaborated numerical model of the bridge were checked with the results of the ambient vibration tests.

The results of the modal analysis of this model, in terms of natural frequencies of the bridge and their corresponding mode shapes, help to focus on the actual frequency range during the vibration tests, narrow the frequency-band-search that would be recorded and helped us to find the adequate locations of the sensors during measurements.

The first contribution to the engineering of cable-stayed bridges in Algeria, was initiated in 2004 when an ambient vibration records was conducted on the Mila Bridge, a newly constructed cable stayed bridge crossing the Oued Dib River at Mila city in Algeria (Kibboua 2006).

The recorded frequencies from the ambient vibration tests were compared to those obtained from the 3D finite element numerical model. In the same way, the modal damping coefficients obtained from ambient vibration records were compared to previous results found by other researchers for similar bridges that have more or less the same total length, number of spans and shape of the deck.

2. Bridge description

The Mila Bridge was opened in January 2001. It is a two-lane cable-stayed bridge. Until now, it is the unique and the only one built in Algeria. It is classified as a strategic bridge and links the two main cities of Constantine and Jijel. It has a total length of 502 m and it is composed of three spans: the centre span has 280 m and two equal side spans of 111 m. The deck, made of prestressed concrete, is composed of prefabricated elements (voussoirs) with a 0.20 m upper slab stiffened by three webs of 0.22 m thick. The deck has a total width of 13.30 m and a total height of 2 m

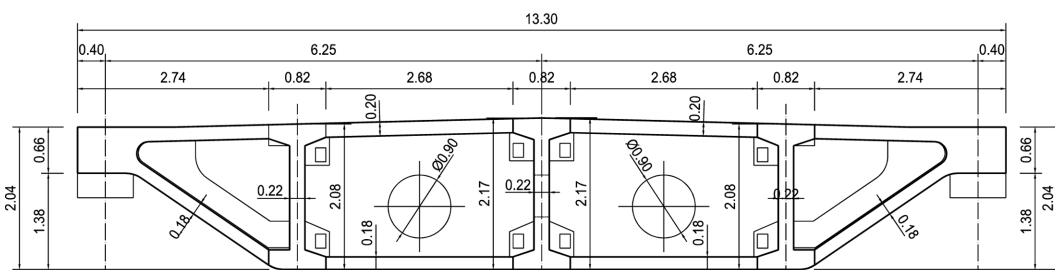


Fig. 1 Cross section through the deck of Mila's Cable Stayed Bridge (unit in meter)



Fig. 2 General view of Mila's Cable Stayed Bridge

(Fig. 1). The bridge consists of two H-shaped concrete towers, double-plane fan type cables. It is composed of piers and towers, respectively, below and above the deck as illustrated in Fig. 2.

The bridge is suspended laterally with a semi-fan shape. 88 cables compose the suspension system, where 44 cables sustain the central span while 22 other cables sustain each edge span. The cables, composed of steel bars of 7 mm diameter, have different sections varying from 22.5 to 55.5 cm².

3. Structural model

The complex geometric shape of the bridge structure is modeled and analyzed using the finite elements program SAP 2000 (1997) and its incorporated bridge library. The deck was modeled by shell elements; the pylons (piers and towers) were modeled by frame elements and the cables were modeled as linear elastic truss elements (Gimsing 1983), having a stiffness that depends only on the modulus of elasticity of the cable E_s , the cross sectional A_c , and the length of the cable L_c .

The piers were assumed to be fixed at their bases, neglecting any interaction with the surrounding soil-layers or with water in case when the dam will be filled. The connection between the deck and piers was considered rigid with a fixed link.

The following mechanical characteristics were considered for the analysis in the Table 1.

Table 1 Mechanical characteristics of the bridge

Mechanical characteristics	Deck	Cables	Pylons (towers and piers)
Young's modulus (kN/m)	36×10^6	190×10^6	36×10^6
Poisson's ratio	0.2	0.3	0.2
Weight density (kN/m ³)	25	80	25

4. Modal analysis

Engineering investigations of both the linear and non-linear behavior of cable stayed-bridges (predominately geometric non-linearity due to cable sag) have been presented by Fleming and Egeseli (1980) and Nazmy and Abdel-Ghaffar (1990). Results of their investigations indicated that linear and non-linear dynamic analyses yield to similar results and that linear dynamic analysis is generally acceptable. In our case, a linear analysis of the model shown in Fig. 3 was carried out.

4.1 Modal frequencies

The natural frequencies obtained from the 3D finite element analysis are summarized in Table 2. It can be observed that the predominant mode is vertical. We should also note that the frequencies of the first modes are close to each other, that indicates the existence of coupling modes.

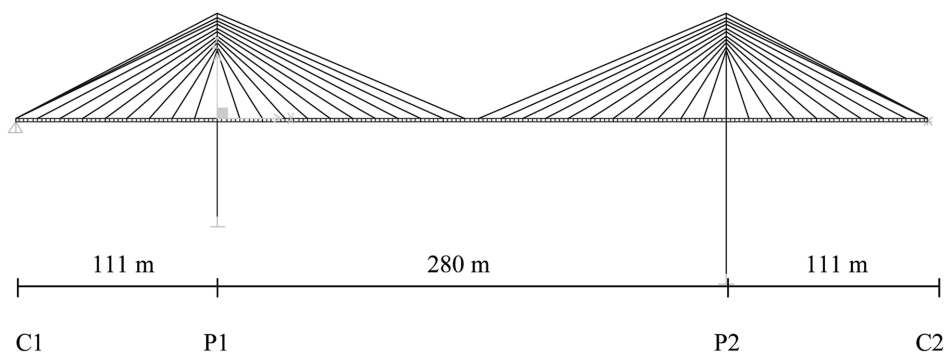


Fig. 3 Finite element model view of the bridge

Table 2 Frequency of each modes

Mode	Frequency (Hz)	Direction
1	0.34	
2	0.38	Lateral
3	0.44	Vertical
4	0.56	Lateral
5	0.58	Lateral
6	0.67	Vertical
7	0.77	Vertical
8	0.86	Vertical
9	0.92	Longitudinal
10	0.97	Lateral
11	1.08	Longitudinal
12	1.20	Vertical



Fig. 4 First vertical bending mode at 0.34 Hz

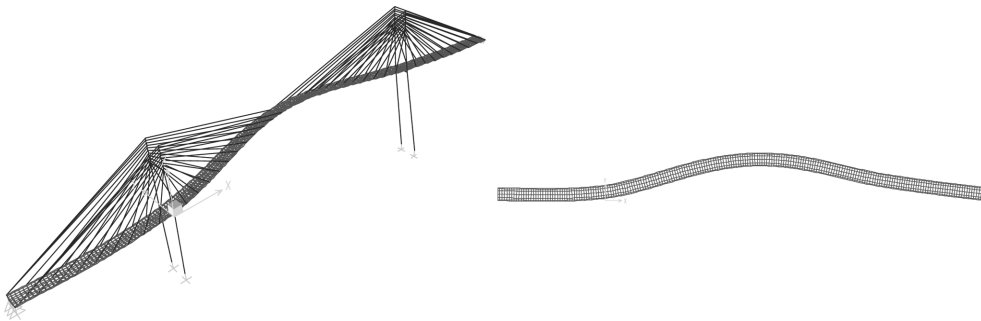


Fig. 5 First lateral mode at 0.38 Hz

4.2 Vibration mode shapes

Fig. 4 shows the fundamental mode of the bridge at a frequency of 0.34 Hz (period of 2.94 sec) which is a vertical motion of the deck. Fig. 5 shows the second computed mode at 0.38 Hz (period of 2.63 sec) having lateral motion of the deck.

5. Experimental study

As a second part of the investigation, the response of the bridge to the ambient vibrations excitations is considered. This method was adopted due to many reasons: 1) simplicity in the procedure, 2) relatively fast, 3) low-cost consuming and 4) no disturbance of the traffic when carrying out the tests. Consequently, the measurements at one location or at different locations on the tested structure can be easily repeated many times.

The procedure consists in the installation of sensors at different locations on the bridge where the response is recorded through a mobile measurement station (Fig. 6). The used station and sensors are very sensitive. They are able to record the vibration response and allow the determination of the dynamic characteristics of the bridge in the small deformation domain (Farsi and Bard 1998). Actually, the structural response is linear-elastic and the very small amplitudes of the vibrations are in the range of 10^{-6} to 10^{-4} g in term of acceleration.

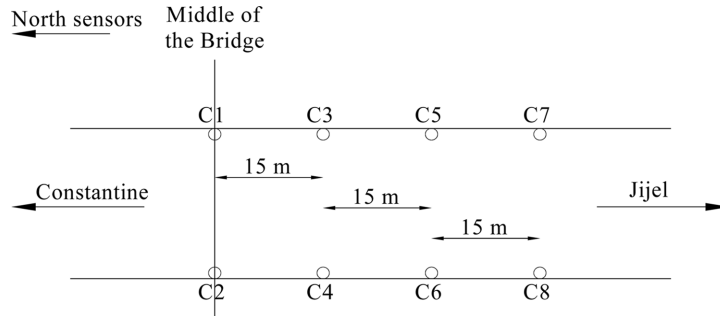


Fig. 6 Ambient vibration measurements -location of sensors on Jijel side-

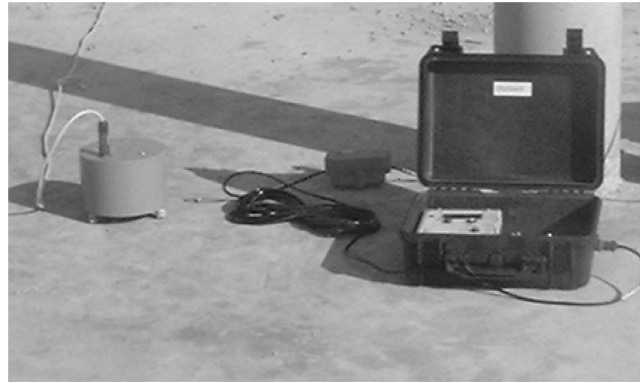


Fig. 7 Equipment for ambient vibration measurements

5.1 Measurement station

The equipment used during the ambient vibration tests is composed of seismometers with three-components (vertical, NS and EW) and CityShark measurement stations as shown in Fig. 7.

• Seismometers

The used sensors can record velocities and are of Lennartz 5 second type with three components (Le3D-5s). They can record frequencies of motions due to wind, traffic, etc. They are mainly used in the civil infrastructures and particularly for soil records.

• CityShark station

There are two types of measurement station CityShark. The station CityShark I can be connected to only one sensor with three components. The station CityShark II can be connected to 6 sensors with three components each. Different way and recording modes can be achieved, manually or automatically (synchronic measurement: start to record at the same time). The sampling frequency may vary from 10 to 1000 Hz, according to the selected rate. The recorded data are saved in flash cards (Chatelain *et al.* 2000).

5.2 Spectra records

The ambient vibrations are random and the analysis of the response of the bridge to such actions consists of the computation of Fourier Spectra of different windows taken from the response signal, compute their mean and evaluate the standard deviation. However, to do so and to be able to analyze the dynamic response, the selected windows, from the total recorded signal, must approach as much as possible the characteristic of a white noise record. Consequently, not all windows on the record can be used. As an example, Fig. 8 shows the windows, colored backgrounds, which were selected for treatment.

The spectral amplitude for each window is computed through a Fourier transform. Then, all computed spectra are smoothed through a sliding window, which the form and the width depends on the frequency (Konno and Ohmachi 1998). Finally, the obtained spectra are averaged and their standard deviation determined (Figs. 9 and 10).

The Fourier transform of the recorded signals enable the assessment of the natural frequencies of the bridge and are extracted simply by locating the peaks corresponding to the maximum responses. The mode frequencies of the tested bridge obtained through the records at different location points are illustrated in Figs. 11(a), 11(b) and 11(c).

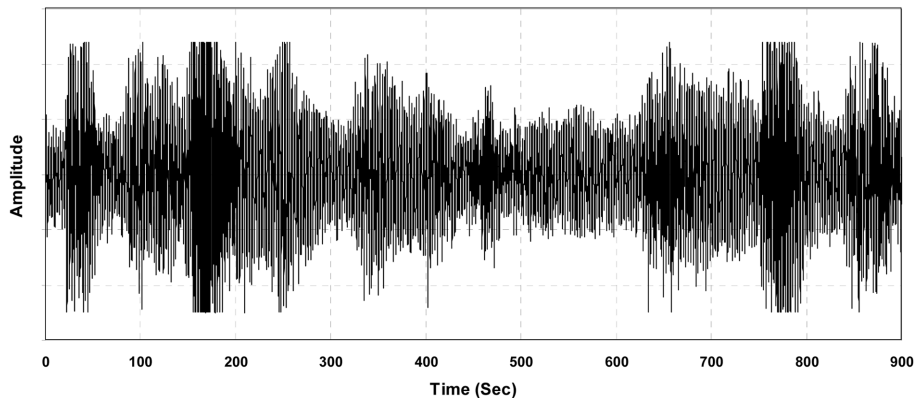


Fig. 8 Recording of ambient vibration noise on the bridge in the vertical direction at location C1

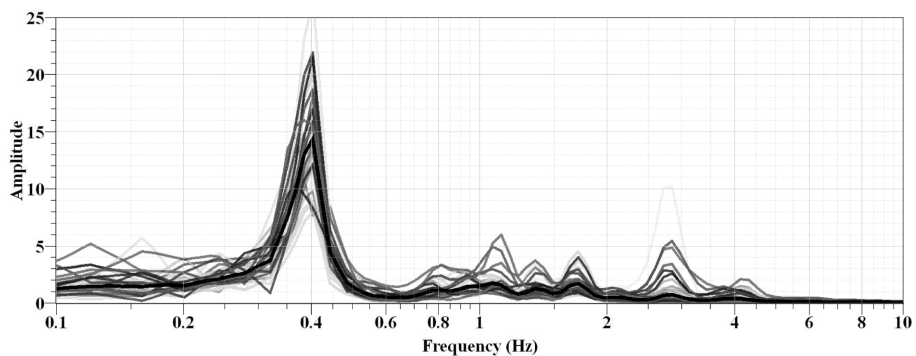


Fig. 9 Spectra on the various windows of the recording of ambient vibration noise on the bridge in the vertical direction at location C1

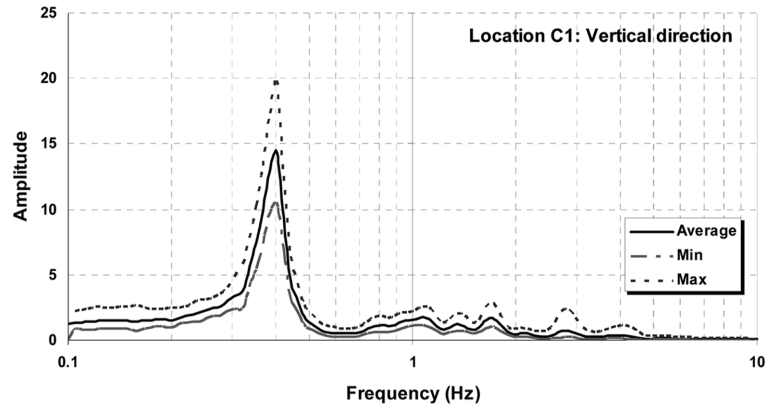


Fig. 10 Spectra of the recording of ambient vibration noise on the bridge in the vertical direction with the standard deviation at location C1. The continuous feature is the average of the spectra calculated on the various windows and the discontinuous features represent the standard deviation

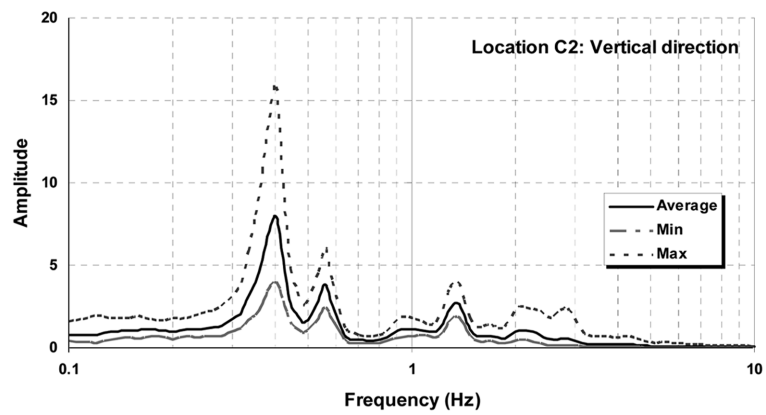


Fig. 11(a) Frequencies of the bridge in the vertical direction with the standard deviation at location C2

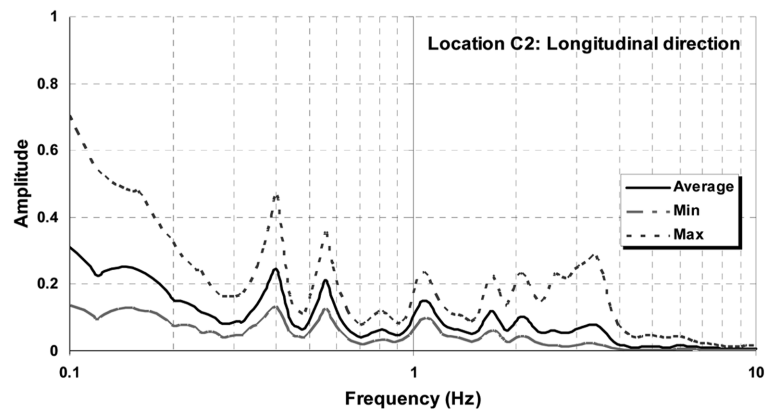


Fig. 11(b) Frequencies of the bridge in the longitudinal direction with the standard deviation at location C2

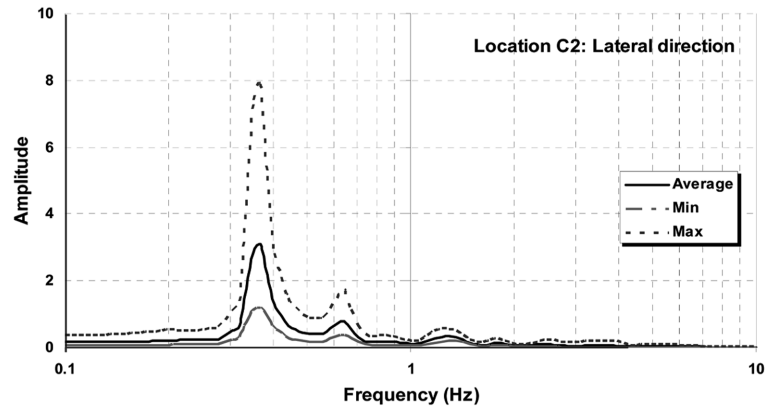


Fig. 11(c) Frequencies of the bridge in the lateral direction with the standard deviation at location C2

Table 3 Identified experimental modal frequencies of the bridge

Mode	Frequencies (Hz)	Direction
1	0.36	Vertical (Z)
2	0.38	Longitudinal (NS)
3	0.39	Lateral (EW)
4	0.56	Lateral (EW)
5	0.55	Longitudinal (NS)
6	0.63	Vertical (Z)

5.3 Experimental modal frequencies

A total of 6 vibration modes of Mila’s Bridge were identified from the records in the range of 0 to 1 Hz. The first natural mode is a vertical mode with a frequency of 0.36 Hz. The first lateral mode was found to be occurring with a frequency of 0.39 Hz, while the first longitudinal mode appeared at a frequency of 0.38 Hz. Cable-stayed bridges are complex and their dynamic behavior is relatively difficult to predict due to the vibration coupling of their dynamic characteristics, which may explain the closed frequencies of some modes.

The main frequencies recorded on the bridge are illustrated in Table 3.

5.4 Comparison between analytical and experimental frequencies

Table 4 shows a comparison between the analytical, f_{cal} , and the measured, f_{meas} , frequencies of the bridge.

The frequencies obtained from the analytical model and those from the tests in the vertical and lateral directions are relatively comparable for the first two modes. However, in the longitudinal direction, the finite element model in the analysis seems very stiff. The adopted model could be improved by considering the realistic nature of these boundary conditions as well as the permissible degrees of freedom of the deck-tower bearings.

Table 4 Comparison of the analytical and test results

Direction	Mode	f_{meas} (Hz)	f_{cal} (Hz)	f_{cal}/f_{meas}
Vertical	1	0.36	0.34	0.94
	2	0.63	0.44	0.70
Lateral	1	0.39	0.38	0.97
	2	0.55	0.56	1.02
Longitudinal	1	0.38	0.92	2.42
	2	0.56	1.08	1.93

6. Estimation of the modal damping

Damping is a characteristic that quantifies the energy dissipated by a loaded structure. The quantification of damping is complex because internal frictions within and/or at connections are difficult to model. On the other hand, the experimental methods such as the ambient vibration test make it possible to evaluate the damping coefficient by analyzing the recorded response of the structure to a dynamic input. The random decrement method was adopted to estimate the modal damping coefficients of the bridge. A brief introduction of this method is introduced hereafter.

6.1 Determination of the damping coefficient by the random decrement method

The random decrement method (Dunand *et al.* 2002) is based on the fact that the response of a dynamic system (e.g., a simple oscillator) to a random vibration can be broken up into two parts. The first part corresponds to the impulse response of the system and the second part to its forced response. The idea is to remove the random component to reveal the impulse response by doing the summation of a great number of windows of the signal (Fig. 12) which all have the same initial

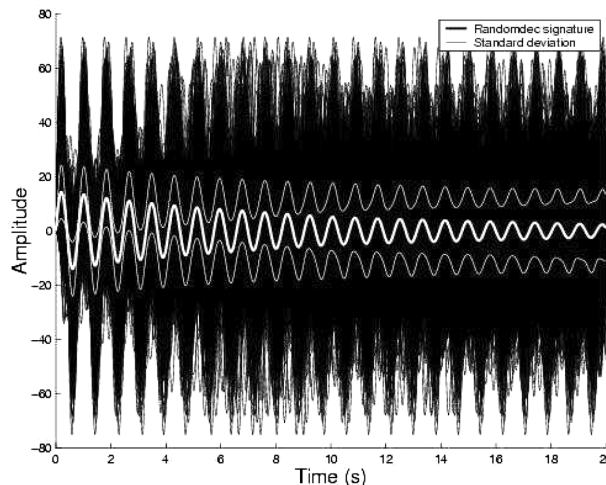


Fig. 12 Average (large white line) and standard deviation (thin white line) of 2440 windows (black lines) obtained with the Random decrement method on the Millikan Library in the lateral direction (Dunand *et al.* 2002)

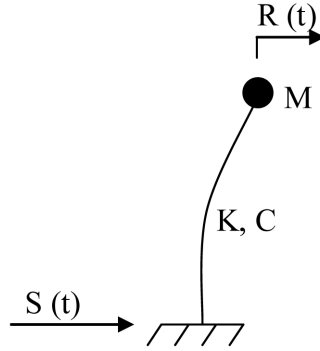


Fig. 13 Simple Oscillator

conditions (e.g., null displacement and positive velocity). The random part of the response becomes weak in front of the impulse response which has a zero average at the end of the signal. Then, starting from the impulse response, it is possible to deduce the frequency f_0 and the damping coefficient ξ by using the logarithmic decrement method (Clough and Penzien 2003).

6.2 Theoretical approach

The method of the random decrement can be explained by the study of the response of a Single Degree Of Freedom, SDOF, oscillator to a random excitation. The simple oscillator with a mass M , a rigidity K , and a damping C , is subjected to a random excitation with imposed displacement $S(t)$ (Fig. 13). Its response in terms of relative displacement $R(t)$ can be deduced from the differential Eq. (1), which can be rewritten in the reduced form given by Eq. (2).

$$M.\ddot{R}(t) + C.\dot{R}(t) + K.R(t) = -M.\ddot{S}(t) \tag{1}$$

$$\ddot{R}(t) + 2\xi\omega_0.\dot{R}(t) + \omega_0^2.R(t) = -\ddot{S}(t) \tag{2}$$

By assuming that the oscillator's behavior is linear-elastic, it is possible to apply the principle of superposition. The ambient vibration noise enters within the framework of this assumption from its low level of excitation. In such case, it is possible to break up the excitation into several parts and make summation of the responses to obtain the resultant response. By separating the excitation $S(t)$ into two parts, respectively, $S_1(t)$ and $S_2(t)$ before and after a time t_0 , the response, as illustrated in Fig. 14, would be $R_1(t)$ for $S_1(t)$ and $R_2(t)$ for $S_2(t)$:

$$\begin{aligned} S_1(t) &= S(t) \text{ for } t < t_0 \text{ and } S_1(t) = 0 \text{ for } t > t_0 \\ S_2(t) &= 0 \text{ for } t < t_0 \text{ and } S_2(t) = S(t) \text{ for } t > t_0 \end{aligned}$$

The interested responses of the oscillator after the time t_0 , $R_1(t > t_0)$ and $R_2(t > t_0)$ would take the following forms:

- The response to the imposed displacement $S_1(t)$:

After the time t_0 , the response $R_1(t)$ is a free oscillation of the form of Eq. (3) for an oscillator with one degree of freedom. $R_1(t)$ depends only on the displacement $R_1(t_0)$ and the velocity $\dot{R}_1(t_0)$

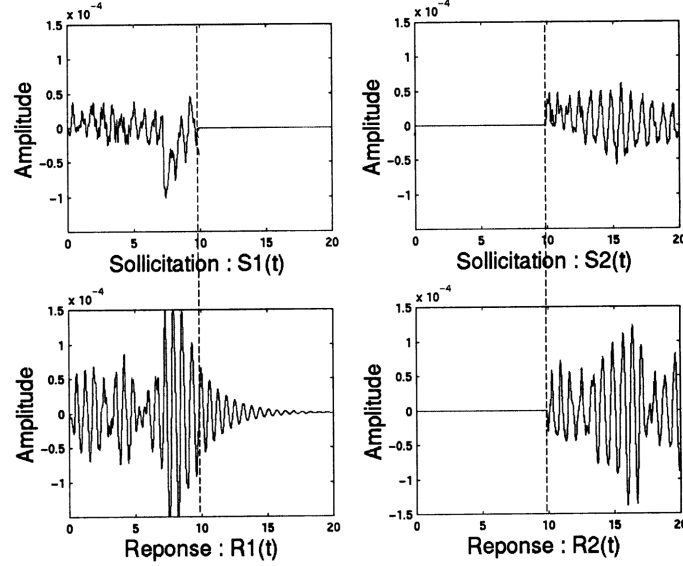


Fig. 14 Separation of the solicitation and the response in two parts

of the oscillator at the moment t_0 .

$$R_1(t) = R_1(t_0) + \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}} e^{-\xi \omega_0 (t - t_0)} \sin[(t - t_0) \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}] \quad (3)$$

- The response to the imposed displacement $S_2(t)$:

After the time t_0 , $R_2(t)$ is a forced mode which is governed by Eq. (4) for an oscillator with one degree of freedom.

$$R_2(t) = \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}} \int_{t_0}^t S_2(t - \tau) e^{-\xi \omega_0 \tau} \sin(\tau \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}) d\tau \quad (4)$$

The time t_0 can be selected with various ways, Huerta *et al.* (1998) proposed to take t_0 when the response in displacement passes by a threshold value with a positive velocity. Whereas Delome *et al.* (1990) suggested to choose t_0 when the displacement is null and the velocity is positive, thus imposing a null threshold on displacement on the preceding condition. The important parameter is to obtain windows of response with identical initial conditions. In our analysis, Delome *et al.* suggestions were selected. Finally, the summation of all the windows of the response $R(t)$ in respect to the mentioned initial conditions reveals two behaviors according to whether the responses are of the type $R_1(t)$ or of the type $R_2(t)$.

The free oscillations $R_1(t)$ will be added in a constructive way according to Eq. (5).

$$\sum_{t_0} R_1(t) = \sum_{t_0} \left\{ R_1(t_0) + \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}} e^{-\xi \omega_0 (t - t_0)} \sin[(t - t_0) \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}] \right\} \quad (5)$$

The sum will be always of the form of a free oscillation. Indeed, all responses are different only by their initial conditions $R_1(t_0)$ and $\dot{R}_1(t_0)$, the displacements and velocities of the oscillator at the

time t_0 . In this case $R_1(t_0)$ is chosen null, therefore the answers $R_1(t)$ depend only on $\dot{R}_1(t_0)$.

The answers to the random forced mode will be added in a destructive way according to Eq. (6).

$$\sum_{t_0} R_2(t) = \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}} \int_{t_0}^t [S_2(t - \tau) e^{-\xi \omega_0 \tau} \sin(\tau \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2})] d\tau \quad (6)$$

By increasing the number of windows, the random responses can be disappear because their average tends towards zero, and make appear the free oscillation of the oscillator (e.g., Fig. 12). This procedure allows the evaluation of the impulse response of the oscillator, and estimates its frequency and damping coefficient. As the impulse response is of the form of Eq. (3), a pseudo pulsation ω_1 can be extracted, which is equal to $\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}$.

In practice the damping coefficient ξ_i is low (<10%). This fact allows merging the narrow frequency band by confusion of ω_1 and ω_0 . By doing so, it is then possible to determine the period of the free oscillation by an average of the observed periods $T_0 = 2\pi/\omega_0$. The determination of the damping coefficient is done in the following way:

According to Eqs. (3) and (7), between two specified times (t) and ($t + mT_1$) spaced by a number “m” times of pseudo periods $T_1 = 2\pi/\omega_1$, the amplitude $R_1(t)$ and $R_1(t + mT_1)$ of the free oscillation decrease of a factor $e^{\xi \omega_0 m T}$. By taking the logarithm of the ratio of the respective amplitudes, the Eq. (8) shows that it is then possible to determine the value of the damping coefficient ξ (for low values of ξ).

$$R_1(t + mT_1) = \dot{R}_1(t_0) \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}} e^{-\xi \omega_0 (t - t_0 + mT_1)} \sin[(t - t_0 + mT_1) \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}] \quad (7)$$

$$\ln\left(\frac{R_1(t)}{R_1(t + mT_1)}\right) = \xi \omega_0 m T_1 = \xi \omega_0 m \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{\xi 2\pi m}{\sqrt{1 - \xi^2}} \approx \xi 2\pi m \quad (8)$$

In order to obtain an amplitude ratio, which represents of all the impulse response, the slope p of the logarithm of the extremes of the impulse response obtained by linear regression is considered. Then the damping coefficient is determined by the Eq. (9).

$$\xi = \frac{-pT}{2\pi} \quad (9)$$

Where $T = 2\pi/\omega_0$ is the period of a cycle and p the slope of the regression.

It is much more difficult to obtain meaningful estimation of the damping from ambient vibration data than to determine modal frequencies. This occurs because the small valued damping ratios are very sensitive to the non-stationary nature of the ambient vibrations, the selections of the frequency

Table 5 Modal frequencies and modal damping of the bridge

Mode	Damped experimental Frequencies (Hz)	Modal damping (%)	Direction
1	0.37	0.40	Vertical
2	0.39	0.24	Lateral
3	0.56	0.34	Lateral
4	0.64	1.25	Vertical

resolution, the averaging time during the process of data analysis and the physical measurements of the bandwidth of the spectral peaks.

Using the random decrement method, the values of the modal damping coefficients and the frequencies of vibrations of the bridge for an ambient vibration noise recording of duration of 15 minutes are given in Table 5.

Hereafter, some values of the damping coefficients obtained on the Mila bridge are presented and compared with Tampico, Figueira da Foz and Quincy Bayview bridges (Muri-Vila *et al.* 1991, Rodrigues and Campos-Costa 1998, Pridham and Wilson 2005), as shown in Table 6. These bridges were selected based on the geometric similarity, such as shape of the deck and the total length of the bridge. As illustrated in Fig. 15, it can be observed that the damping of the first and the second modes are nearly identical for Mila and Tampico bridges. However, a large gap was observed between the Figueira da Foz, Quincy Bayview and Mila bridges. Figueira and Quincy bridges showed a higher damping for the tree first modes compared to Tampico and Mila bridges. For the first and second modes, nearly the same frequencies were found for Tampico, Quincy and Mila bridges.

Since the four bridges were not exactly similar, a perfect comparison can not be made based only on the few available data on the three bridges.

For the four bridges, the measured damping coefficients are small compared to the values used in calculations for concrete structures and stipulated in many seismic codes to be taken as 5%.

Table 6 Comparison of modal frequencies and modal damping of the Mila Bridge with other bridges

Modal Frequencies and modal damping coefficients										
N	Name	Total length (m)	f_1 (Hz)	ξ_1 (%)	f_2 (Hz)	ξ_2 (%)	f_3 (Hz)	ξ_3 (%)	f_4 (Hz)	ξ_4 (%)
1	Mila Bridge	502	0.37	0.40	0.39	0.24	0.56	0.34	0.64	1.25
2	Tampico Bridge	640	0.40	0.39	0.45	0.20	0.90	-	-	-
3	Figueira da Foz Bridge	405	0.51	1.60	0.60	1.30	0.73	1.60	0.87	1.00
4	Quincy Bayview Bridge	542	0.37	1.40	0.50	-	0.56	1.10	-	-

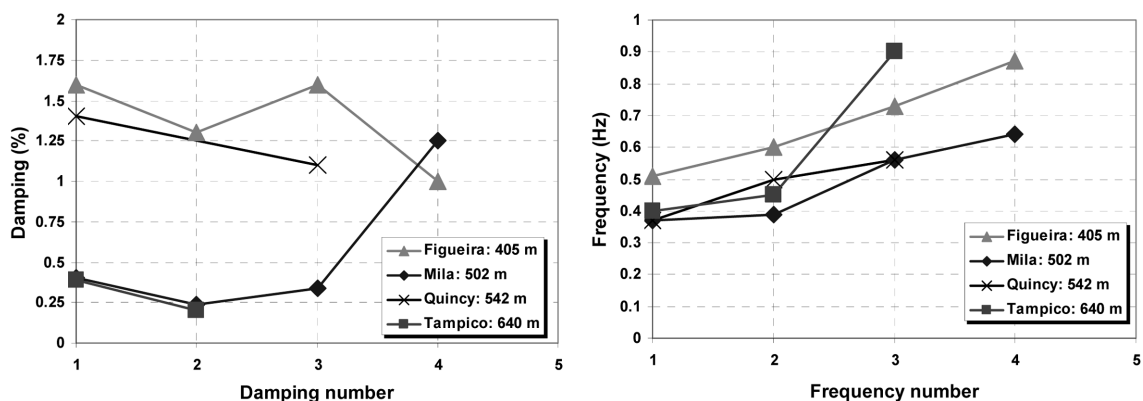


Fig. 15 Variation of the experimental modal damping ratios (left) and frequencies (right)

7. Conclusions

Cable-stayed bridges are complex and their dynamic behavior is relatively difficult to predict due to the vibration coupling of their dynamic characteristics. To evaluate the dynamic response of Mila's (Algeria) bridge a numerical model using finite elements method was suggested, based on the collected details and plans.

A series of ambient vibration tests were carried out on the bridge. The achieved operations were not simple and easy while conducting the tests. This fact was due to the topography at the location of the bridge and the difficulties to reach some places inside and outside the bridge as well as the problem faced when using the equipment during the tests. Also, in order to not disturb the traffic, many hours were necessary to complete the necessary records.

The processing of the recorded data was carried out using specific software in order to extract the dynamic characteristics of the bridge. A good agreement was obtained for the computed and measured vertical and lateral frequencies. However, scattered values, between the computed and the measured frequencies, were obtained for the longitudinal direction. The reason maybe attributed to the real nature of the boundary conditions as well as the permissible degrees of freedom of the deck-tower bearings.

Comparison in term of frequencies and damping ratios with Tampico and Figueira da Foz bridges was presented. It was found that, damping of the first and the second modes were nearly identical for Mila and Tampico bridges. However, a large gap was observed while compared to Figueira da Foz bridge. Since the four bridges were not exactly similar, a perfect comparison can not be made based only on the few available data on the three bridges.

For the four bridges, the measured damping coefficients are small compared to the values used in calculations for concrete structures and stipulated in many seismic codes to be taken as 5%.

Acknowledgements

The authors would like to express their thanks to Ali Nour of Ecole Polytechnique de Montreal of Canada for his assistance in the early stages of the study. Thanks are also extended to Farid Bouriche, Hamid Rezkallah and Rabah Bensalem of CGS for their valuable assistance in conducting the field tests.

References

- Wilson, J.C. and Liu, T. (1991), "Ambient vibration measurements on a cable-stayed bridge", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **20**, 723-748.
- Pridham, B.A. and Wilson, J.C. (2005), "A reassessment of dynamic characteristics of the Quincy Bayview Bridge using output-only identification technique", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **34**, 787-805.
- Kibboua, A. (2006), Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila, Magister Thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics, Kouba, Alger, Algeria.
- Computers and Structures, Inc. (1997) SAP 2000 Structural Analysis Program: Non Linear Version 7.40, Berkeley, California, USA.
- Gimsing, N.J. (1983), *Cable Supported Bridges*, Concept and design, Wiley, Chichester, UK.
- Fleming, J.F. and Egeseli, E.A. (1980), "Dynamic behavior of a cable- stayed bridge", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*,

- 8**, 1-16.
- Nazmy, A.S. and Abdel-Ghaffar, A.M. (1990), "Non-linear earthquake response analysis of long span cable-stayed bridges: Theory", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **19**, 45-62.
- Nazmy, A.S. and Abdel-Ghaffar, A.M. (1990), "Non-linear earthquake response analysis of long span cable-stayed bridges: Applications", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **19**, 63-76.
- Farsi, M.N. and Bard, P.Y. (1998), "Estimation of building periods and vulnerability in urban area of Grenoble (France)", *Proc. of the 11th European Conf. on Earthquake Engineering*, Rotterdam.
- Chatelain, J.L., Guéguen, P., Guillier, B., Fréchet, J., Bondoux, F., Sarrault, J., Sulpice, P. and Neuville, J.M. (2000), CityShark: A User-friendly Instrument Dedicated to Ambient Noise (Microtremor) Recording for Site and Building Response Studies, *Seismological Research Letters*, **71**(6).
- Konno, K. and Ohmachi, T. (1998), "Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **88**(1), 228-241.
- Dunand, F., Bard, P.Y., Chatelain, J.L., Guéguen, P., Vassail, T. and Farsi, M.N. (2002), "Damping and frequency from randomdec method applied to in situ measurements of ambient vibrations: Evidence for effective soil structure interaction", *Proc. of the 12th European Conf. on Earthquake Engineering*, London, UK.
- Clough, R.W. and Penzien, J. (2003), *Dynamics of Structures*, 3rd edition, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- Huerta, C.I., Roesset, J.M. and Stokoe, K.H. (1998), Evaluation of the random decrement method for in-situ soil properties estimation; The effects of surface geology on seismic motion, Irikura, Kudo, Okada & Sasatani (eds), ISBN 90 5809 030 2, pp 749-756. Balkema, Rotterdam.
- Delome, A., Kopff, P. and Andriambololona, H. (1990), Identification expérimentale des paramètres modaux du barrage de Laparan et application d'une méthode de sensibilité pour le recalage d'un modèle Eléments Finis, Technical Report. EDF HP-51/89.132, D1-D7, Paris.
- Muri-Vila, D., Gomez, R. and King, C. (1991), "Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico bridge", *J. Struct. Eng.*, ASCE, **117**(11), 3396-3416.
- Rodrigues, J. and Campos-Costa, A. (1998), "Experimental modal analysis of bridge structures: Case studies", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.