

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Variation de la rigidité et de l'amortissement
d'une section de pylône à treillis en fonction
du niveau de sollicitation

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Jean-Yves TAILLON

Jury : Frédéric LÉGERON (directeur)
Nathalie ROY
Louis CLOUTIER

Sherbrooke (Québec) Canada

Août 2011



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-91006-1

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-91006-1

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

*«La vie n'est pas un combat mais, une
passion à défendre!»
-Mass Hysteria*

À mon Boudou, mon Loulou et mon amour,
Josée

RÉSUMÉ

Le design des structures en treillis est souvent contrôlé par des charges dynamiques comme le vent, les séismes ou des chocs dus à des ruptures soudaines comme les bris de conducteurs pour un pylône servant au transport d'énergie. Afin d'être en mesure de bien évaluer la réponse de ces structures dans le but d'optimiser leur conception, il faut être en mesure de bien définir les paramètres dynamiques tels que la rigidité et l'amortissement en fonction de la sollicitation. Il semble y avoir un manque de données dans la littérature pour définir ces paramètres.

Afin de combler une partie du manque de données sur le sujet et de tester différentes techniques de modélisation en fonction de la sollicitation, une section d'un pylône électrique de 8 m de haut a été érigée au laboratoire et testée en régime d'oscillation libre résultant d'un lâché à plusieurs niveaux d'effort allant de 5 à 100% de la capacité théorique du pylône. Plusieurs modélisations numériques ont aussi été réalisées et comparées aux résultats expérimentaux.

Steel lattice structure design is often controlled by dynamic loads such as wind and earthquake or shocks resulting from broken component such as guy cables or conductors. In order to properly evaluate the response of these structures under this type of loads, it is necessary to model accurately the structure. However, there is a lack of data in litterature defining those parameter. As well, the variation of stiffness and damping with the load level is not very well researched.

In order to provide additional data and guidance on the modelling techniques to be used for lattice structures, and specifically to evaluate the relation of stiffness and damping with the load level, a 8 m long section of a transmission line tower was erected, pulled at different level of sollicitation and brought to free vibration after the load was suddenly released. Numerical modelling were also conduct and compared to experimental results. Clear guidance are provided for practicing engineer interested in the modelling of such structures.

Mots-clés : Rigidité, Amortissement, Modélisation numérique, Structure à treillis, Non-linéarité

REMERCIEMENTS

J'aimerais d'abord remercier le professeur Légeron de m'avoir permis de faire une maîtrise. La contribution financière du CRSNG, d'Hydro-Québec et de RTE pour la réalisation de cette recherche via la chaire HQT/RTE sur le transport d'énergie a été grandement appréciée.

J'aimerais aussi remercier le personnel technique de l'Université de Sherbrooke, particulièrement M. Frédéric Turcotte et M. Daniel Breton pour leur travail. J'aimerais aussi remercier M. Simon Prud'homme pour son aide et son amitié.

Finalement, j'aimerais remercier toute ma famille et mes amis pour leur support tout au long de cette aventure. Plus particulièrement ma conjointe Josée pour sa patience et son amour. J'aimerais aussi remercier ma fille Julianne et mon fils Justin pour m'avoir donné le courage de continuer. Vos petits accomplissements mon inspiré tout au long de cette aventure.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Mise en situation	1
1.2	Programme expérimental	2
1.3	Résultats expérimentaux et analyse	3
1.4	Modélisation	3
1.5	Présentation du mémoire et de l'article	4
2	REVUE DE LITTÉRATURE	5
3	OBJECTIF DU PROJET	8
3.1	Définition du projet	8
3.2	Prises de mesures au laboratoire	8
3.3	Modélisation par éléments finis	10
3.4	Analyse des données	10
4	ANALYSE DES RÉSULTATS	11
4.1	Avant propos	11
4.2	Résumé de l'article	11
4.3	Introduction	12
4.4	Experimental program	14
4.4.1	Overview of the research program	14
4.4.2	Experimental setup	14
4.4.3	Testing procedure	15
4.4.4	Instrumentation	15
4.4.5	Data acquisition and processing	17
4.5	Experimental results	19
4.5.1	General observations	19
4.5.2	Tower attachment flexibility	19
4.5.3	Effect of the applied force level on the static stiffness	21
4.5.4	Effect of the load level on frequency and evolution of stiffness in dynamics	21
4.5.5	Effect of load level on damping	24
4.6	Modeling techniques for lattice towers	27
4.7	Conclusions and recommendations	31
5	CONCLUSION ET RECOMMANDATION DE TRAVAUX FUTURS	33
A	FIGURES EN FRANÇAIS	36
B	DONNÉES ET FIGURES SUPPLÉMENTAIRES	46
C	ORGANIGRAMME DU DVD DE DONNÉES	53

LISTE DES FIGURES

3.1	Dessin du pylône 315 kV et section d'essai.	9
4.1	Test structure and 315 kV complete structure drawing.	16
4.2	Location and measurement direction of instrumentation.	16
4.3	Acceleration before data processing for the test at 25 kN (2 nd series).	18
4.4	FFT of the acceleration signal for the test at 25 kN (2 nd series).	18
4.5	Filtered acceleration time history for the test at 25 kN (2 nd series).	20
4.6	Displacement of the leg in tension at different load levels.	20
4.7	Force measured in the load cell at breaking of the fuse as a function of the top displacement.	22
4.8	Static stiffness as a function of the breaking force of the fuse.	22
4.9	Frequency as a function of acceleration level for the three series.	23
4.10	Frequency calculated on the first cycle as a function of the braking force of the fuse for the three series.	23
4.11	Reduction of the dynamic stiffness as a function of the breaking force of the fuse.	25
4.12	Reduction of the frequency as a function of the reduction in static stiffness.	25
4.13	Logarithmic decrement as a function of the acceleration for the three series.	26
4.14	Damping ratio average of the 2 top accelerometers for the 1 st and 2 nd cycles as a function of the breaking force of the fuse.	26
4.15	Damping ratio average on 5 or 30 first cycles as a function of the breaking force of the fuse.	30
4.16	Force applied at the top as a function of top displacement and predictions for models 2, 3 and 4.	30
A.1	Déplacement moyen des appuis en tension en fonction de la charge.	36
A.2	Charge de rupture (cellule de charge) en fonction du déplacement en tête.	36
A.3	Rigidité statique en fonction de la charge de rupture.	37
A.4	Fréquence en fonction de l'accélération pour les 3 séries.	37
A.5	Fréquence du premier cycle en fonction de la charge de rupture pour les 3 séries.	38
A.6	Amortissement en fonction de l'accélération pour les 3 séries.	38
A.7	Amortissement moyen sur 5 ou 30 cycles en fonction de la charge de rupture.	39
A.8	Charge de rupture en fonction du déplacement en tête avec les prédictions des modèles 2, 3 et 4.	39
A.9	Perte de rigidité en fonction de la charge de rupture.	40
A.10	Diminution de la fréquence en fonction de la perte de rigidité statique.	40
A.11	Diminution de la fréquence en fonction de la charge de rupture.	41
A.12	Diminution de la rigidité statique et dynamique en fonction de la charge de rupture.	41
A.13	Diminution de la rigidité statique en fonction de la charge de rupture.	42

B.1	Localisation précise de l'instrumentation et orientation des mesures.	46
B.2	Accélération (accéléromètre 1) en fonction du temps.	47
B.3	Accélération (accéléromètre 2) en fonction du temps.	47
B.4	Accélération (accéléromètre 3) en fonction du temps.	48
B.5	Accélération (accéléromètre 4) en fonction du temps.	48
B.6	Accélération (accéléromètre 5) en fonction du temps.	49
B.7	Accélération (accéléromètre 6) en fonction du temps.	49
B.8	Déplacement en fonction du temps (non-corrigé).	51
B.9	Amplitude de déplacement en fonction de la fréquence	51
B.10	Déplacement en fonction du temps (corrigé).	52
C.1	Organigramme du DVD de données fourni avec le mémoire.	53

LISTE DES TABLEAUX

4.1	Summary of the experimental results	20
4.2	Modeling method, mode shape and frequency associated with each modeling technique.	28
A.1	Force obtenue vs force désirée.	42
A.2	Force et déplacement en tête pour les 3 séries.	43
A.3	Force et rigidité statique pour les 3 séries.	44
A.4	Technique de modélisation, déformée et fréquence associées à chaque technique.	45

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Mise en situation

L'électricité est une des formes d'énergies les plus utilisées dans nos vies. Cependant, le transport de l'électricité de manière fiable est un défi constant dans un réseau qui s'étend sur de très grandes distances, comme celui que l'on retrouve au Québec. C'est pour cette raison que les structures servant au transport d'énergie électrique doivent être le plus fiables et efficaces possibles. C'est ici que l'importance de la conception des structures servant à transporter l'énergie prend tout son sens. Cependant, pour faire la meilleure conception possible des lignes de transport d'énergie, en particulier des pylônes à treillis, on doit bien connaître les phénomènes qui affectent celles-ci. Aussi, comme les structures en treillis sont très communes, les paramètres dynamiques étudiés ne s'appliquent pas seulement aux pylônes à treillis, mais à toutes les structures à treillis semblables comme les tours de télécommunication, les superstructures de signalisation et autres ouvrages en treillis élancés.

La conception des structures de ligne élancées en treillis se fait de manière statique dans la pratique. On remplace les charges dynamiques qui affectent la structure en treillis par des charges équivalentes statiques. La conception dynamique est beaucoup plus complexe et est souvent beaucoup plus étudiée et utilisée en recherche. De plus, les propriétaires de lignes s'intéressent aussi au comportement dynamique de ces structures élancées afin d'améliorer la vie utile des lignes de transport. La liste des charges dynamiques auxquels ces ouvrages doivent faire face est nombreuses, on a qu'à penser au vent et aux bris de conducteurs. Il en va de même pour les tours de télécommunication et autres ouvrages élancés en treillis. Pour être en mesure de faire de la modélisation dynamique, les concepteurs doivent connaître les différentes caractéristiques dynamiques des éléments qui composent la structure en treillis. Il y a deux principaux paramètres dynamiques à connaître, soit la rigidité dynamique et l'amortissement.

Ces designs statiques et dynamiques peuvent être faits à l'aide de logiciel d'analyse par éléments finis. Ces logiciels donnent de très bons résultats en ce qui a trait à la modélisation dynamique de structures plus conventionnelles en génie civil comme les ponts, les bâtiments multi étagés, etc. Nous savons que ce genre de logiciel peut être utilisé dans la modélisation

des lignes de transport. Cependant, aucune corrélation n'a été faite afin de valider les paramètres de rigidité et d'amortissement utilisés dans les logiciels d'analyse par éléments finis et les résultats obtenus en laboratoire. En effet, les tests en laboratoire sont des tests qui sont très difficiles à réaliser, car ils coûtent très cher. C'est pourquoi il y a peu de données sur le sujet dans la littérature.

1.2 Programme expérimental

Le but de l'étude sera donc de déterminer les paramètres de rigidité et d'amortissement d'une section de pylône à treillis en laboratoire. Pour ce faire une section de 8 m de haut d'un pylône d'alignement de 315 kV sera érigée dans le laboratoire du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Ensuite des essais en vibration libre avec lâcher initial seront faits. La section étudiée est le fût où les consoles sont attachées. Les consoles sont les membrures en treillis horizontales qui servent à retenir les conducteurs. La partie du fût étudié avait une section de 2 m par 2 m. La section a été jugée représentative du comportement global d'un pylône entier et d'une tour de télécommunication. La section est principalement composée de deux types de cornières galvanisées ; soit des L89x89x7,9 pour les membrures jambes ; soit des L76x76x4,8 pour les membrures diagonales et transversales. Toutes les membrures étaient reliées à l'aide de 2 boulons A325 de 5/8" (15,9 mm) sur une plaque de gousset.

De plus, un système pour ancrer le pylône à la dalle technique sera fabriqué à l'aide de plaques et de cornières. 4 barres à haute résistance (*Dywidag*) fixeront les pattes du pylône à la dalle technique de 900 mm. L'érection de la section se fera en séparant la section en 2 parties. Les 2 parties seront érigées verticalement une à côté de l'autre. Par la suite fixera la partie supérieure sur la partie inférieure à l'aide d'un pont roulant. Tous les boulons de la section seront serrés à bloc, tel que spécifié dans la norme canadienne [CSA, 2009]. Un diaphragme sera aussi ajouté sur le dessus de la section de pylône. Ce diaphragme aura deux fonctions, d'abord il nous permettra de fixer le système de lâcher sur le pylône et il nous permettra d'éviter d'avoir de la torsion dans le pylône.

La section de pylône sera mise en vibration libre avec lâcher initial. Lors d'un essai avec lâcher initial l'excitation enregistrée par les accéléromètres provient des oscillations que subit la structure suite à l'imposition d'un déplacement initial. Une fois relâchée, la section de pylône entre en régime libre dissipatif où l'amplitude de l'oscillation diminue jusqu'à ce que la stabilité soit atteinte. Le système pour faire les lâchers est composé d'un treuil électrique couplé à une série de 4 poulies. Les forces iront de 5 à 105 kN, ce qui représente

de 5 à 100% de la capacité théorique de la section à l'essai. Le système qui contrôlera la force du lâcher sera constitué d'une barre d'acier encochée pour rompre à une charge prédéterminée. 3 séries de tests seront faites, soit de 5 à 100% de la capacité théorique suivie d'une série descendante de 100 à 5%. Par la suite un resserrage de tous les boulons sera effectué et une dernière série identique à la première sera effectuée.

Évidemment, une instrumentation complète constituée de cellule de charge, de LVDT, de lasers et d'accéléromètres sera utilisée pour l'acquisition des données. Les signaux des accéléromètres seront principalement analysés dû à leur grande précision.

1.3 Résultats expérimentaux et analyse

Tout d'abord, il est important de mentionner que toutes les données brutes seront disponibles dans le *DVD* qui accompagne ce mémoire. L'analyse des données se fera sur trois thèmes principaux. L'analyse de la rigidité statique en fonction de l'amplitude de charge sera le premier thème abordé. Ensuite, l'analyse de la rigidité dynamique (via l'analyse de la fréquence) sera le deuxième thème abordé. Le troisième thème abordé sera l'analyse de l'amortissement en fonction de l'amplitude de charge. Une fois ces trois analyses faites, il sera ainsi possible d'évaluer le comportement dynamique global de la section de pylône en fonction de l'amplitude de charge. Il ne restera plus qu'à comparer ces résultats à ceux obtenus à l'aide des différents types de modélisation.

1.4 Modélisation

Une fois l'analyse terminée, il devient intéressant de comparer les résultats avec ceux obtenus à l'aide de logiciel d'analyse par éléments finis. Nous pourrons ainsi valider le comportement dynamique obtenu avec un logiciel et ceux observés en laboratoire. Ainsi, il sera possible de caractériser les paramètres de rigidités et d'amortissement d'un pylône. De plus, ceci nous permettra de valider le logiciel d'analyse par éléments finis utilisé pour la modélisation de structures à treillis.

Pour ce faire 3 principaux types de modélisation seront faits. D'abord, un modèle avec des éléments treillis, c'est-à-dire que toutes les membrures seront rotulées aux extrémités. Le deuxième type de modélisation sera fait avec des éléments poutres et finalement le troisième type de modélisation sera un modèle hybride où l'on retrouvera les 2 types d'éléments. Les différents modèles seront comparés entre eux et avec les résultats expérimentaux afin de valider les techniques utilisées dans la pratique.

1.5 Présentation du mémoire et de l'article

Le présent mémoire contient une revue de littérature concernant la définition de la rigidité et de l'amortissement en fonction de l'amplitude de charge présenté au chapitre 2.

Le chapitre 3 présente les principaux objectifs du programme de recherche, c'est-à-dire la définition du projet, les prises de mesures au laboratoire la modélisation par éléments finis et l'analyse de données.

L'analyse des données se retrouve dans le chapitre 4 de ce mémoire. Ce chapitre est constitué de l'article soumis à la revue *Journal of Constructionl Steel Research* qui décrit en détail le programme expérimental ainsi que les principaux résultats de la recherche.

Le chapitre 5 présente une conclusion et les recommandations pour les travaux futurs. Cette conclusion dresse l'état des principaux résultats et propose des voies de recherches pour l'avenir.

De plus, on retrouve l'ensemble des figures (voir annexe A) avec une description en français, l'ensemble des principaux résultats est donné en annexe (voir annexe B) et les résultats bruts (tableaux et graphiques) sont fournis sur un DVD de données (voir annexe C).

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

Les structures à treillis sont des structures très communes, que ce soit pour le transport d'électricité, pour les antennes, les passerelles piétonnières ainsi que les superstructures de signalisation. Ces structures sont souvent conçues en fonction de charges dynamiques telles que le vent, les tremblements de terre ou encore les bris de conducteurs.

Dans la littérature, Zivanovic *et al.* [2005] mentionnent que l'amortissement est un paramètre important dans la conception d'une passerelle piétonnière et qu'il peut être difficile à évaluer. McClure et Lapointe [2003] mentionnent que les effets dynamiques doivent être observés et étudiés afin d'avoir un modèle le plus représentatif de la réalité possible. De plus, Baenziger *et al.* [1994] mentionnent que les oscillations de basses fréquences et de grandes amplitudes des lignes électriques sont très dommageables pour les structures de supports. Les exemples (voir [McClure et Lapointe, 2003], [Baenziger *et al.*, 1994]) ne manquent pas dans la littérature pour démontrer l'importance de la modélisation et de la détermination des paramètres dynamiques des structures élancées en treillis.

Zivanovic *et al.* [2005] mentionnent que l'amortissement peut-être difficile à évaluer dû au fait que plusieurs mécanismes peuvent causer de l'amortissement. Les mécanismes de pertes d'énergie des structures sont très complexes et difficiles à modéliser [Paultre, 2005]. La dissipation d'énergie se fait habituellement par radiation et par frottement. Jeary [1996] mentionne que l'énergie est souvent dissipée sous forme de micro fissures qui s'allongent pour les structures en béton. Les systèmes de dissipation d'énergie sont très complexes, c'est pourquoi on utilise l'amortissement visqueux équivalent pour des fins de modélisation. Jeary [1996] mentionne que cette pratique peut créer certains problèmes lorsque l'on rencontre des structures où l'amortissement visqueux équivalent ne s'applique pas bien dû à la présence d'autre système de dissipation d'énergie. Il est aussi évident que l'amortissement visqueux n'est pas une méthode adéquate lorsque l'amortissement n'est pas linéaire.

Kitipornchai *et al.* [1994] mentionnent que le comportement des structures élancées en treillis n'est pas pas linéaire. Ceci peut-être attribué aux glissements des connexions. Les connexions boulonnées ont un comportement relativement linéaire jusqu'à ce qu'elles glissent, ce qui peut entraîner des non-linéarités locales. La charge nécessaire pour faire glisser une connexion est directement reliée à la tension initiale [Ungkurapinan *et al.*, 2003].

Cependant, ce paramètre est souvent mal contrôlé dans la pratique due aux différentes techniques de boulonnage utilisées. Le glissement des connexions boulonnées entraîne une perte de rigidité et une augmentation du niveau d'amortissement. Ceci met donc en relief la relation possible entre le niveau de charge et le comportement de la structure en treillis : si les charges sont suffisamment importantes, les connexions glissent ce qui peut conduire à une perte de rigidité et à une augmentation de l'amortissement.

Glanville *et al.* [1996] ont testé une tour de télécommunication en vibration libre à de faibles charges et ils ont observé des taux d'amortissements variant de 0,5% à 1% de l'amortissement critique. Ostendorp [1997] a testé une tour micro-onde de 30 m de haut. Lors des tests il a chargé la tour jusqu'à 40% de sa capacité théorique et il l'a ensuite relâchée en vibration libre. Lorsque la tour était en vibration libre, il a mesuré des amortissements critiques variant de 0% à 40% avec une moyenne à 17%. Ceci met en relief la grande variation de l'amortissement en fonction des différents niveaux de charge, sans toutefois donner d'indication claire sur leur relation.

Le même genre d'observation sur la variation de l'amortissement en fonction du niveau de sollicitation a été observée par Jeary [1996]. Dans ses travaux, l'amortissement d'un édifice élevé passait de 0,4% à 1,1% avec une augmentation du déplacement initial. Tamura et Suganuma [1996] ont aussi observé une forte dépendance de la fréquence et de l'amortissement avec le niveau de contrainte sur une charpente d'acier. Ils ont mesuré l'amortissement avec deux méthodes différentes et ont trouvé des valeurs variant de 0,4% à 1,2% avec la première méthode et de 0,8% à 1,8% avec l'autre. Il est intéressant de noter qu'avec les 2 méthodes différentes ils ont trouvé une variation de l'amortissement en fonction du niveau de contrainte imposé. Fukuwa *et al.* [1996] ont aussi noté que l'amortissement et la fréquence variaient avec l'amplitude de réponse d'un bâtiment d'acier. Ils ont cependant attribué cette observation à la participation d'éléments non structuraux.

La relation entre le niveau de charge et l'amortissement est aussi observable dans les différents codes et normes. On note une variation des valeurs d'amortissement propre au type de chargement. L'ASCE [2010] recommande dans son commentaire des valeurs de 0,15% à 0,5% pour les effets du vent sur les tours d'acier et de 5% pour les tremblements de terre. L'ASCE [2010] reconnaît aussi dans son commentaire que l'amortissement peut être influencé par le niveau de réponse de la structure. Pour l'analyse dynamique élastique, l'AASHTO [2010] recommande des valeurs de 1% pour des structures d'acier boulonnées et soudées. La norme canadienne de pont [CSA, 2010] recommande des valeurs d'amortissement de 0,75% à 1% pour l'analyse au vent des structures de signalisation et l'analyse à la vibration des passerelles piétonnières. L'AISC [2008] propose des valeurs d'amortisse-

ment de 3% à 5% pour une structure d'acier en design sismique. L'Eurocode 1, partie 1-4, qui traite de l'influence du vent sur les structures, propose des valeurs d'amortissement structural de 0,32% pour les treillis d'acier soudés, de 0,48% lorsque des boulons à hautes résistances sont utilisés et de 0,8% lorsque des boulons réguliers sont utilisés. L'Eurocode 8, partie 1-1, qui traite du design sismique, propose des valeurs de 2% pour des treillis d'acier soudés et de 4% lorsque les treillis sont boulonnés. Il est observable qu'il n'y a aucun consensus général sur les valeurs d'amortissement à utiliser en fonction du niveau de sollicitation. Il n'y a pas de consensus non plus sur le type de modélisation à utiliser en fonction du niveau de charge. Ceci est probablement dû au manque de donnée dans la littérature concernant les valeurs d'amortissement et de rigidité sur les structures à treillis [Glanville *et al.*, 1996] [DaSilva *et al.*, 2005].

Il apparait évident dans la littérature qu'une modélisation adéquate des structures à treillis est importante. Il faut cependant modéliser avec les bons paramètres dynamiques. Il est aussi clair que les paramètres dynamiques tels que l'amortissement et la rigidité sont des mécanismes complexes et difficiles à évaluer. L'amortissement des structures à treillis est aussi non linéaire dû au glissement des connexions. Des variations importantes de l'amortissement ont été observées dans la littérature en fonction du niveau de charge et de contrainte. On peut observer une tendance semblable dans les différents codes et normes à travers le monde. Toutefois, il y a une discordance importante entre les valeurs d'amortissement prescrite par les différents codes en fonction de la nature de la sollicitation. Il apparait donc nécessaire d'enrichir les banques de données sur le comportement dynamique non linéaire des structures à treillis en fonction de la sollicitation.

CHAPITRE 3

OBJECTIF DU PROJET

Suite à la lecture des divers articles sur le sujet, il est évident qu'il faut effectuer des prises de mesures en laboratoire afin de déterminer divers paramètres dynamiques, tels que la rigidité et l'amortissement. Il y a un besoin d'enrichir la banque de données concernant la définition de la rigidité et de l'amortissement des structures à treillis. Une fois ces paramètres déterminés en laboratoire, il faudra les utiliser dans un logiciel d'analyse par éléments finis. Ainsi, il nous sera possible de comparer les résultats des essais avec ceux obtenus à l'aide de modèles par éléments finis. Il faudra ensuite établir les limites des modèles informatiques afin de fournir des indications aux concepteurs pour qu'ils puissent modéliser adéquatement les structures face aux charges de différentes amplitudes comme le vent, les bris de conducteurs ou les séismes. Un programme expérimental a donc été mené à la chaire HQT/RTE à l'Université de Sherbrooke.

Cette section présente la définition de ce projet de maîtrise ainsi que la méthodologie qui sera établie afin de le réaliser.

3.1 Définition du projet

Le projet consiste à déterminer, par des essais en vibration libre avec lâcher initial, la rigidité et l'amortissement d'un pylône en fonction du niveau d'effort. Ensuite, il faudra comparer les résultats obtenus en laboratoire avec ceux obtenus avec le logiciel d'analyse par éléments finis.

3.2 Prises de mesures au laboratoire

L'objectif du programme expérimental est de fournir des données sur l'amortissement des structures à treillis. Pour ce faire, la fréquence de vibration et l'amortissement d'une section de pylône en vibration libre ont été mesurés. Afin de mettre en vibrations libres la section, des lâchers variant de 5 à 100% de sa capacité théorique ont été effectués. La rigidité était mesurée statiquement lors du chargement de la structure et dynamiquement lorsque la section était en vibration libre par le biais de la fréquence. L'analyse des données ainsi

que de la modélisation à l'aide d'éléments finis va fournir des indications aux concepteurs pour modéliser dynamiquement ces structures.

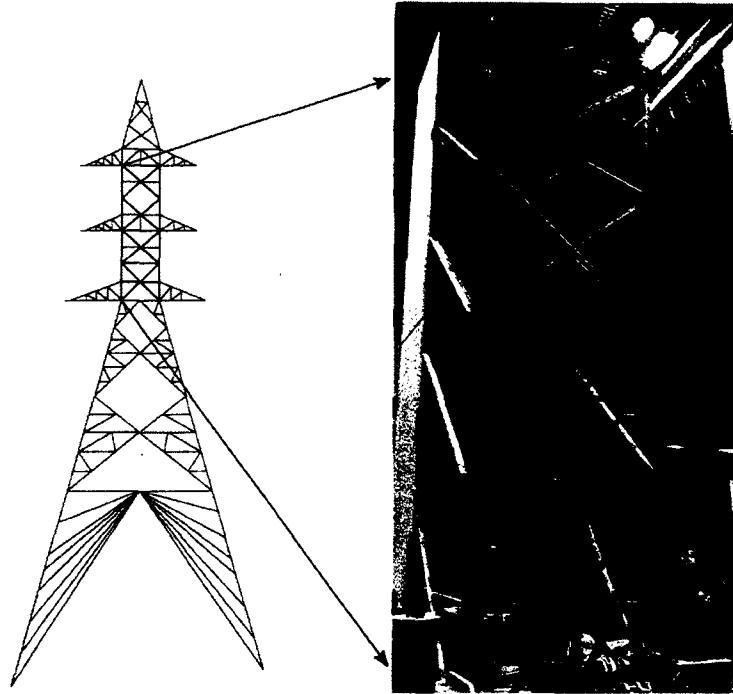


Figure 3.1 Dessin du pylône 315 kV et section d'essai.

Le programme expérimental a pour but de démontrer clairement l'influence du niveau de charge dans le comportement dynamique d'une structure à treillis. Le but n'est pas de démontrer l'amortissement général, mais bien celui dû simplement à la structure en treillis, les fondations typiques des structures à treillis ne sont donc pas analysées. Une section de treillis de 2 m par 2 m et de 8 m de haut a été érigée dans le laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Il s'agit du fût d'un pylône d'alignement d'une ligne électrique de 315 kV (voir Fig.3.1). Le fût est la partie du pylône où sont fixées les consoles qui soutiennent les conducteurs. Il est raisonnable de penser que le comportement de la section du pylône sera comparable à celui du pylône complet. En effet, cette partie du pylône est l'équivalent du cur du pylône, car il fait la jonction entre les conducteurs et les membrures jambes. Les connexions ont été serrées à bloc. Ce type de connexion fût choisi, car c'est la pratique courante dans le domaine du transport d'énergie. La section de pylône a été directement fixée à la dalle technique et était mise en charge à l'aide d'un système de lâcher.

3.3 Modélisation par éléments finis

La première étape sera de modéliser le pylône à l'aide d'un logiciel d'éléments finis. Le logiciel choisi est *Advance Design America (ADA)* de *Graitec*. Celui-ci sert à modéliser la géométrie de la structure étudiée, à définir les matériaux, les conditions limites, les charges, etc. C'est aussi ce programme qui sert à faire l'analyse du pylône. Ce programme a été choisi, car il est très commun dans la pratique au Québec.

Nous ferons d'abord une analyse primaire de la première fréquence propre trouvée en laboratoire que nous comparerons avec les résultats obtenus à l'aide du logiciel. Puis nous allons ensuite augmenter les charges et faire tous les essais décrits précédemment pour ensuite analyser les données et les comparer avec les différentes valeurs des différents modèles que nous avons faits à l'aide du logiciel d'analyse par éléments finis. Nous allons ensuite modifier les paramètres des différents modèles pour tenir compte de l'amortissement et de la rigidité variable dus aux glissements des connexions. Les paramètres de rigidité et d'amortissement variable auront été déterminés au préalable lors des essais en laboratoire.

3.4 Analyse des données

Une fois la modélisation et les essais complétés, nous analyserons et comparerons le premier mode de déformation à celui obtenu à l'aide du logiciel d'éléments finis. Pour ce faire nous passerons le signal dans un filtre passe-bande afin d'isoler le premier mode (le seul sollicité). Les extremums seront ensuite isolés à l'aide d'une fonction afin de mesurer le décrement logarithmique. Les paramètres de rigidité statique et dynamique seront aussi analysés et comparés.

Une fois ceci fait, nous pourrons soit valider les paramètres des modèles par éléments finis, soit faire des recommandations sur les mesures à prendre afin de faire un design le plus juste possible.

CHAPITRE 4

ANALYSE DES RÉSULTATS

4.1 Avant propos

Le présent chapitre présente l'article soumis au *Journal of Constructional Steel Research*. Jean-Yves Taillon, ingénieur et étudiant à la maîtrise à l'Université de Sherbrooke et Frédéric Légeron, ingénieur Ph. D. et professeur titulaire à l'Université de Sherbrooke sont les principaux auteurs. Simon Prud'homme, ingénieur junior M. Sc. A. et étudiant au doctorat à l'Université de Sherbrooke a aussi participé aux travaux de recherche. L'article a été soumis le 20 mai 2011 et a pour titre «Variation de la rigidité et de l'amortissement d'une section de pylône à treillis en fonction du niveau de sollicitation».

4.2 Résumé de l'article

Le design des structures en treillis est souvent contrôlé par des charges dynamiques comme le vent, les séismes ou des chocs dus à des ruptures soudaines comme les bris de conducteurs pour un pylône servant au transport d'énergie. Afin d'être en mesure de bien évaluer la réponse de ces structures dans le but d'optimiser leur conception, il faut être en mesure de bien définir les paramètres dynamiques tels que la rigidité et l'amortissement en fonction de la sollicitation. Il semble y avoir un manque de données dans la littérature pour définir ces paramètres.

Afin de combler une partie du manque de données sur le sujet et de tester différentes techniques de modélisation en fonction de la sollicitation, une section d'un pylône électrique de 8 m de haut a été érigée au laboratoire et testée en régime d'oscillation libre résultant d'un lâché à plusieurs niveaux d'effort allant de 5 à 100% de la capacité théorique du pylône. Plusieurs modélisations numériques ont aussi été réalisées et comparées aux résultats

**VARIATION OF DAMPING AND STIFFNESS OF LATTICE TOWERS
WITH LOAD LEVEL**

4.3 Introduction

Steel lattice towers are very common for transmission lines, antenna and sign structures. Their design is often controlled by dynamic loads such as wind, earthquake or shocks resulting from broken component such as guy cables or conductors. To accurately predict their response to dynamic loadings, it is necessary to model properly their stiffness and damping.

Very few studies on behavior of lattice towers have been conducted in the past [DaSilva *et al.*, 2005]. Kitipornchai *et al.* [1994] reported that the behavior of lattice towers is non linear. This can be attributed to the connection slippage. Up to the connection slippage load, connections behave fairly linearly, but slippage results in a local non linearity. The bolt slippage load is related to its pre-tension [Ungkurapinan *et al.*, 2003] which is a parameter that is not very well controlled in practice due to bolting techniques used. The connection slippage results in a loss of stiffness and increasing level of damping. This highlight the possible dependency of the behavior of lattice towers to the load level.

Glanville *et al.* [1996] have tested telecommunication towers and damping ratios of 0,5% to 1% were measured on the free vibration response following low level forced vibration. Ostendorp [1997] tested a 30 m tall lattice microwave tower. In the test, the tower was loaded up to a force of 40% of the theoretical capacity and released. The damping ratio was measured on the free vibration following release of the force and ranged from 0 to 40% with an average of 17%. This study highlighted the variation of damping for different load levels without providing clear indications on how they are related.

For steel buildings, similar experimental observations on the variation of damping with load level have been reported by Jeary [1996]. In that research, the damping of a tall building increased from 0,4% to 1,1% with an increase of displacement amplitude. Tamura et Suganuma [1996] have also shown a dependency of frequency and damping to stress amplitude on steel frames. They measured the damping with two different methods, and found values ranging from 0,4 to 1,2% with one method, and from 0,8 to 1,8% with the other method. With both method they found a modification of damping ratio with the stress amplitude. Fukuwa *et al.* [1996] have also noticed a strong dependency of damping and natural frequency on response amplitude of steel buildings. They attributed this strong dependency to the participation of non-structural elements.

The relation between the level of load and damping is also recognized in codes by providing different values, depending on the type of loading. ASCE [2010] recommends, in its commentary, to use a value between 0,15 and 0,5% for wind effect on steel towers, and 5% for

earthquake. ASCE [2010] commentaries recognize that damping can be influenced by the level of structural response. For elastic dynamic analysis, the AASHTO [2010] recommends a damping ratio of 1% for bolted and welded structures. The Canadian Bridge Standard [CSA, 2010] recommends the use of damping ratio of 0,75% to 1% for wind analysis of sign structures and vibration of pedestrian bridges. The code AISC [2008] proposes values of 3% to 5% for a steel structure under earthquake loading. The Eurocode 1 part 1-4 [EC1, 2005] defining the wind action provides values of structural damping of 0,32% for welded lattice steel towers, 0,48% when high strength bolts are used and 0,80% in the case of ordinary bolts. In the Eurocode 8 part 1-1 [EC8, 2000] for seismic design a damping value of 2% for welded structures and 4% for bolted structures is recommended. Overall, there is no general agreement on the value of damping that shall be used in structural design according to the level of stress and there is no guidance on the modeling assumption to be used. This is probably due to the lack of full scale damping and stiffness measurements for latticed towers as observed by Glanville *et al.* [1996].

The objective of this article is to provide additional data and guidance on the damping and modeling techniques to be used for lattice structures under dynamic loads such as wind and shock. This contribution is part of a larger effort to provide engineers with accurate modeling techniques adapted to lattice structure at the Research Chair Hydro-Québec/RTE on Transmission Line Structures at Sherbrooke University. It is recognized that an accurate model of a lattice tower for dynamic analysis necessarily includes foundations and attachments (guys, antennas, and conductors). The objective of the research presented here is only concerned with lattice towers.

For this purpose, the frequency and damping will be measured on free vibration tests on a section of a real transmission tower, with a stress level in the tower ranging from 5% to 100% of the theoretical capacity. Stiffness is also measured statically during the loading and calculated from the frequency variation with the load level. Damping is measured with the logarithmic decrement method on the first natural frequency. Analysis of data and structural modeling provide some clear guidelines for practicing engineers involved with dynamic modeling of lattice towers.

4.4 Experimental program

4.4.1 Overview of the research program

The tower section selected for the test is part of a 315 kV transmission line tower (see Fig.4.1). Since the structure is too large for full testing, it was decided to use only a 8-m tall section for the laboratory test. The test structure was the part of a real tower on which the cross arm are fixed and it has a 2 m by 2 m cross section (see Fig.4.1). It was assumed that this 8 m part would be tall enough to be representative of the overall tower and would also be representative of other types of lattice towers such as antennas and sign structures as long as the type of members and connections are similar. All details were in fact typical of any lattice towers. The leg members were made of L89x89x7,9 galvanized steel angles and the diagonals were made of L76x76x4,8 galvanized steel angles. Two 5/8" (15,9 mm) A325 bolts were used to connect each end of the diagonals to a gusset plate attached to the leg members. The diagonals were also connected at their center by a single bolt. Only bearing type connections were used on this section. It is understood that recent publications have highlighted the interest of using slip critical connections for wind sensitive structures [Wood, 2006]. However, most utilities are still using bearing connections in lattice structures.

4.4.2 Experimental setup

Base plates were specially built and welded to the bottom part of the leg members in order to firmly attach the tower section to the strong floor made of a 900 mm thick concrete slab. The legs were attached to the slab with high strength bars 38 mm (1-1/2") in diameter. The bars were pre-stressed by tightening the nut with a normal wrench. The structure was assembled in a horizontal position in two parts. Once the bottom part of the test structure was solidly fixed to the strong floor, the top part was assembled and bolted on top of the bottom part. The bolts were tightened in order to reach a snug tight condition according to the Canadian Code CSA S16-09 [CSA, 2009] (similar to the method recommended by the Research Council on Structural Connections [ASTM, 2009]). No particular surface treatment was performed on the galvanized members at connections. It was expected that since theoretical ultimate limit state conditions were to be reached, slippage at connection could be observed as well as the modification of behavior in terms of damping and stiffness.

A diaphragm and an anchorage were added at the free end of the tower to avoid distortion and to accommodate the pull/release system. This system was composed of an electric

winch with a series of pulleys that were fixed at the top of the test section. A load cell and the release system were inserted before the attachment point to the tower. The load cell was regularly checked in order to make sure no deviation of the reading could result from the shocks it received.

4.4.3 Testing procedure

The test structure was loaded at the top with an electrical winch connected to the structure by a steel fuse calibrated to break at a force ranging from 5 kN to 105 kN, corresponding to about 5 to 100% of the theoretical capacity of the test structure. The fuse was a simple plate with a notch. For each fuse, a coupon made of the same material was tested up to failure. The notch size was then adjusted according to the tested ultimate tensile strength of steel to achieve the predetermined release force. Once this force level was reached, the fuse broke, releasing the tower that started to vibrate in a damped free motion down to rest. The response of the structure during loading and free vibration was monitored to extract static stiffness, damping and variation of stiffness during free vibration.

Three series of tests were performed. In the first one, the fuse capacity was increased from 5 kN to 105 kN in 15 steps as shown on Table 4.1. The second series was performed directly after the first one and the fuse capacity was decreased from 105 kN to 5 kN with the same load steps as in the first series but in the reverse order. Between the second and the third series, the torque of every bolts of the lattice tower has been verified to prevent loosening of the connections. Finally, the third series was conducted following the same load steps used in the first one. The purpose of these three distinct series was to evaluate the possible change over time of the dynamic parameters due to structural damages and slippage at connections.

4.4.4 Instrumentation

Figure 4.2 presents the location of all the sensors installed on the test structure to monitor its behavior. The figure also presents the direction of measurement and the point of application of the load. A total of 6 accelerometers were placed at different levels : (i) four T352C33 PCB Piezotronics uniaxial accelerometers with a ± 50 g range within a frequency between 0,5 Hz and 10 kHz ; and (ii) two T356A17 triaxial accelerometers with a ± 10 g range within a frequency between 0,5 Hz and 3 kHz.

Four SUNX laser displacement sensors were placed on an independent structure at 130 mm of their target placed on the tower and were able to measure a displacement of the

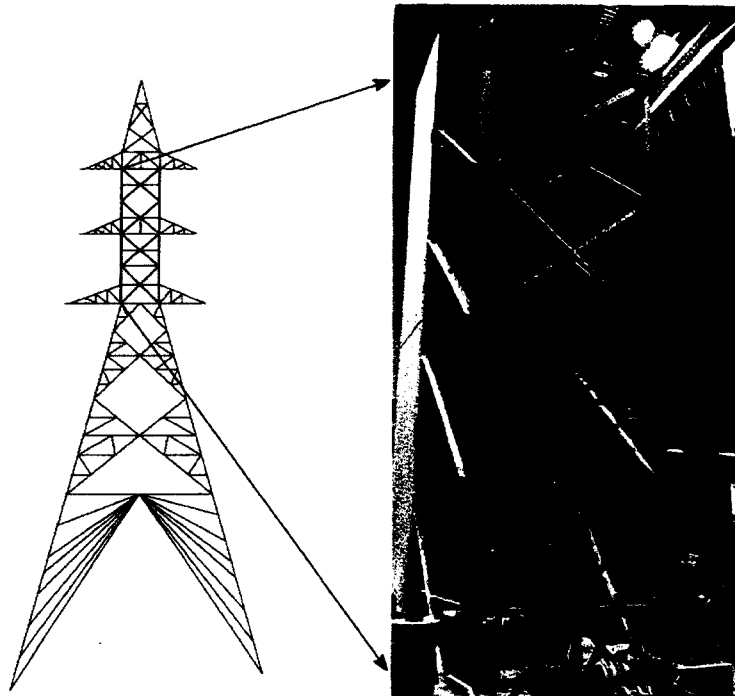


Figure 4.1 Test structure and 315 kV complete structure drawing.

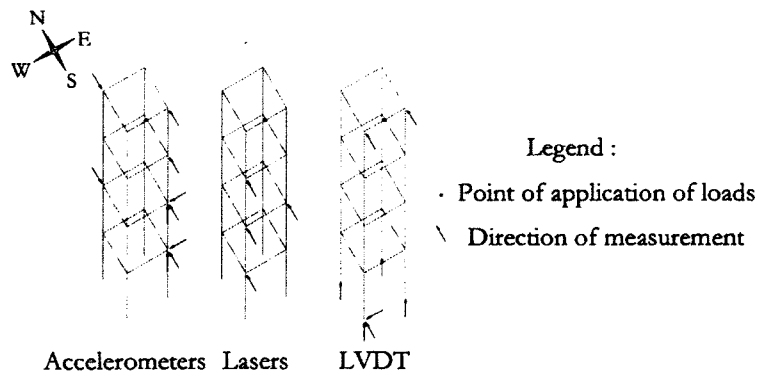


Figure 4.2 Location and measurement direction of instrumentation.

target of ± 50 mm. Their controllers were set for an acquisition rate of 100 Hz, providing an accuracy of $65 \mu\text{m}$.

To evaluate torsional behavior of the test section, two laser displacement sensors and two accelerometers were paired at the top and at the middle of the test section (see Fig.4.2). As no torsion was observed during the test, this information will not be presented hereafter.

Four LVDTs were placed to measure the vertical movement of the base plates. Two LVDTs were placed to measure the horizontal displacement of one leg at the connection to the strong floor. These LVDTs were installed to evaluate the possible slippage and lift of the leg members. Two other LVDTs were installed at the top of the tower. All LVDTs were from the manufacturer TRANS-TEK.

Finally, a load cell consisting of 4 strain gauges (full bridge) installed on a machined steel bar was used to measure the pulling force. This load cell was inserted between the pulling system and the top of the fuse.

4.4.5 Data acquisition and processing

Considering that the exact moment of the release was unknown, the response of the structure was measured from the start of hoisting up to rest. In order to make sure to capture the free vibration motion up to complete rest of the structure, data were acquired during a 5 min duration. The data was then truncated to a 3-sec segment starting when the fuse brakes. For practical purposes, three seconds are considered sufficient to reach negligible movement of the tower. The frequency of the structure being assumed to be around 15 Hz range, this would produce about 45 cycles which is sufficient to measure adequately the evolution of damping and stiffness as it will be demonstrated later on. All data discussed on the dynamic response of the test structure is restricted to the measures from the 3-sec segments.

A WaveBook system from IOtech was used for data acquisition. In order to make the most of the accelerometer accuracy, the acquisition rate was set to 1 kHz. A typical acceleration time history (TH) obtained in the test is presented in Figure 4.3.

Figure 4.4 shows the Fast Fourier Transform of one of the acceleration record calculated with the FFT function in Matlab. It is observed on Figures 4.3 and 4.4 that the signal is composed of the contribution of several frequencies : (i) the response of the structure in its first natural frequency, which is around 16 Hz ; (ii) high frequency components that can be attributed to noise and contribution of higher modes ; and (iii) a low frequency component

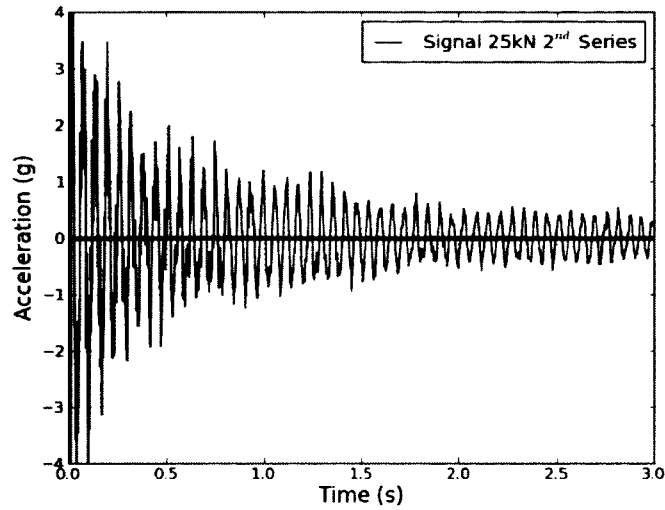


Figure 4.3 Acceleration before data processing for the test at 25 kN (2nd series).

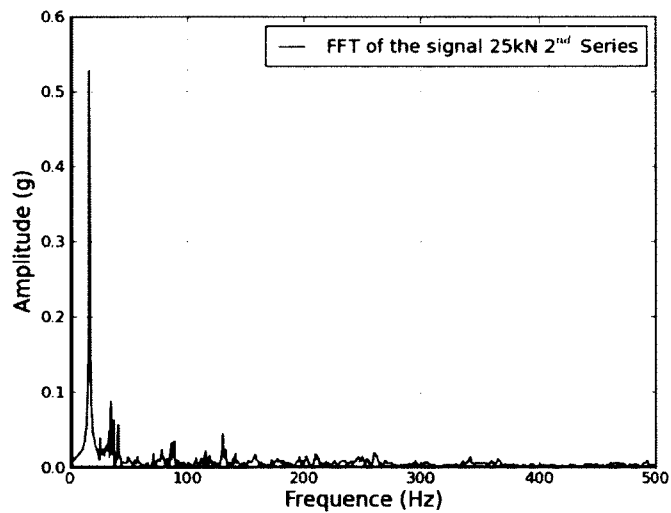


Figure 4.4 FFT of the acceleration signal for the test at 25 kN (2nd series).

that can be seen in the acceleration TH (see Fig.4.3) but is difficult to identify on the FFT (see Fig.4.4). In order to focus the results of this research on the first natural frequency, a modal approach would have been most appropriate. However, as it will be shown latter in this paper, the frequency is changing with the level of vibration and it was decided to use a band-pass filter, with cut-off frequencies at the FFT peak frequency plus and minus 6,13 Hz. It was assumed that this data processing would not affect the results obtained on the logarithmic decrement as discussed by Fukuwa *et al.* [1996]. Figure 4.5 shows the filtered acceleration TH signal corresponding to the data presented in Figure 4.3 and 4.4. A Matlab function was programmed to identify each peak (maximum and minimum) and its corresponding time from the filtered TH. The logarithmic decrement was calculated on this filtered data for the acceleration. It was computed from peak to peak. It is to be noted that the analysis is based on the measurement of the accelerometers only, since they provide a good level of accuracy.

4.5 Experimental results

4.5.1 General observations

As mentioned before, the maximum force for each test was obtained from the rupture of a notched steel plate. Table 4.1 presents the force at which the fuses failed for each test. In two cases, during the force release, the load cell did not provide a satisfactory value and the whole test was therefore disregarded. The actual force applied to the structure is very close to the target and the difference can be explained by small variations in notch geometry or variation in material strength. The results will be presented over the following four sections : (i) Tower attachment flexibility ; (ii) Effect of the applied force level on the static stiffness ; (iii) Effect of the load level on frequency ; and (iv) Effect of load level on damping.

4.5.2 Tower attachment flexibility

The displacement measured at the bottom of the tension leg is shown in Figure 4.6. It is seen that the stiffness is almost linear. This displacement was mainly due to elongation of the high strength bars that were connecting the tower to the strong floor. For low stress level, a value of stiffness of about 150 kN/mm seems appropriate, whereas for higher load level, a value of 125 kN/mm fits better. For the compression leg, the stiffness found varied from 375 kN/mm to 1500 kN/mm. This displacement was relative to the strong floor displacement that was assumed to be small but was not measured explicitly.

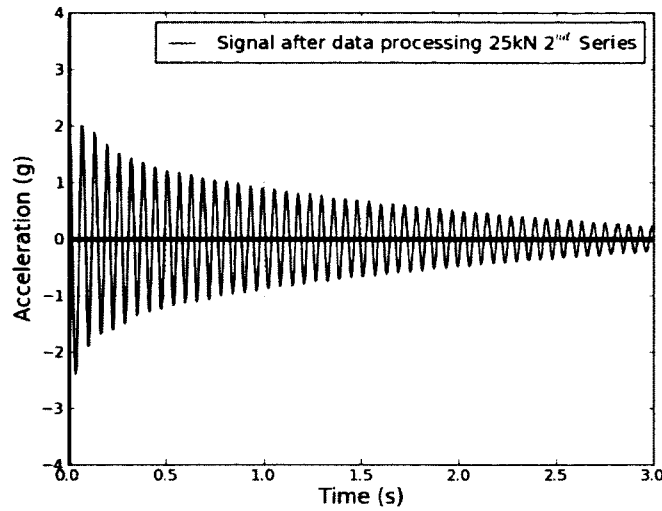


Figure 4.5 Filtered acceleration time history for the test at 25 kN (2^{nd} series).

Tableau 4.1 Summary of the experimental results

Target force (kN)	Series 1			Series 2			Series 3		
	Force (kN)	D_{stat} (mm)	K_{stat} (kN/m)	Force (kN)	D_{stat} (mm)	K_{stat} (kN/m)	Force (kN)	D_{stat} (mm)	K_{stat} (kN/m)
5	5,26	0,99	5340	5,15	0,90	5754	5,19	0,95	5492
10	10,09	1,83	5529	10,44	1,87	5583	10,25	1,79	5742
15	15,21	2,84	5356	N/A	N/A	N/A	15,52	2,76	5623
20	21,59	4,09	5285	21,84	4,01	5453	21,49	3,86	5575
25	25,83	4,95	5223	26,38	5,06	5219	27,05	4,90	5520
30	30,26	5,82	5204	30,34	5,97	5082	30,15	5,48	5502
35	37,34	7,29	5122	37,15	8,00	4644	36,97	7,01	5274
40	43,39	9,23	4704	43,50	10,27	4236	43,84	8,76	5007
45	49,16	10,68	4603	48,92	11,76	4162	48,29	10,09	4788
50	50,47	11,17	4518	50,46	14,42	3499	50,36	10,76	4682
70	72,05	17,37	4148	72,14	21,84	3304	72,97	16,12	4528
80	82,63	21,65	3817	82,81	25,42	3258	82,27	19,53	4214
90	90,52	25,52	3548	89,59	28,31	3165	90,74	23,16	3919
100	97,99	30,07	3259	98,46	30,99	3177	98,65	26,45	3730
105	102,54	32,34	3171	102,24	31,85	3211	N/A	N/A	N/A

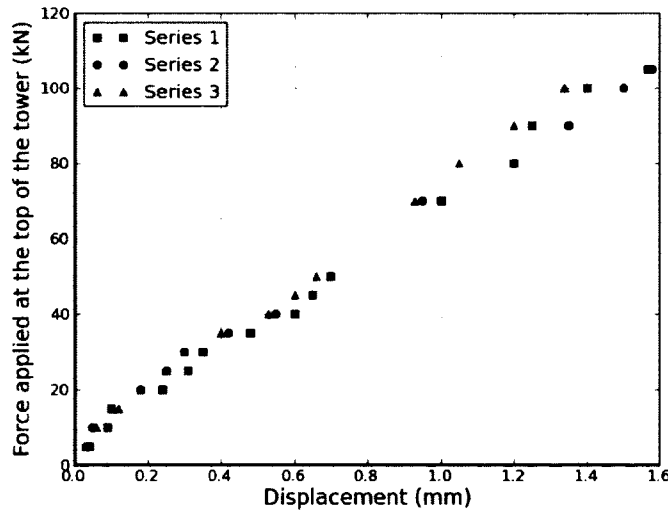


Figure 4.6 Displacement of the leg in tension at different load levels.

4.5.3 Effect of the applied force level on the static stiffness

During the loading of the tower, the deflected shape of the tower was measured. The top displacement, u_{top} , is presented at Figure 4.7 as a function of the applied force, F_{top} . In this figure each point corresponds to the point of initiation of rupture of the fuse plus 7 to 17 data points before that, taken during the loading of the structure. It is interesting to note that up to about a 30% load level, the stiffness is very similar for all series. All the values of displacement and force just before release are also provided in Table 4.1. The stiffness is calculated as the ratio between the applied force and the top displacement just before release and is shown graphically in Figure 4.8 and numerically in Table 4.1. It is observed in Figure 4.8 and Table 4.1 that the static stiffness decreases with the increase of the applied force. The static stiffness for low force level is between 5340 kN/m and 5754 kN/m for the three tests. The static stiffness decreases to 3171 kN/m for test series 1 and 3211 kN/m for test series 2. For test series 3, this data is not available but at 95%, the stiffness is 3729 kN/m. The decrease of stiffness is about 40% (41% for test series 1, 44% for test series 2 and 32% for test series 3 that only reached about 95% of the targeted load). Overall, the data shows the same tendency of reduced stiffness when load exceeds about 30% of the capacity of the tower, but it is interesting to note the different behavior under test series 1 and 3 on one hand and series 2 on the other hand. Test series 1 and 3 have a continuous decrease of stiffness, which is almost linear (see Fig.4.8). For test series 2, the stiffness reduction follows the tendencies of series 1 and 3 for forces lower than 20 kN and higher than 60 kN, but in between 20 kN and 60 kN, the stiffness decreases sharply by about 40% just after 20 kN and stays almost constant up to 60 kN. This might be attributed to the fact that at the beginning of series 1 and 3, bolts were tightened whereas for series 2, bolts were not tighten after completion of series 1 and may have been loosened during high amplitude test which may have affected the stiffness evolution in series 2.

4.5.4 Effect of the load level on frequency and evolution of stiffness in dynamics

The frequency is calculated from the time difference between peaks in the free vibration motion. All the values are averaged on the 6 accelerometers. The measured frequency is presented against the acceleration at the top of the tower in Figure 4.9 for all the peaks. Figure 4.10 presents the frequency of the first cycle as a function of the force. It should be noted that the frequency decreases with the amplitude of vibration.

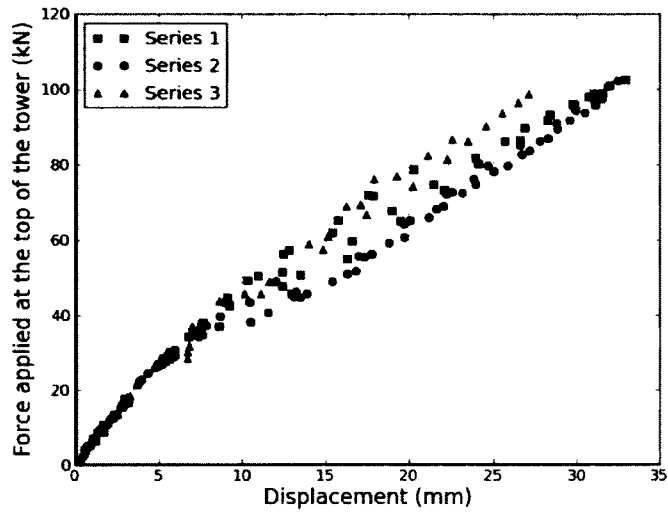


Figure 4.7 Force measured in the load cell at breaking of the fuse as a function of the top displacement.

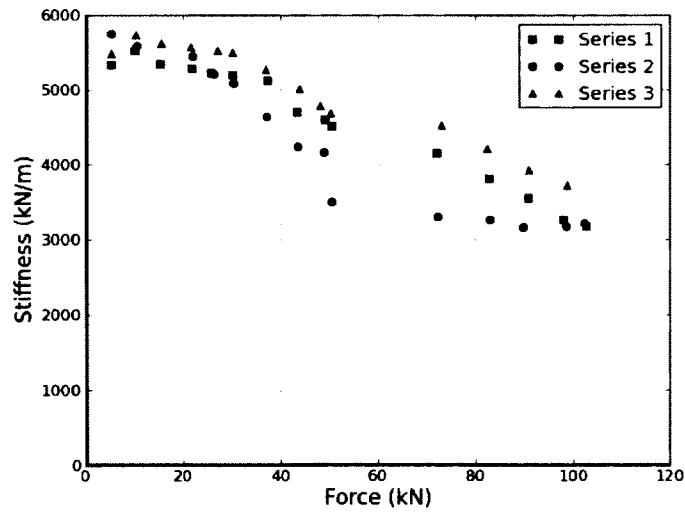


Figure 4.8 Static stiffness as a function of the breaking force of the fuse.

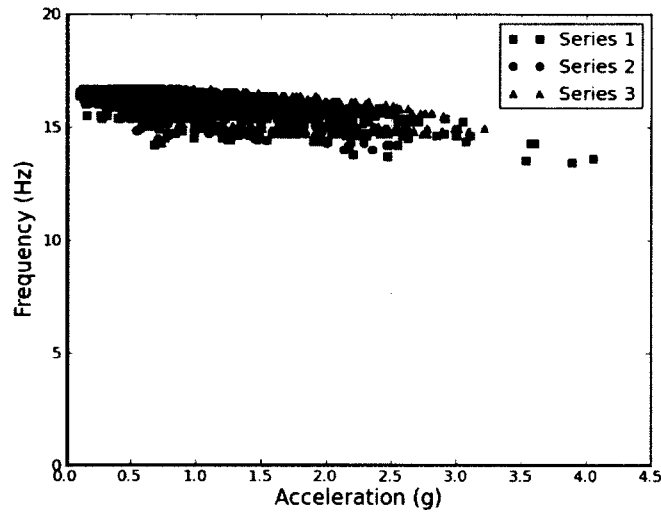


Figure 4.9 Frequency as a function of acceleration level for the three series.

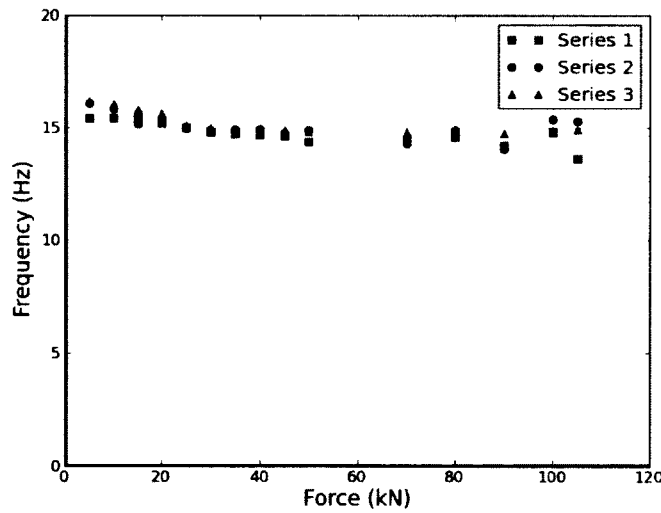


Figure 4.10 Frequency calculated on the first cycle as a function of the braking force of the fuse for the three series.

The frequency is about 16.5 Hz for low amplitude and is reduced up to 13,44 Hz for high amplitude. The minimum value for a first cycle is 13,81 Hz. Assuming a relation of frequency to the square root of stiffness, this would result in a stiffness reduction of about 27%, which is coherent with the influence of the load level found on the static stiffness in the previous paragraph, although a little lower.

In order to get additional information on the influence of the load level on the stiffness of the structure from the experimental data, it is possible to evaluate the variation in dynamic stiffness from the measurement of the frequency. The variation of frequency could be predicted as a function of the variation of the stiffness as follows :

$$(f_i/f_0)^2 = k_i/k_0 \quad (4.1)$$

Where k_0 and f_0 are the static stiffness and the frequency measured for the 5 kN releases ; k_i and f_i are the static stiffness and frequency at load level i . Figure 4.11 shows the evolution of f_i/f_0 as a function of the force. Figure 4.12 shows the relation between k_i/k_0 and f_i/f_0 . With this figure we can compare the two approaches for the stiffness analysis. It is observed that even if there is a lot of variability, the tendency is that static stiffness measured before the release is a good estimate of the stiffness in dynamics up to a value of k_i/k_0 of about 0,85. For higher load level, it is observed that the frequency tends to stay unchanged whereas the static stiffness decreases.

4.5.5 Effect of load level on damping

The damping ratio is calculated from the logarithmic decrement on the acceleration measured during the test. It is presented in this section using two different approaches. Figure 4.13 presents the logarithmic decrement as a function of the cycle maximum acceleration for all the series. In this figure, each point corresponds to the damping from one peak to another. Figure 4.14 presents the damping ratio for the first two cycles. All the damping ratios presented in this section are averaged values extracted from the six accelerometers. It is observed that the damping is highly related to the load level and that the damping for the 2 first cycles is very high (see Fig.4.14). For low load levels, damping ratio is often smaller than 0,5%. However, for higher amplitudes, damping ratio is between 2 to 5% and can even reach up to 12% in some high amplitude cases when measured cycle by cycle. This range of values is consistent to what was already observed by other researchers [Glanville *et al.*, 1996] [Ostendorp, 1997]. In Figure 4.14, it is clear that the damping is closely related to the load level. For practical purpose, the following equation is proposed

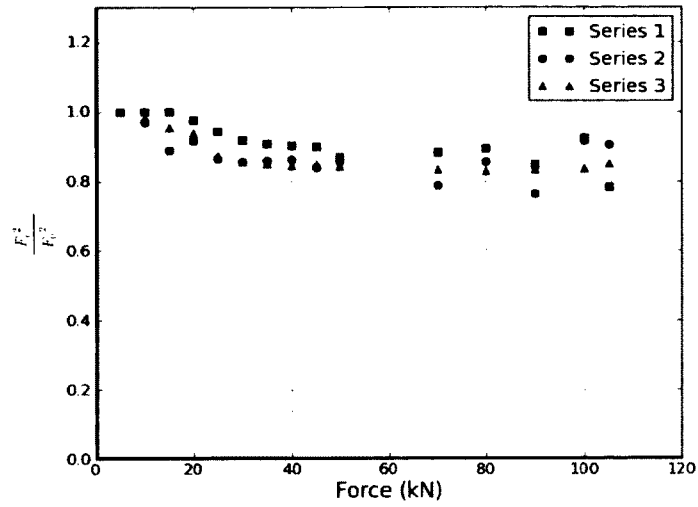


Figure 4.11 Reduction of the dynamic stiffness as a function of the breaking force of the fuse.

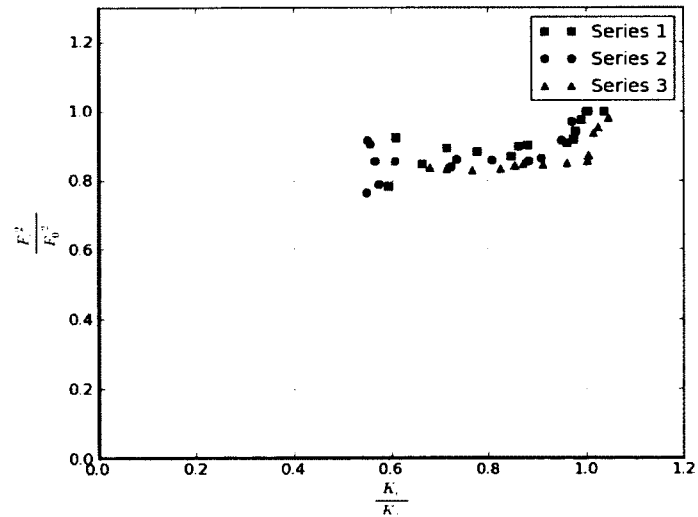


Figure 4.12 Reduction of the frequency as a function of the reduction in static stiffness.

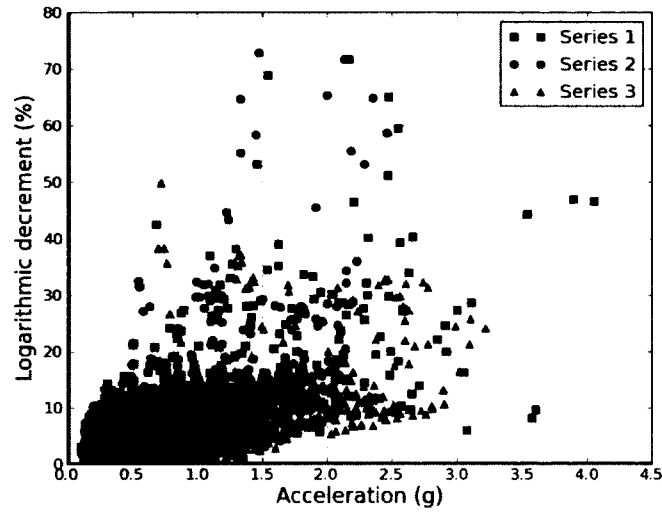


Figure 4.13 Logarithmic decrement as a function of the acceleration for the three series.

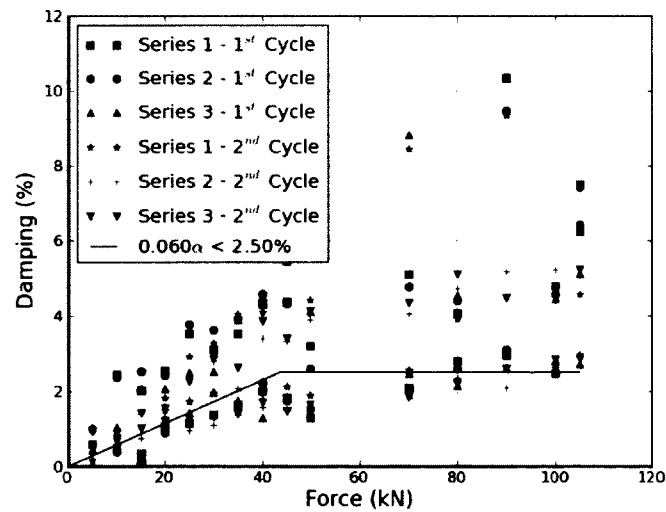


Figure 4.14 Damping ratio average of the 2 top accelerometers for the 1st and 2nd cycles as a function of the breaking force of the fuse.

for the damping ratio of the test structure :

$$\xi = 0.060\alpha \leq 2.5\% \quad (4.2)$$

where α is the load level (the ratio of the load applied before release and the maximum theoretical capacity). This relation is represented in Figure 4.14 and predicts well the damping with an appropriate level of conservatism. As well, series 2 seems to reach higher damping for $\alpha > 40\%$ than the two other series. This might be due to looser connections, providing more damping by slippage at this load level, as compared to the other series that may result in higher hysteretic damping for this series.



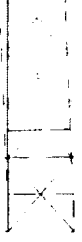
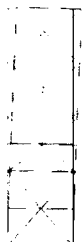
It is observed in Figure 4.14 that there is a lot of variability on the damping calculated. The measure cycle by cycle may not be always very accurate since small local measurement errors or rounding may have a large impact on damping. In order to reduce the influence of peak-to-peak measurement error, Figure 4.15 shows the average of damping on 5 and 30 cycles. In this Figure, Equation 4.2 is also represented. It is observed that the equation provide a safe estimate of the damping averaged on 5 cycles. The damping averaged on 30 cycles is significantly lower, as this value is more representative of small amplitude vibration.

4.6 Modeling techniques for lattice towers

In order to help practical engineers to model lattice towers, this section evaluates various modeling techniques and assumptions for stiffness and damping. Some researchers already highlighted the difficulties in modeling lattice towers [DaSilva *et al.*, 2005]. Typical methods of modeling are : (i) truss models where all members are represented by truss elements; (ii) beam models where all members are represented by beam elements with end release only for members connected with one bolt ; and (iii) hybrid models where continuous members such as leg members are modeled as beams, and diagonals are modeled as truss elements even if they are connected with more than one bolt. Advanced non linear models can also be used to account for non linear behavior of connections, but these models are usually too complex for practical applications.

In order to evaluate each of these modeling techniques, four models were used : (i) Model 1 : a hybrid model with the structure fixed at its base, leg member are represented with continuous beam element, and diagonals are represented by truss elements carrying only traction and compression ; (ii) Model 2 : same as model 1 but with the flexible supports

Tableau 4.2 Modeling method, mode shape and frequency associated with each modeling technique.

	Description	Mode shape	Frequency and static top displacement F_{100}
Model 1	Truss diagonals Continuous legs		18,65 Hz 14,50 mm
Model 2	Truss diagonals Continuous legs Elastic supports		15,19 Hz 24,90 mm
Model 3	Beam with fixed end diagonals Continuous legs Elastic supports		16,04 Hz 24,63 mm
Model 4	Truss diagonals with modified stiffness Continuous legs Elastic supports		13,96 Hz 28,62 mm

represented by a rigid elements with an axial rigidity of 150 kN/mm; (iii) Model 3 : a beam model without any end release since the diagonals were connected with two bolts; and (iv) Model 4 : a hybrid model as model 2 with the cross section of members modified to account for a slippage of 2 mm at connection. In the later model, the 2 mm slippage was considered satisfactory for high load level since the holes are 1,6 mm larger than the bolt. Once the bolts begin to slip on each connection, the total slippage is between 0 and 3,2 mm.

The software used for the modeling was *Advance Design America* from GRAITEC. Table 4.2 presents a summary of the results for the 4 models. Model 1 has a first frequency around 18,65 Hz which is higher than 16,5 Hz, the maximum frequency measured experimentally. The displacement at the top of the tower under a load of 105 kN is 14,5 mm which is significantly smaller than the experimental values of 32,34 and 31,85 mm for series 1 and 2 respectively. The stiffness of the model is 7241 kN/m which is also higher than 5754 kN/m, the maximum stiffness obtained experimentally.

The influence of the boundary conditions is clearly highlighted by the results of Model 2. Model 1 and Model 2 differ only by the springs added in Model 2 to take into account the flexibility of the connection with the strong floor. This additional flexibility results in a first frequency of Model 2 of 15,18 Hz as compared to the experimental values of 16,5 Hz for low load level, but within the range of frequencies measured experimentally (13,44 to 16,5 Hz). The predicted displacement at the top is 24,9 mm under a force of 105 kN, which is smaller than the experimental values. However, the predicted stiffness is 4217 kN/m which is in the range of experimental values (3171 to 5754 kN/m).

Model 3 is a stiffer model than Model 2 dues to the moment connection between diagonals and leg members provided by the beam elements. This model provides a reasonable estimate of the frequency and stiffness for the test structure under low load level. With Model 3, the first frequency is predicted at 16,04 Hz, as compared to 16,5 Hz experimentally. The stiffness is 4263 kN/m (as compared to 5340 to 5754 kN/m on the three series with 5% load level). The displacement at the top of the test structure for a top force of 105 kN is 24,63 mm, which is smaller than experimental values. Based on this comparison, Model 3 represents better the structure under low stress level. In this case, connections with two bolts can be considered as rigid in the model of a lattice structure.

Model 4 was used to represent the structure in a condition where significant slippage has occurred at connections. This condition should be observed at very high load level. In this model, the total slippage of 2 mm between the two connections of a diagonal is taken into

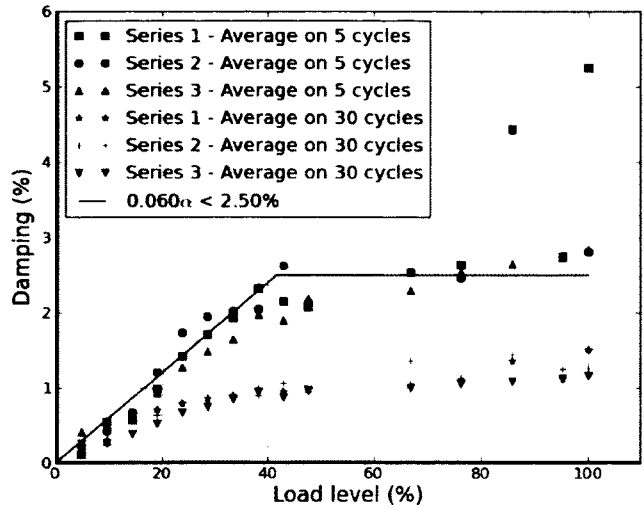


Figure 4.15 Damping ratio average on 5 or 30 first cycles as a function of the breaking force of the fuse.

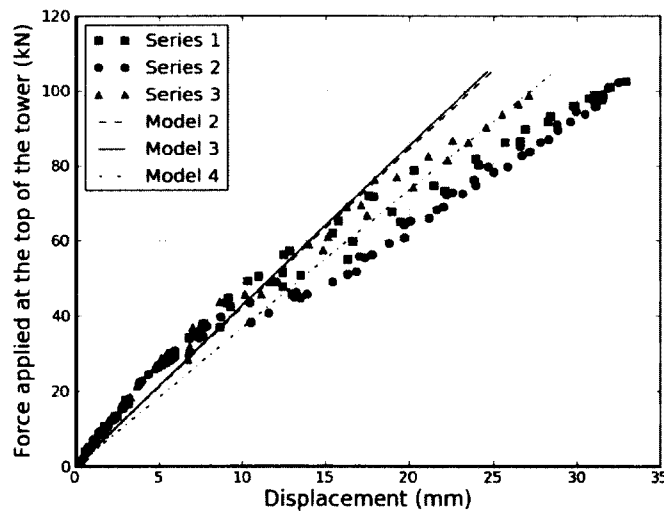


Figure 4.16 Force applied at the top as a function of top displacement and predictions for models 2, 3 and 4.

account by simply reducing the cross section, A_e , of the member with the equation

$$A_e = \frac{1}{\frac{u_{slip}E}{LF_{100}} + \frac{1}{A}} \quad (4.3)$$

Where the slippage $u_{slip} = 2$ mm; E is the modulus of elasticity of steel taken as 200,000 MPa; L is the length of the diagonal; F_{100} is the force in the diagonal corresponding to the force at the top of the structure corresponding to 100% of its capacity; and A is the cross section of the diagonal. It is observed that with a first natural frequency predicted at 13,96 Hz, this model provides a reasonable estimate of the lowest frequency measured experimentally of 13,44 Hz for the structure loaded at its theoretical capacity. The top displacement under a force of 105 kN is 28,62 mm which is close to the experimental values. The predicted stiffness of 3669 kN/m is within the range of experimental values of 3171 kN/m to 3919 kN/m obtained for load level from 90 to 100% of theoretical capacity.

Model 2, 3 and 4 are represented on Figure 4.16 together with the experimental data for the three series. It confirms the previous observations : (i) Model 3 predicts well the initial stiffness of the structure up to a load level of about 50% of the theoretical capacity and (ii) Model 4 represents well the structural behavior at high load level in the range 50 to 100% of the theoretical capacity. Model 2 also represents the structural behavior for the range of applied load between 20 and 50% of the maximum theoretical load.

4.7 Conclusions and recommendations

The main objective of this study was to enlarge the database of static and dynamic tests of lattice structures. For this purpose, a 8-m tall lattice tower section was pulled and suddenly released to trigger free vibration of the tower. A load of 5 to 100% of the theoretical capacity was applied at the top of the test section in order to evaluate the influence of load level on stiffness and damping. It has been shown that both structural characteristics are related to the load level. Stiffness can be reduced up to 40% and damping ratio can reach values between 2 to 5%.

Three types of structural models have been used to predict initial stiffness of the tower. It was shown that taking into account the boundary conditions was a very important assumption in proper modeling of the tower behavior. However, depending on the load level, the best model could be a beam model without diagonal end release for low stress level,

to an hybrid model made of continuous beams for the leg members and truss diagonals including a total slippage of 2 mm at the connections.

Based on the experimental data, an equation was proposed to predict damping and seems to be very adequate to predict a good estimate of the damping ratio. This study provides some direction to help the engineers in selecting the modeling technique and damping that would be adapted in a practical application. However, more data are required on other types of lattice towers and other types of loadings before it could be fully adopted in design. For example, forced vibration tests would yield additional information on damping and stiffness of the structure under dynamic loads specifically at high load level. Both type of loadings would therefore be complementary and would replicate the behavior of towers under wind loading (forced vibration) and shock loading (free vibration). Considering the complexity of real lattice towers, it would also be interesting to perform tests on a real tower in the field in order to give owners and designers complete information on the stiffness and damping of lattice towers.

CHAPITRE 5

CONCLUSION ET RECOMMANDATION DE TRAVAUX FUTURS

Tout d'abord, il est important de mentionner que le système de plaque entaillé a très bien fonctionné pour atteindre les niveaux de charge souhaités. De plus, il faut mentionner que malgré le fait que la structure à treillis était fixée très solidement à la dalle du laboratoire, nous avons pu observer l'importance de la rigidité d'appuis.

Pour ce qui est de la rigidité statique, on voit qu'elle diminue à mesure que la charge sur la section de pylône augmente. En général, on peut observer une diminution de plus de 40% de la rigidité statique pour les grandes amplitudes de charges, comparées à la rigidité pour de faibles amplitudes. De plus, il est intéressant de voir que les séries 1 et 3 ont un comportement différent de la série 2. En effet, les séries 1 et 3 ont une diminution de la rigidité statique presque linéaire, tandis que la série 2 suit bien la diminution de rigidité des 2 autres séries seulement pour des forces inférieures à 20 kN et supérieures à 60 kN. Toutefois, entre 20 et 60 kN la rigidité statique diminue rapidement d'environ 40%. Ceci est explicable par le fait que les boulons avaient été serrés juste avant les séries 1 et 3, laissant ainsi la série 2 avec des boulons moins bien serrés, diminuant ainsi la rigidité statique de la section de pylône.

La rigidité dynamique n'a pas été mesurée directement, mais sa variation peut être facilement observable par le biais de la fréquence, mesurée entre 2 maximums lors de la vibration libre de la section de pylône. On peut aussi observer que la fréquence peut varier de 16,5 Hz pour de basses amplitudes de charge à 13,81 Hz pour de plus grandes amplitudes de charges pour le premier cycle. La fréquence est proportionnelle à la racine carrée de la rigidité, ce qui nous permet d'approximer la réduction de rigidité dynamique à 30%, correspondant ainsi aux valeurs trouvées pour la rigidité statique, quoique légèrement différente.

L'amortissement a été analysé en fonction de l'accélération. La moyenne de l'amortissement sur les 5 et 30 premiers cycles en fonction de la force a aussi été analysée. Il a été observé que l'amortissement a une forte relation avec le niveau de charge. En effet, l'amortissement peut passer de 0,5% pour de faibles charges et jusqu'à 12% pour de fortes charges lorsqu'on mesure l'amortissement sur 1 cycle. Cependant, la mesure de l'amortissement

cycle par cycle n'est pas toujours précise parce que des erreurs locales ou un nombre arrondi peut avoir une très grande influence sur la mesure de l'amortissement. C'est pourquoi la mesure de l'amortissement moyen sur les 5 premiers cycles représente un compromis intéressant. En effet, on amoindrit l'influence d'erreurs locales tout en ayant l'amortissement à un instant précis (5 cycles à 16,5 Hz représentent 0,3 sec). Pour la moyenne d'amortissement sur 5 cycles, on peut observer des valeurs de moins de 0,5% pour de faibles charges et de 2 à 5%, même jusqu'à 12%, pour de grandes charges. Il serait même possible d'exprimer la variation d'amortissement sur les 5 premiers cycles en fonction de la charge comme le démontre la relation suivante :

$$\xi = 0,060\alpha \leq 2,5\% \quad (5.1)$$

où α représente le ratio de la sollicitation de la structure. Cette équation permet d'approximer le niveau d'amortissement critique pour une certaine sollicitation, tout en étant conservateur (voir Fig.A.7).

Afin d'aider les ingénieurs et concepteurs dans la pratique, on peut ressortir certaines grandes lignes pour la modélisation des structures à treillis en fonction des données recueillies lors de nos tests. 4 modèles (voir tableau A.4) ont été faits avec le logiciel *Advance Design America* de *GRAITEC* lors de la réalisation de cette recherche, mais 2 sont principalement intéressants : il s'agit des modèles 3 et 4. Il est primordial de mentionner que les modèles 1 et 2 ont démontré l'importance des conditions d'appuis du modèle, c'est pourquoi la rigidité des barres «Dywidag» qui fixaient la section de pylône a été modélisée. Le modèle 3 (16,43 Hz contre 16,5 Hz expérimental) représente le modèle pour de faibles charges, il est entièrement constitué d'éléments poutres étant donné que chaque diagonale est fixée avec 2 boulons. Le modèle 4 (13,68 Hz contre 13,44 Hz comme plus basse fréquence mesurée expérimentalement) représente bien la structure pour de fortes charges, les membrures jambes sont constituées d'éléments poutres et les diagonales d'éléments treillis. De plus, la section des cornières diagonales a été réduite de façon à obtenir un déplacement supplémentaire axial de 2 mm. Le 2 mm vient du fait que les trous sont 1,6 mm plus large que le diamètre du boulon afin de permettre une mise en place plus facile et c'est à ce jeu (0 à 3,6 mm) qu'est limité le glissement. Ces modèles simples (modèle 3 et 4), peuvent bien représenter les différents comportements dynamiques d'une section de pylône et pourraient ainsi être utilisés dans la pratique.

Les objectifs de recherche ont donc bien été atteints étant donné que nous avons été en mesure d'ajouter des données sur la rigidité et l'amortissement des structures à treillis. La

rigidité et l'amortissement ont donc été exprimés en fonction de l'amplitude de charges. On a pu observer des réductions de rigidité de l'ordre de 40% et des taux d'amortissement critiques de 0,5 à 5% et même jusqu'à 12%.

La modélisation nous a démontré l'importance des conditions d'appuis dans la valeur de la rigidité de la structure. En effet, en ajustant la rigidité des appuis du modèle selon les mesures prises en laboratoire, nous avons obtenu avec la modélisation par éléments finis des valeurs de fréquences très près de celles obtenues en laboratoire. Les conditions d'appuis modifient complètement le comportement de la tour, c'est pourquoi elles doivent être prises en compte lors de la modélisation de ce type de structure. Il a aussi été démontré que, pour de faibles charges, le modèle 3 avec les diagonales fixes et les conditions d'appuis élastiques était le meilleur. Cependant, le modèle 4 hybride avec les conditions d'appuis élastiques et l'aire effective de diagonale modifiée pour tenir compte du glissement des connexions est plus adéquat pour des charges de plus grandes intensités. La rigidité dynamique décroît aussi avec l'augmentation de la charge. De plus, il est évident qu'il y a une forte dépendance entre la rigidité statique et dynamique. La rigidité statique est donc un moyen facile d'estimer la rigidité dynamique pour de faibles sollicitations jusqu'à environ 40%. Les ingénieurs et concepteurs peuvent donc se baser sur les résultats de cette recherche afin de choisir le type de modèle en fonction du niveau de charge qu'ils prévoient.

Plusieurs autres structures à treillis doivent être analysées afin de combler le manque de données concernant ce sujet dans la littérature. Il serait aussi très intéressant de reproduire ces essais en régime forcé pour voir si on retrouverait les mêmes valeurs de rigidité et d'amortissement. De plus, le régime forcé nous permettrait d'analyser les autres modes de vibration de la section de pylône. Cependant, la fréquence naturelle des structures à treillis est habituellement très haute ce qui limite la possibilité d'avoir des déplacements élevés à la fréquence de résonance. Le régime forcé à faible déplacement, représenterait bien la réponse de la structure pour des charges de faibles amplitudes comme le vent, tandis que les lâchers en vibration libre représentent bien les chargements de type choc comme le bris de conducteur.

En considérant la complexité des structures à treillis comme les pylônes électriques, il serait intéressant de répéter le même programme expérimental avec un pylône complet incluant les fondations, pour compléter la base de données qui serait fort utile aux ingénieurs de la pratique. Ces tests devraient cependant être en mesure d'isoler l'influence des fondations, des câbles (conducteurs) et de la structure sur les paramètres de rigidité et d'amortissement.

ANNEXE A

FIGURES EN FRANÇAIS

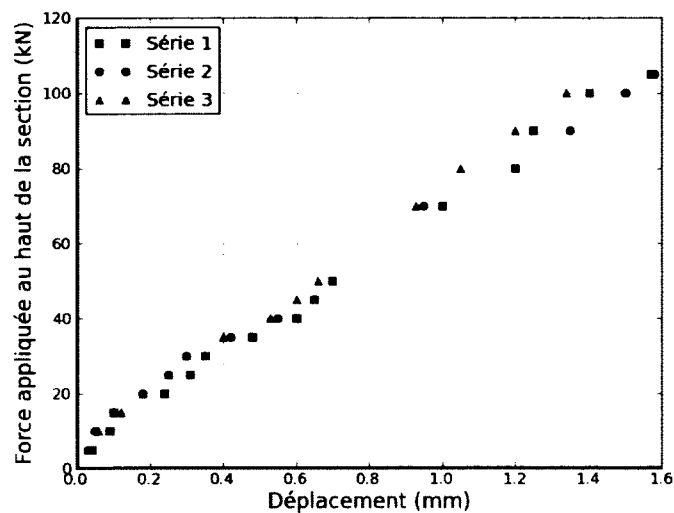


Figure A.1 Déplacement moyen des appuis en tension en fonction de la charge.

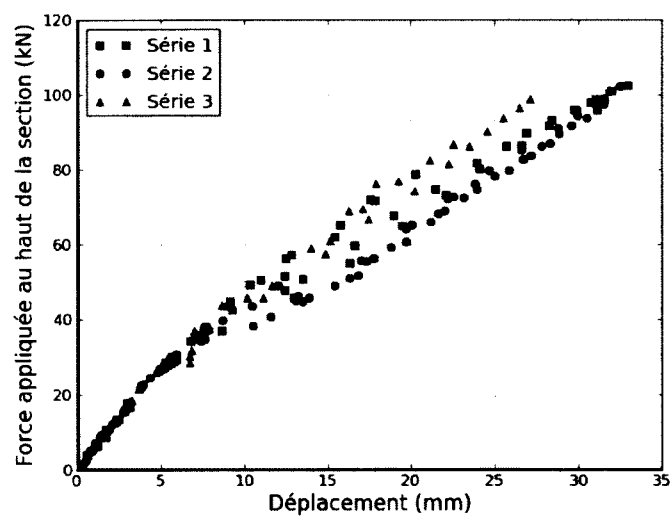


Figure A.2 Charge de rupture (cellule de charge) en fonction du déplacement en tête.

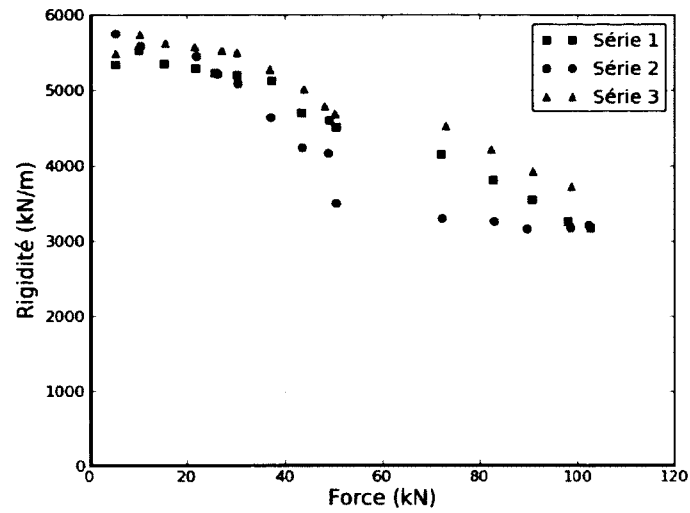


Figure A.3 Rigidité statique en fonction de la charge de rupture.

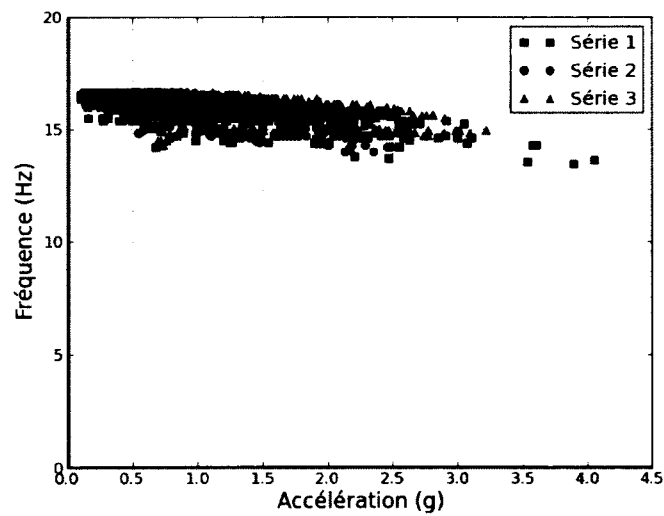


Figure A.4 Fréquence en fonction de l'accélération pour les 3 séries.

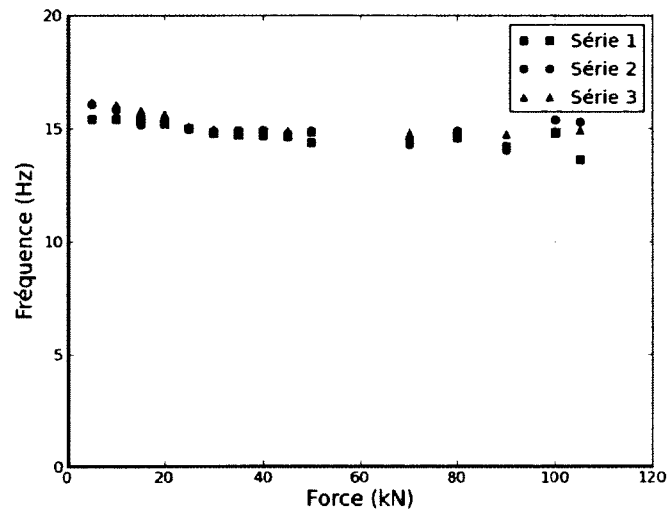


Figure A.5 Fréquence du premier cycle en fonction de la charge de rupture pour les 3 séries.

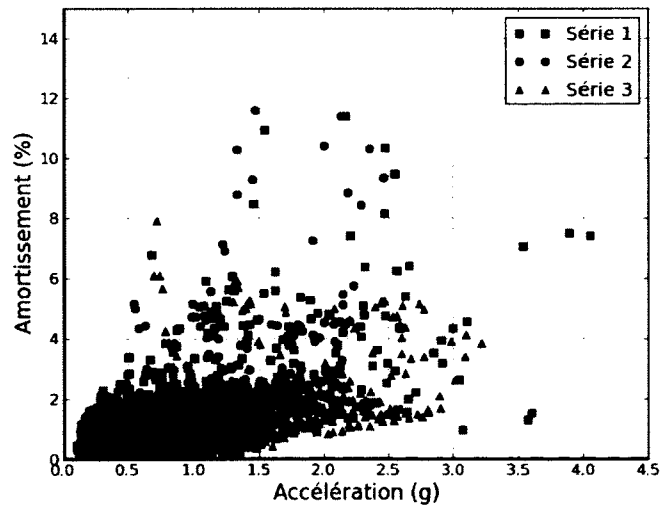


Figure A.6 Amortissement en fonction de l'accélération pour les 3 séries.

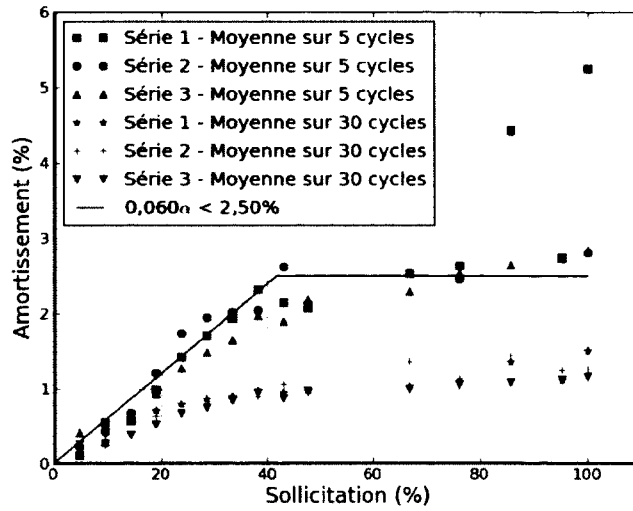


Figure A.7 Amortissement moyen sur 5 ou 30 cycles en fonction de la charge de rupture.

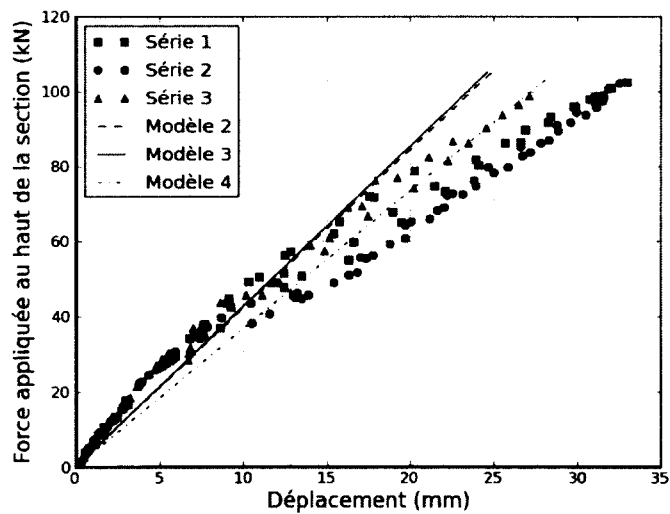


Figure A.8 Charge de rupture en fonction du déplacement en tête avec les prédictions des modèles 2, 3 et 4.

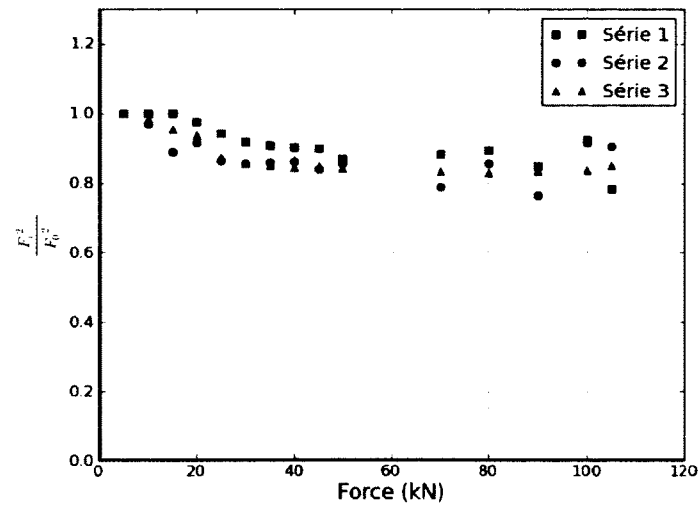


Figure A.9 Perte de rigidité en fonction de la charge de rupture.

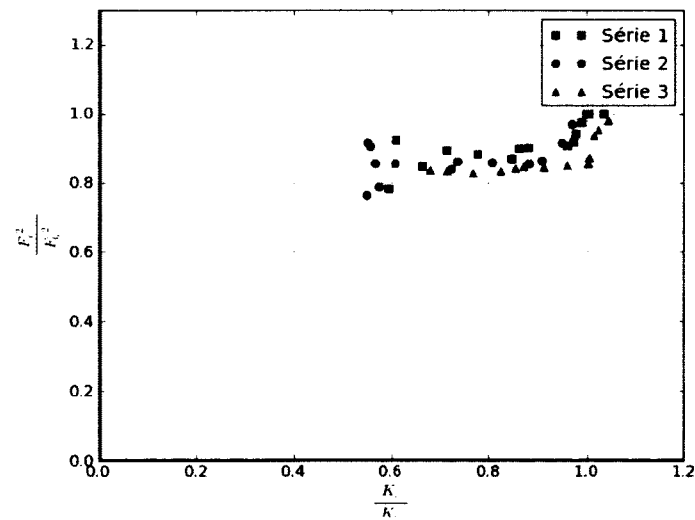


Figure A.10 Diminution de la fréquence en fonction de la perte de rigidité statique.

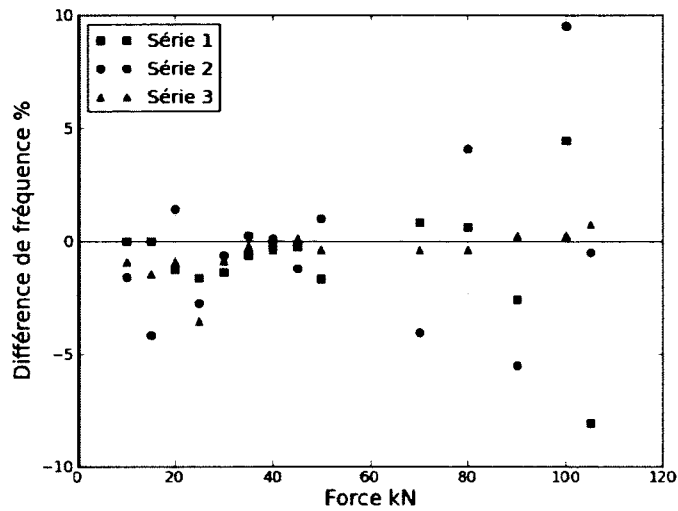


Figure A.11 Diminution de la fréquence en fonction de la charge de rupture.

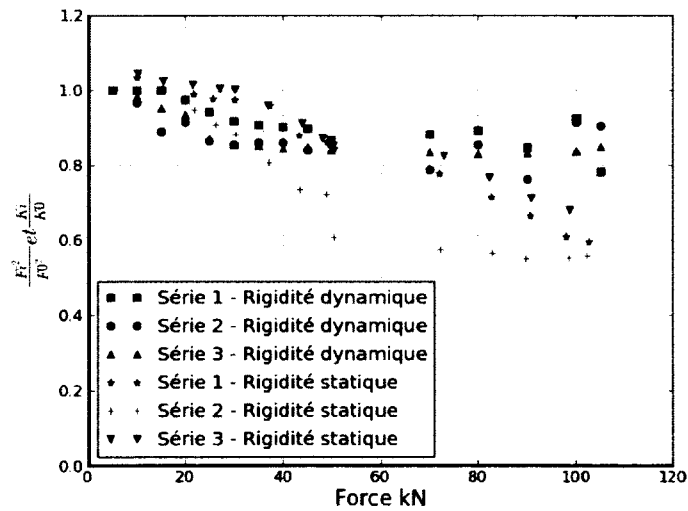


Figure A.12 Diminution de la rigidité statique et dynamique en fonction de la charge de rupture.

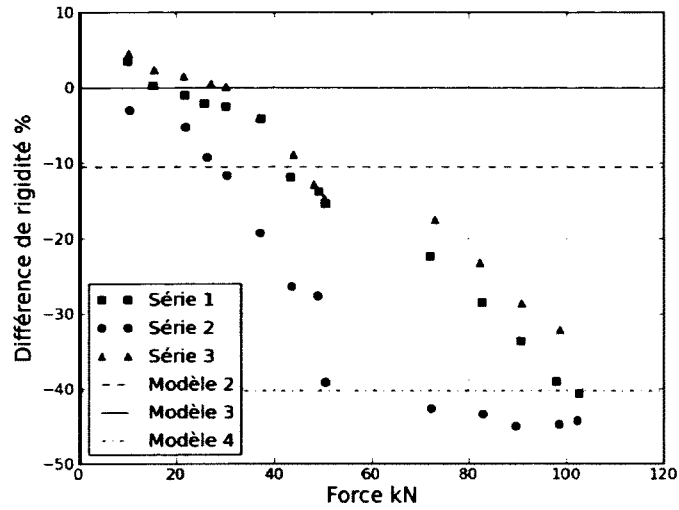


Figure A.13 Diminution de la rigidité statique en fonction de la charge de rupture.

Tableau A.1 Force obtenue vs force désirée.

Force désirée (kN)	Force obtenue (kN)		
	S1	S2	S3
5	5,26	5,15	5,19
10	10,09	10,44	10,25
15	15,21	N/A	15,52
20	21,59	21,84	21,49
25	25,83	26,38	27,05
30	30,26	30,34	30,15
35	37,34	37,15	36,97
40	43,39	43,50	43,84
45	49,16	48,92	48,29
50	50,47	50,46	50,36
70	72,05	72,14	72,97
80	82,63	82,81	82,27
90	90,52	89,59	90,74
100	97,99	98,46	98,65
105	102,54	102,24	N/A

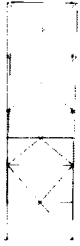
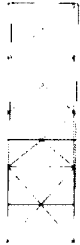
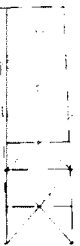
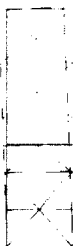
Tableau A.2 Force et déplacement en tête pour les 3 séries.

S1		S2		S3	
Force (kN)	D_{stat} (mm)	Force (kN)	D_{stat} (mm)	Force (kN)	D_{stat} (mm)
5,26	0,99	5,15	0,90	5,19	0,95
10,09	1,83	10,44	1,87	10,25	1,79
15,21	2,84	N/A	N/A	15,52	2,76
21,59	4,09	21,84	4,01	21,49	3,86
25,83	4,95	26,38	5,06	27,05	4,90
30,26	5,82	30,34	5,97	30,15	5,48
37,34	7,29	37,15	8,00	36,97	7,01
43,39	9,23	43,50	10,27	43,84	8,76
49,16	10,68	48,92	11,76	48,29	10,09
50,47	11,17	50,46	14,42	50,36	10,76
72,05	17,37	72,14	21,84	72,97	16,12
82,63	21,65	82,81	25,42	82,27	19,53
90,52	25,52	89,59	28,31	90,74	23,16
97,99	30,07	98,46	30,99	98,65	26,45
102,54	32,34	102,24	31,85	N/A	N/A

Tableau A.3 Force et rigidité statique pour les 3 séries.

S1		S2		S3	
Force (kN)	K_{stat} (kN/m)	Force (kN)	K_{stat} (kN/m)	Force (kN)	K_{stat} (kN/m)
5,26	5340,10	5,15	5754,19	5,19	5492,06
10,09	5528,77	10,44	5582,89	10,25	5742,30
15,21	5355,63	N/A	N/A	15,52	5623,19
21,59	5285,19	21,84	5453,18	21,49	5574,58
25,83	5223,46	26,38	5218,60	27,05	5520,41
30,26	5203,78	30,34	5082,08	30,15	5501,82
37,34	5122,09	37,15	4643,75	36,97	5273,89
43,39	4703,52	43,50	4235,64	43,84	5007,42
49,16	4603,00	48,92	4161,63	48,29	4788,30
50,47	4518,35	50,46	3499,31	50,36	4682,47
72,05	4147,96	72,14	3303,87	72,97	4528,08
82,63	3816,63	82,81	3257,67	82,27	4213,57
90,52	3547,72	89,59	3165,17	90,74	3918,81
97,99	3259,27	98,46	3177,15	98,65	3729,68
102,54	3171,18	102,24	3210,55	N/A	N/A

Tableau A.4 Technique de modélisation, déformée et fréquence associées à chaque technique.

	Description	Déformée	Fréquence et déplacement en tête F_{100}
Modèle 1	Diagonales rotulées Jambes continues		18,65 Hz 14,50 mm
Modèle 2	Diagonales rotulées Jambes continues Supports élastiques		15,19 Hz 24,90 mm
Modèle 3	Diagonales continues Jambes continues Supports élastiques		16,04 Hz 24,63 mm
Modèle 4	Diagonales rotulées Jambes continues Supports élastiques Diagonales modifiées		13,96 Hz 28,62 mm

ANNEXE B

DONNÉES ET FIGURES SUPPLÉMENTAIRES

Des graphiques complémentaires sont disponibles dans le DVD de données inclus avec le présent mémoire.

La première série présente les graphiques des accéléromètres en fonction du temps. Il s'agit des signaux traités avec le filtre passe-bas et le filtre passe-haut d'un lâcher de 25 kN lors de la deuxième série. Voir le schéma d'instrumentation (voir Fig.B.1) pour la position des accéléromètres, des capteurs laser et des LVDTs. On peut retrouver les fichiers *Excel* comprenant les graphiques dans le répertoire *Fichier Excel d'analyse (Final)*. La nomenclature des fichiers est «*AmortissementJYTv3 S2 25.xls*» et signifie que le fichier contient les données et les graphiques d'un lâcher de 25 kN lors de la deuxième série, pour tous les accéléromètres. Dans ces fichiers on retrouve toute les données concernant l'amortissement et la fréquence (rigidité dynamique). Le même répertoire contient aussi le fichier de compilation des données *Compilation amortissement 10-01-22 v2.xls* où l'on retrouve tous les graphiques bruts présentés dans le mémoire.

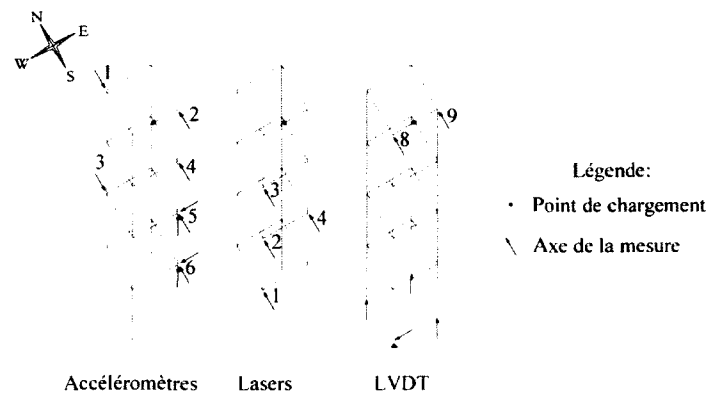


Figure B.1 Localisation précise de l'instrumentation et orientation des mesures.

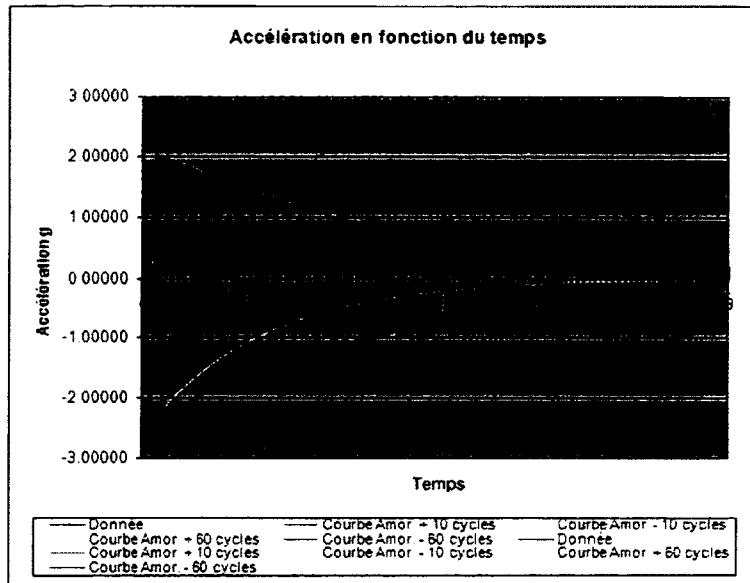


Figure B.2 Accélération (accéléromètre 1) en fonction du temps.

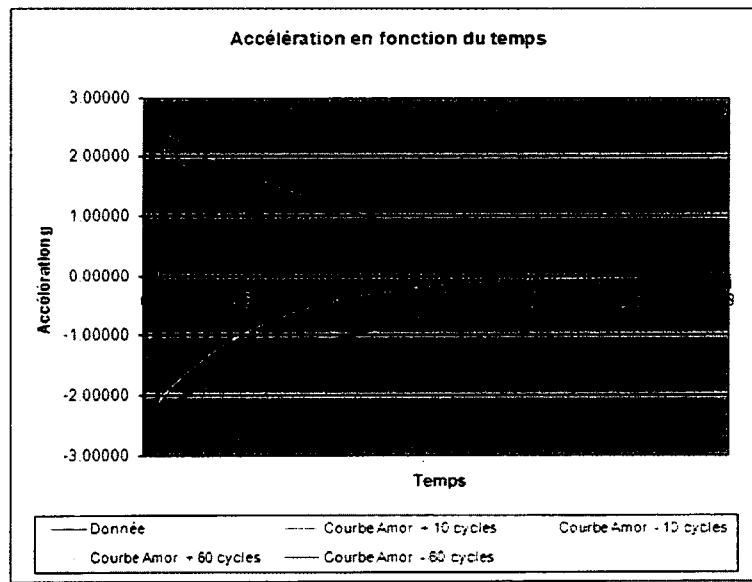


Figure B.3 Accélération (accéléromètre 2) en fonction du temps.

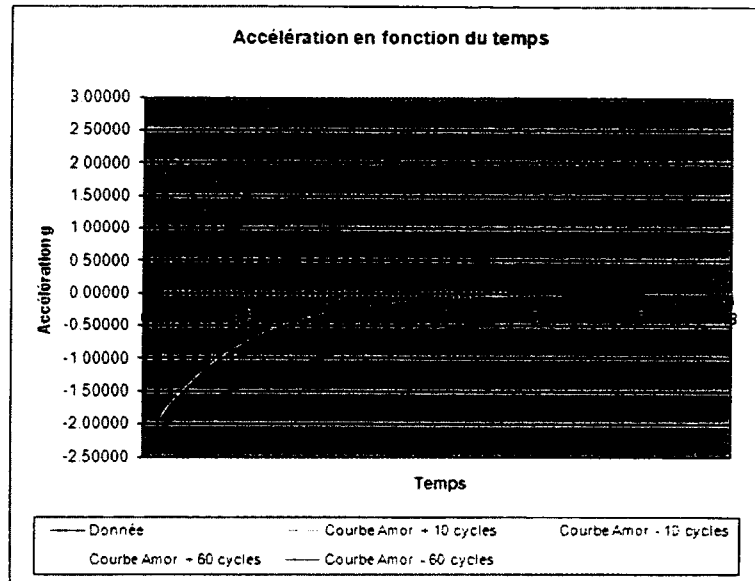


Figure B.4 Accélération (accéléromètre 3) en fonction du temps.

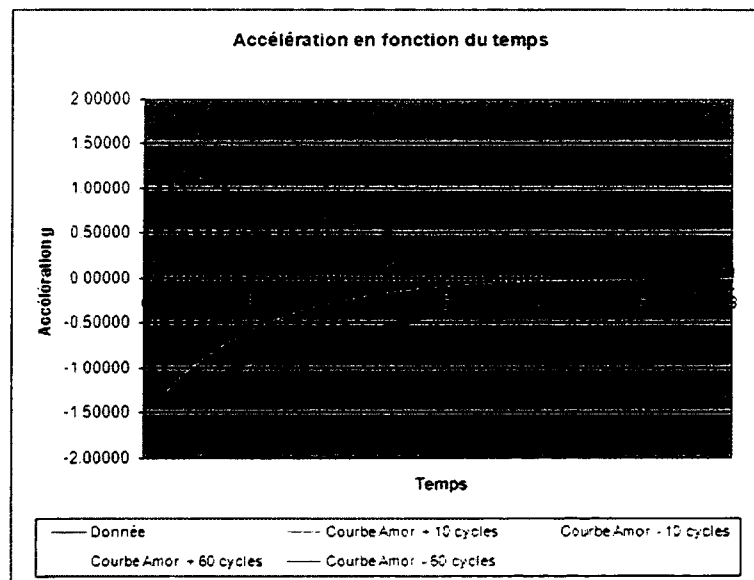


Figure B.5 Accélération (accéléromètre 4) en fonction du temps.

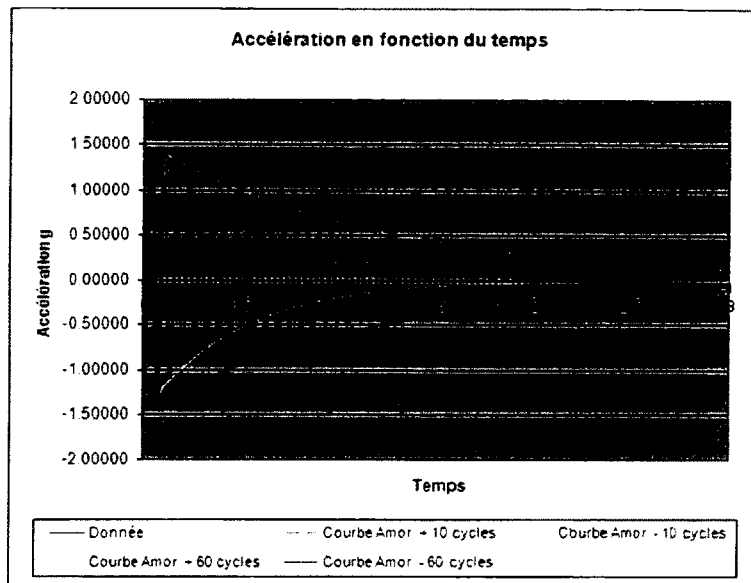


Figure B.6 Accélération (accéléromètre 5) en fonction du temps.

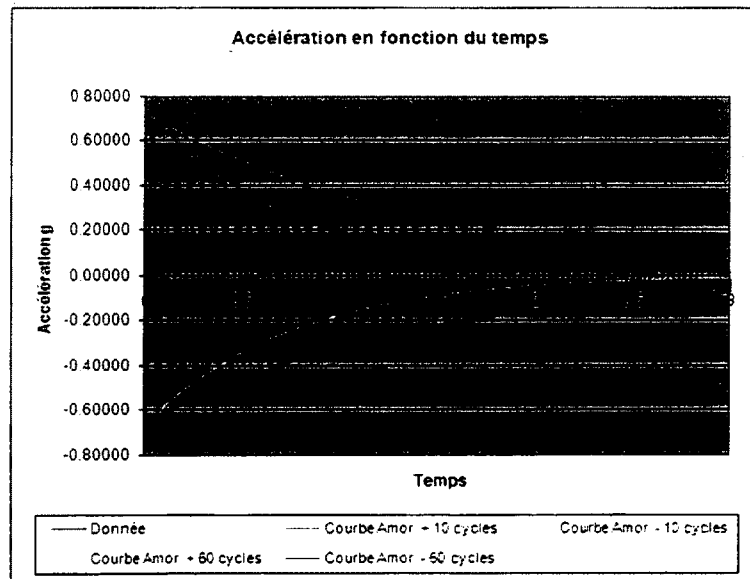


Figure B.7 Accélération (accéléromètre 6) en fonction du temps.

La deuxième série présente les graphiques des déplacements enregistrés des LVDTs et des capteurs lasers en fonction du temps. Le premier graphique (voir Fig.B.8) présente les signaux des LVDTs et des capteurs lasers non traités, la seconde présente ces mêmes signaux dans le domaine fréquentiel (voir Fig.B.9) et le dernier (voir Fig.B.10) présente les signaux après avoir passé dans le même filtre passe-bas et passe-haut que pour les graphiques des accéléromètres présentés précédemment.

On peut retrouver tous les graphiques pour tout les lâcher dans le répertoire *Graphiques déplacements*. La nomenclature des fichiers est «*S1 5kN dep.png*» et représente le déplacement non traité d'un lâcher de 5 kN de la première série d'essais. «*S1 5kN freq.png*» représente l'amplitude de déplacement en fonction de la fréquence pour le même lâcher, tandis que «*S1 5kN dep corr.png*» représente le déplacement corrigé en fonction du temps pour le lâcher citée précédemment.

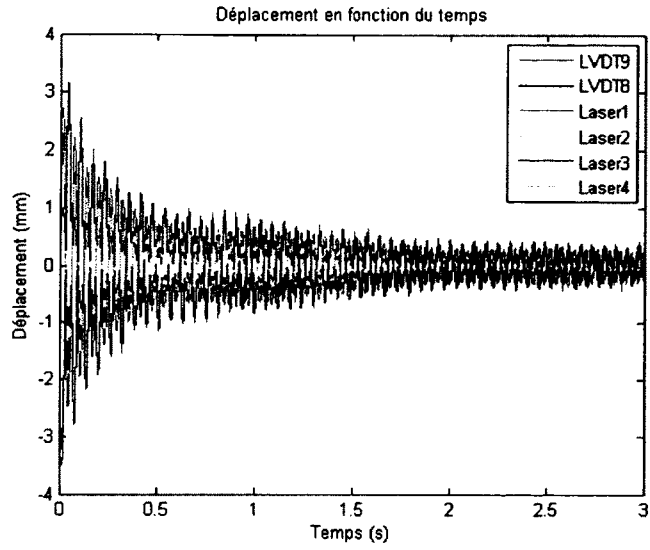


Figure B.8 Déplacement en fonction du temps (non-corrigé).

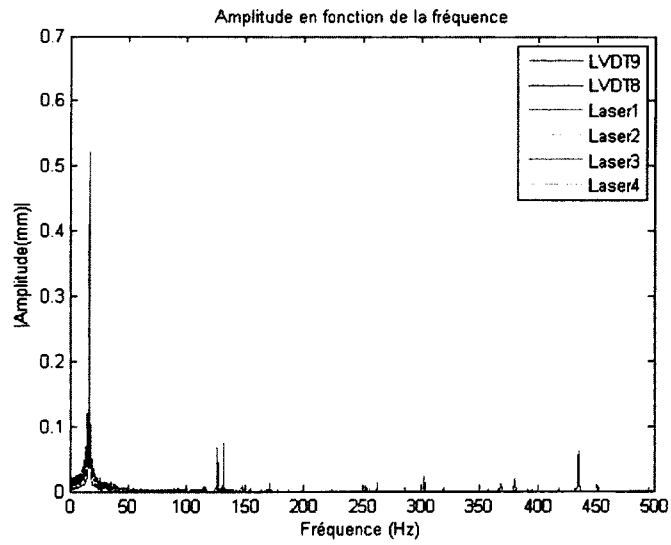


Figure B.9 Amplitude de déplacement en fonction de la fréquence

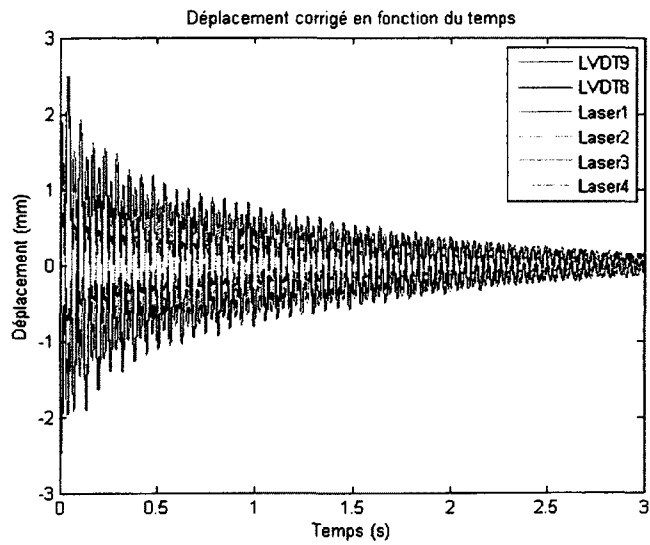


Figure B.10 Déplacement en fonction du temps (corrigé).

ANNEXE C

ORGANIGRAMME DU DVD DE DONNÉES

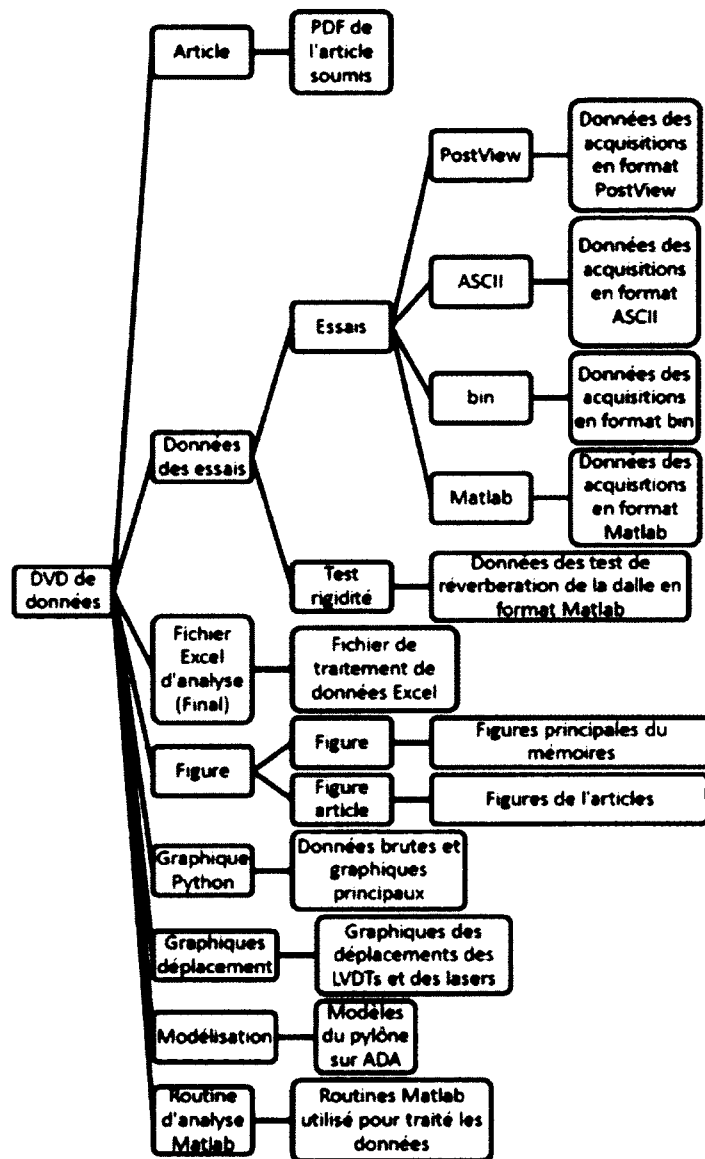


Figure C.1 Organigramme du DVD de données fourni avec le mémoire.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- (2000). *Eurocode 8 Conception et Dimensionnement des Structures pour leur Résistance aux Séismes, partie 1-2, Règles Générales - Règles Générales pour les Bâtiments.*
- (2005). *Eurocode 1 Actions sur les Structures, partie 1-4, Actions Générales - Actions du Vent.*
- AASHTO (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 5^e édition. 1822 p.
- AISC (2008). *AISC Seismic Design Manual.*
- ASCE (2010). *Minimum Design Loads of Buildings and Other Structures and commentary.* ASCE, 650 p.
- ASTM (2009). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 bolts.*
- Baenziger, M. A., James, W. D., Wouters, B. et Li, L. (1994). Dynamic loads on transmission line structures due to galloping conductors. *IEEE Transactions on Power Delivery*, volume 9, numéro 1, p. 40–49.
- CSA (2009). *Design of Steel Structure.*
- CSA (2010). *CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code and S6S1-10.*
- DaSilva, J. G. S., Vellasco, P. C. G. D., DeAndrade, S. A. L. et DeOliveira, M. I. R. (2005). Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 61, numéro 8, p. 1108–1134.
- Fukuwa, N., Nishizaka, R., Yagi, S., Tanaka, K. et Tamura, Y. (1996). Field measurement of damping and natural frequency of an actual steel-framed building over a wide range of amplitudes. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, volume 59, numéro 2-3, p. 325–347.
- Glanville, M. J., Kwok, K. C. S. et Denoon, R. O. (1996). Full-scale damping measurements of structures in australia. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, volume 59, numéro 2, p. 349–364.
- Jeary, A. P. (1996). Description and measurement of nonlinear damping in structures. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, volume 59, numéro 2-3, p. 103–114.
- Kitipornchai, S., Al-Bermani, F. et Peyrot, A. H. (1994). Effect of bolt slippage on ultimate behavior of lattice structures. *Journal of structural engineering New York, N. Y.*, volume 120, numéro 8, p. 2281–2287.
- McClure, G. et Lapointe, M. (2003). Modeling the structural dynamic response of overhead transmission lines. *Computers and Structures*, volume 81, numéro 8-11, p. 825–834.

- Ostendorp, M. (1997). Damping characteristics of a steel lattice structure. Dans *Part 2 (of 2), April 13, 1997 - April 16*, J.A. Jones Power Delivery, Inc. Haslet, United States. Proceedings of the 1997 15th Structures Congress, volume 1. ASCE, Portland, OR, USA, p. 358–362.
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures - application aux ouvrages de génie civil*. Paris, 702 p.
- Tamura, Y. et Suganuma, S.-Y. (1996). Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency of buildings during strong winds. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, volume 59, numéro 2-3, p. 115–130.
- Ungkurapinan, N., Chandrakeerthy, S. R. D., Rajapakse, R. K. N. D. et Yue, S. B. (2003). Joint slip in steel electric transmission towers. *Engineering Structures*, volume 25, numéro 6, p. 779–788.
- Wood, D. (2006). Loose bolts at connections helped bring down line. *Engineering News Records*, volume 256, numéro 5, p. 16.
- Zivanovic, S., Pavic, A. et Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation : A literature review. *Journal of Sound and Vibration*, volume 279, numéro 1-2, p. 1–74.