



HAL
open science

Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés

Mohammad Saranik

► **To cite this version:**

Mohammad Saranik. Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés. Autre. Ecole Centrale de Lyon, 2011. Français. NNT : 2011ECDL0047 . tel-00693159

HAL Id: tel-00693159

<https://theses.hal.science/tel-00693159v1>

Submitted on 2 May 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

présentée devant

L'ÉCOLE CENTRALE DE LYON

pour obtenir le grade de

DOCTEUR

Spécialité : Génie Civil

par

Mohammad SARANIK

**Conception parasismique robuste
de bâtiments à base d'assemblages boulonnés**

Soutenue publiquement le 12 décembre 2011 devant le jury :

M.	J.M. REYNOUARD , Professeur, INSA de Lyon	Président du jury
Mme.	E. AUBRY , Professeur, Université de Haute-Alsace	Rapporteur
M.	N. BOUHADDI , Professeur, Université de Franche-Comté	Rapporteur
M.	L. JÉZÉQUEL , Professeur, École Centrale de Lyon, Écully	Directeur de thèse
M.	D. LENOIR , Ingénieur de Recherche, École Centrale de Lyon, Écully	Co-encadrant de thèse

École centrale de Lyon
Liste des personnes habilitées à diriger des recherches

Nom-Prénom	Corps grade	Laboratoire	Etablissement
BEROUAL Abderrahmane	Professeur	AMPERE	ECL
BURET François	Professeur	AMPERE	ECL
JAFFREZIC-RENAULT Nicole	Directeur de Recherche	AMPERE	CNRS/ECL
KRÄHENBÜHL Laurent	Directeur de Recherche	AMPERE	CNRS/ECL
NICOLAS Alain	Professeur	AMPERE	ECL
NICOLAS Laurent	Directeur de Recherche	AMPERE	CNRS/ECL
SCORLETTI Gérard	Professeur	AMPERE	ECL
SIMONET Pascal	Directeur de Recherche	AMPERE	CNRS/ECL
VOLLAIRE Christian	Professeur	AMPERE	ECL
	<i>Total</i>	9	
HELLOUIN Yves	Maître de Conférences	DER EEA	ECL
	<i>Total</i>	1	
GUIRALDENQ Pierre	Professeur Émérite	DER STMS	ECL
VINCENT Léo	Professeur	DER STMS	ECL
	<i>Total</i>	2	
LOHEAC Jean-Pierre	Maître de Conférences	ICJ	ECL
MAITRE Jean-François	Professeur Émérite	ICJ	ECL
MARION Martine	Professeur	ICJ	ECL
MIRONESCU Elisabeth	Professeur	ICJ	ECL
MOUSSAOUI Mohand	Professeur	ICJ	ECL
MUSY François	Maître de Conférences	ICJ	ECL
ZINE Abdel-Malek	Maître de Conférences	ICJ	ECL
	<i>Total</i>	7	
DAVID Bertrand	Professeur	ICTT	ECL
	<i>Total</i>	1	
CALLARD Anne-Ségolène	Professeur	INL	ECL
CLOAREC Jean-Pierre	Maître de Conférences	INL	ECL
GAFFIOT Frédéric	Professeur	INL	ECL
GAGNAIRE Alain	Maître de Conférences	INL	ECL
GARRIGUES Michel	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
GENDRY Michel	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL

GRENET Geneviève	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
HOLLINGER Guy	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
KRAWCZYK Stanislas	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
LETARTRE Xavier	Chargé de Recherche	INL	CNRS/ECL
O'CONNOR Ian	Professeur	INL	ECL
PHANER-GOUTORBE Magali	Professeur	INL	ECL
ROBACH Yves	Professeur	INL	ECL
SAINT-GIRONS Guillaume	Chargé de Recherche	INL	CNRS/ECL
SEASSAL Christian	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
SOUTEYRAND Eliane	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
TARDY Jacques	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
VIKTOROVITCH Pierre	Directeur de Recherche	INL	CNRS/ECL
	<i>Total</i>	<i>18</i>	
<hr/>			
CHEN Liming	Professeur	LIRIS	ECL
	<i>Total</i>	<i>1</i>	
<hr/>			
BAILLY Christophe	Professeur	LMFA	ECL
BERTOGLIO Jean-Pierre	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
BLANC-BENON Philippe	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
BOGEY Christophe	Chargé de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
CAMBON Claude	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
CARRIERE Philippe	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
CHAMPOUSSIN J-Claude	Professeur Émérite	LMFA	ECL
COMTE-BELLOT Genevièvre	Professeur Émérite	LMFA	ECL
FERRAND Pascal	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
GALLAND Marie-Annick	Professeur	LMFA	ECL
GODEFERD Fabien	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
GOROKHOVSKI Mikhail	Professeur	LMFA	ECL
HENRY Daniel	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
JEANDEL Denis	Professeur	LMFA	ECL
JUVE Daniel	Professeur	LMFA	ECL
LE RIBAUT Catherine	chargée de recherche	LMFA	CNRS/ECL
LEBOEUF Francis	Professeur	LMFA	ECL
PERKINS Richard	Professeur	LMFA	ECL
ROGER Michel	Professeur	LMFA	ECL
SCOTT Julian	Professeur	LMFA	ECL
SHAO Liang	Directeur de Recherche	LMFA	CNRS/ECL

SIMOENS Serge	Chargé de Recherche	LMFA	CNRS/ECL
TREBINJAC Isabelle	Maître de Conférences	LMFA	ECL
	<i>Total</i>	23	
<hr/>			
BENAYOUN Stéphane	Professeur	LTDS	ECL
CAMBOU Bernard	Professeur	LTDS	ECL
COQUILLET Bernard	Maître de Conférences	LTDS	ECL
DANESCU Alexandre	Maître de Conférences	LTDS	ECL
FOUVRY Siegfried	Chargé de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
GEORGES Jean-Marie	Professeur Émérite	LTDS	ECL
GUERRET Chrystelle	Chargé de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
HERTZ Dominique	past	LTDS	ECL
ICHCHOU Mohamed	Professeur	LTDS	ECL
JEZEQUEL Louis	Professeur	LTDS	ECL
JUVE Denyse	ingénieur de recherche	LTDS	ECL
KAPSA Philippe	Directeur de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
LE BOT Alain	Directeur de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
LOUBET Jean-Luc	Directeur de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
MARTIN Jean-Michel	Professeur	LTDS	ECL
MATHIA Thomas	Directeur de Recherche	LTDS	CNRS/ECL
MAZUYER Denis	Professeur	LTDS	ECL
PERRET-LIAUDET Joël	Maître de Conférences	LTDS	ECL
SALVIA Michelle	Maître de Conférences	LTDS	ECL
SIDOROFF François	Professeur	LTDS	ECL
SINOUE Jean-Jacques	Professeur	LTDS	ECL
STREMSDOERFER Guy	Professeur	LTDS	ECL
THOUVEREZ Fabrice	Professeur	LTDS	ECL
TREHEUX Daniel	Professeur	LTDS	ECL
VINCENS Eric	Maître de Conférences	LTDS	ECL
	<i>Total</i>	25	
<hr/>			
	<i>Total HdR ECL</i>	91	
<hr/>			

Remerciements

Les travaux de thèse présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein du Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), Équipe Dynamique des Structures (D2S) de l'École Centrale de Lyon.

Tout d'abord, je tiens à remercier M. le Professeur Louis JEZEQUEL pour avoir bien voulu me diriger pendant mes quatre années d'études, pour son soutien dans les moments difficiles, et pour m'avoir accueilli au sein de son équipe de recherche.

Je remercie vivement Monsieur David LENOIR, qui a encadré ce travail de thèse, pour ses encouragements et sa capacité d'interpréter positivement mes résultats. Ses conseils et ses encouragements durant toutes ces années m'ont été d'une grande utilité.

Je suis très reconnaissant à Monsieur J.-M. REYNOUARD, Professeur à l'INSA de Lyon, qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être le président du jury. J'exprime également ma gratitude à Madame E. AUBRY, Professeur à l'ESSAIM, Université de Haute-Alsace et Monsieur N. BOUHADDI, Professeur à l'Université de Franche-Comté, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant d'être les rapporteurs de ce mémoire.

Mes remerciements vont également à toute l'équipe de Dynamique des Structures pour sa bonne humeur et sa gentillesse. L'ambiance chaleureuse au sein du laboratoire a grandement contribué à rendre les conditions de travail agréables. Merci à tous mes collègues thésards, qui ont déjà passé leur thèse ou qui la passeront, pour leur soutien. Merci pour toute la partie expérimentale, à Bernard JEANPIERRE, Stéphane LEMAHIEU, Sébastien LEONE et Lionel CHARLES dont la patience et l'ingéniosité ont été mises à rude épreuve. Mes remerciements vont aussi à nos ingénieurs Jérôme LABORDE pour la conception de la table vibrante et Xavier LEBLANC pour son aide à la mise en oeuvre des essais sur le pot vibrant. J'adresse aussi un grand merci à la secrétaire de l'équipe D2S Isabelle TIXIER.

Je remercie vivement M. Bernard FABRE qui a corrigé les premières versions de mon manuscrit et pour sa grande aide apportée à la correction de mon français.

Je voudrais exprimer mon remerciement à l'Ambassade de France en Syrie et au CNOUS (Centre National des oeuvres Universitaires et Scolaires). Merci à mon pays qui m'a accordé une bourse de thèse. Cette bourse est aussi le fruit de la coopération entre le CNOUS et les Universités en Syrie.

Je remercie aussi à ma famille à Alep pour leur prière. J'aimerais dire un grand merci à mon épouse, Hala, pour le soutien sans limite qu'elle m'a donné à chaque instant, pour sa patience et pour ses sacrifices malgré ses recherches de sa propre thèse.

Résumé

La procédure d'évaluation des performances des structures en génie civil soumis à des tremblements de terre implique le développement des modèles mathématiques et des procédures d'analyse dynamique non-linéaire pour estimer les réponses sismiques. Le comportement hystérétique des structures est connu pour être fortement dépendante du modèle de l'assemblage. Dans le cas de chargement cyclique, la plastification cyclique, le phénomène de fatigue oligocyclique et la détérioration du comportement dus à la dégradation de rigidité ont été jugées importantes. Cela éventuellement conduit à une grande incertitude dans les réponses d'une structure. Dans ce contexte, un modèle d'endommagement basé sur la fatigue hystérétique est développé pour évaluer la performance sismique des ossatures en acier avec des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité. Le modèle développé est un modèle hystérétique dégradant basé sur l'indicateur de dommage par fatigue oligocyclique.

Une étude expérimentale du comportement d'un assemblage boulonné à plaque d'extrémité est réalisée pour analyser les effets du comportement en fatigue oligocyclique et pour développer un modèle de prédiction de durée de vie. Les essais de fatigue ont été effectués en utilisant un pot vibrant. Les résultats des essais expérimentaux de fatigue seront utilisés pour déduire les paramètres de la fatigue qui sont nécessaires pour développer le modèle hystérétique de l'assemblage boulonné.

L'analyse des dommages sismiques est l'un des problèmes les plus difficiles dans des structures grandes et complexes, particulièrement celles en ossature avec des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité. L'existence de dommages structuraux dans une structure conduit à la modification des modes de vibration et les valeurs propres globales sont généralement sensibles à l'ampleur des dégâts sismiques locaux dans des assemblages boulonnés. Dans ce travail, une analyse temporelle non-linéaire qui tient compte des modes et des fréquences non-linéaires a été proposée. Selon cette approche, les modes et les fréquences non-linéaires peuvent être déterminés par une procédure itérative qui repose sur la méthode de linéarisation équivalente. L'introduction de la notion des modes non-linéaires a permis d'étendre la méthode de synthèse modale linéaire aux cas non-linéaires afin d'obtenir la réponse dynamique des systèmes non-linéaires.

Dans un autre contexte expérimental, cette thèse présente les résultats d'essais sur une table vibrante. L'objectif des essais expérimentaux est de comprendre le comportement inélastique des structures en acier soumis à des charges dynamiques. Par ailleurs, ces essais sont également destinés à étudier les changements dans les paramètres modaux dus au développement du comportement élasto-plastique et du dommage par fatigue oligocyclique

des assemblages boulonnés. Une simulation numérique non-linéaire du système est effectuée sur la base du modèle développé et l'approche numérique proposée. Une comparaison des résultats obtenus à partir de l'analyse numérique et ceux des essais de table vibrante est présentée. Cependant, l'analyse des dommages pour les ossatures en acier sous excitations sismiques aléatoires exige l'application d'un algorithme adéquat. Un algorithme a été développé pour évaluer la performance sismique des ossatures en acier. En utilisant cet algorithme, l'influence de la fatigue oligocyclique sur le comportement des assemblages boulonnés à plaques d'extrémité peut être étudiée.

Mots Clés :

Assemblage boulonné, ossature en acier, endommagement, fatigue, synthèse modale, non-linéaire, pot vibrant, table vibrante.

Abstract

The performance assessment procedure of civil engineering structures subjected to earthquakes involves the development of mathematical models and nonlinear dynamic analysis procedures to estimate seismic responses. The hysteretic behavior of structures was known to be strongly dependent on the connection model. In the case of cyclic loading, cyclic hardening, low cycle fatigue phenomena and deterioration of the behavior due to stiffness degradation were found to be important. This eventually led to high uncertainty in the responses of system. In this context, a Fatigue Damage-Based Hysteretic model is developed to evaluate the seismic performance of steel moment-resisting frames with end-plate connections. The developed model is a degrading hysteretic model based on the low cycle fatigue damage index.

An experimental study of the behavior of a end-plate bolted connection is performed for analyzing the effects of low cycle fatigue behavior and developing a model for predicting life of end-plate bolted connection. The fatigue tests were conducted using a shaker. The experimental fatigue results will be used to derive the fatigue parameters that will be used to develop the hysteretic model of the bolted connection.

Analysis of seismic damage is one of the most challenging problems in large and complex structures, particularly those in steel moment-resisting frame with end-plate bolted connections. The existence of structural damage in an engineering structure leads to the modification of vibration modes and global eigenvalues are usually sensitive to the degree of local damage seismic in bolted connections. In this work, a nonlinear time history analysis which takes into account nonlinear modes and frequencies was adopted. According to this approach, the nonlinear modes and frequencies can be determined by an iterative procedure which based on the method of equivalent linearization. The introduction of the notation of nonlinear modes permits an extension of the method of linear modal synthesis to nonlinear cases in order to obtain the dynamic response of nonlinear systems.

In another experimental context, this thesis presents the results from shaking table tests of a two-story steel frame with end-plate bolted connections. The aim of the experimental tests is to understand the inelastic behavior of steel frame structures subjected to dynamic loads. Moreover, the purpose of these tests is also to study the changes in modal parameters due to the development of elasto-plastic behavior and low cycle fatigue damage in steel frame connections. A nonlinear numerical simulation of the system is performed based on the developed model and the proposed numerical approach. A comparison of the results obtained from numerical analysis and those of shake table testing is presented. However, the

damage analysis for steel frames under random seismic excitations requires the application of an adequate algorithm. An algorithm was developed to assess the seismic performance of steel frames with bolted connections. Using this algorithm, the influence of low cycle fatigue damage in the behavior of end plate bolted connections can be studied.

Keywords :

Bolted connection, steel frame, damage, fatigue, modal synthesis, nonlinear, shaker, shaking table.

Table des matières

1	Introduction générale et problématique de la thèse	1
1.1	Structures métalliques	1
1.2	Evolution en Génie Parasismique	3
1.2.1	Dimensionnement en capacité	4
1.3	Caractéristique d’assemblage boulonné	7
1.3.1	Résistance	7
1.3.2	Rigidité	8
1.3.3	Ductilité	9
1.4	Comportement d’assemblage boulonné dans la structure globale	10
1.5	Problématique et plan de la thèse	13
2	Phénomènes d’endommagement d’un assemblage	17
2.1	Introduction	17
2.2	Endommagement par fatigue vibratoire d’un assemblage boulonné	18
2.2.1	Serrage du boulon	18
2.2.2	Fatigue d’un boulon sous charge transversale	21
2.2.2.1	Notions de micro-macro glissement	21
2.2.2.2	Phénomène de desserrage des boulons	25
2.2.3	Fatigue d’un boulon sous charge axiale	39

2.2.3.1	Influence du niveau d'introduction de l'effort extérieur	42
2.2.3.2	Assemblage soumis à des sollicitations cycliques en service . . .	43
2.2.4	Fatigue oligocyclique des assemblages boulonnés	47
2.2.4.1	Courbe S-N	48
2.2.4.2	Lois du cumul de dommages par fatigue	50
2.3	Loi hystérétique et phénomène d'élastoplasticité	50
2.3.1	Modèle élastoplastique de l'assemblage boulonné	54
2.3.1.1	Modélisation phénoménologique	54
2.3.1.2	Modélisation mécanique	59
2.3.1.3	Modélisation numérique 3D par éléments finis	60
2.4	Quantification du dommage	62
2.4.1	Théorie et les concepts des indicateurs des dommages	62
2.4.2	Indicateurs de dommage	64
2.4.2.1	Evaluation des dommages basés sur les propriétés structurales	65
2.4.2.2	Evaluation des dommages basés sur les propriétés dynamiques	72
2.5	Conclusion	75
3	Etude expérimentale de la fatigue vibratoire	77
3.1	Introduction	77
3.2	Programme expérimental	78
3.2.1	Présentation de banc d'essais et installation expérimentale	78
3.2.2	Présentation des spécimens	80
3.2.3	Equipement et instrumentation	82
3.2.4	Procédure de test	83
3.2.5	Critères de rupture	83

3.3	Modèle Manson-Coffin de fatigue à faible nombre de cycle	83
3.4	L'analyse dynamique du système	84
3.4.1	Fréquence naturelle d'une poutre encastré-libre avec masse à l'extrémité	84
3.4.2	Détermination des caractéristiques mécaniques d'un assemblage boulonné	87
3.4.3	Modélisation des déformations	88
3.4.4	Vibration du système excité par la base	89
3.5	Résultats expérimentaux	90
3.5.1	Fréquence naturelle d'une poutre encastré-libre avec masse à l'extrémité	90
3.5.2	Propriétés de fatigue	91
3.6	Conclusion	97
4	Développement d'un modèle amélioré	99
4.1	Introduction	99
4.2	Modèle hystérétique développé	100
4.3	Approche des éléments finis	102
4.3.1	Analyse non-linéaire du système : cas de synthèse modale linéaire . . .	102
4.3.2	Analyse non-linéaire du système : cas de synthèse modale non-linéaire	106
4.3.3	Procédures itératives de résolution des systèmes non-linéaires	108
4.4	Modélisation numérique et validation expérimentale	110
4.4.1	Les spécimens d'essai, les propriétés et les détails	110
4.4.2	Installation expérimentale et instrumentation	112
4.4.3	Procédure d'essai	116
4.4.4	Comparaison des résultats expérimentaux et numériques	118
4.4.4.1	Comparaison des caractéristiques dynamiques pré-essais . . .	118
4.4.4.2	Comparaison des réponses et les indicateurs de dommage . .	120

4.4.5	Analyse de la réponse fréquentielle du système	133
4.5	Analyse numérique des ossatures sous chargement sismique	135
4.5.1	Algorithme développé pour l'analyse sismique des structures	135
4.5.2	Méthode de comptage des cycles <i>Rainflow</i>	137
4.5.3	Demande sismique d'une structure	139
4.5.4	Exemple de calcul : cas d'une synthèse modale linéaire	140
4.5.5	Exemples de calcul : cas d'une synthèse modale non-linéaire	146
4.5.5.1	Ossature métallique de deux étages et une baie	146
4.5.5.2	Ossature métallique de trois étages et deux baies	152
4.6	Conclusion	161
5	Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments	163
5.1	Introduction	163
5.2	Vulnérabilité des structures et courbes de fragilité	164
5.3	Méthodes d'analyse et d'évaluation de la vulnérabilité	165
5.3.1	Méthodes de jugement	165
5.3.2	Méthodes empiriques	166
5.3.3	Méthodes analytiques	169
5.4	Analyse de la fragilité d'un système non-linéaire	170
5.4.1	Courbes de fragilité par analyse statique non-linéaire	170
5.4.2	Courbes de fragilité par analyse dynamique incrémentale temporelle	171
5.5	Les états limites des structures	171
5.6	Procédures pour évaluation de la vulnérabilité	172
5.6.1	Simulation de mouvements du sol	173
5.7	Etude paramétrique sur l'incertitude	173

5.7.1	L'incertitude totale du système	174
5.7.1.1	Incertitude sur la demande sismique	174
5.7.1.2	Incertitude sur la modélisation	177
5.7.1.3	Incertitude sur la capacité du système	179
5.8	Hypothèses de travail et les résultats	181
5.9	Conclusion	185
	Conclusions et perspectives	187
	Bibliographie	191

Chapitre 1

Introduction générale et problématique de la thèse

1.1 | Structures métalliques

Les tremblements de terre, leur influence sur les personnes et sur les constructions où ces personnes habitent et travaillent, l'évaluation et l'interprétation des dommages produits par les actions sismiques de différentes intensités sont les principales préoccupations de l'ingénieur de projet, dans les zones sismiques. La dégradation des structures après un tremblement de terre constitue toujours une provocation pour les chercheurs et les ingénieurs, les poussant à améliorer leurs méthodes de dimensionnement [1].

Les ossatures métalliques sont largement utilisées dans les pays industrialisés et surtout ceux présentant un risque sismique important. Les structures métalliques en ossature sont des systèmes structuraux qui offrent de nombreux avantages sur le plan architectural, laissant une large liberté de compartimentation et de définition des espaces (figure 1.1.1).

Ces structures ont généralement une grande capacité à dissiper l'énergie sismique par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques stables. Dans les régions affectées par de forts séismes, les ossatures métalliques offrent en général une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile hystérétique des éléments constitués par les poutres composant ces ossatures. Il n'est pas exclu également que des déformations inélastiques cycliques puissent se produire dans d'autres éléments, par exemple les assemblages.

Après les années 1950, une vaste recherche a été menée dans le domaine des structures en ossature sous chargement sismique. Ces dernières années, elle est devenue l'un des types dominant de la construction parasismique de bâtiments. Les structures en ossature utilisent plusieurs types d'assemblages, y compris boulonnés et soudés. Les assemblages poutre/poteau par ailes soudées et âme boulonnée à un gousset soudé sur l'aile du poteau (d'après la norme FEMA 350) [2] et les assemblages boulonnés à plaque d'extrémité sont deux types d'assemblages le plus couramment utilisés. Les assemblages boulonnés à plaque d'extrémité sont composés d'une plaque d'acier soudée à l'extrémité d'une section de poutre.

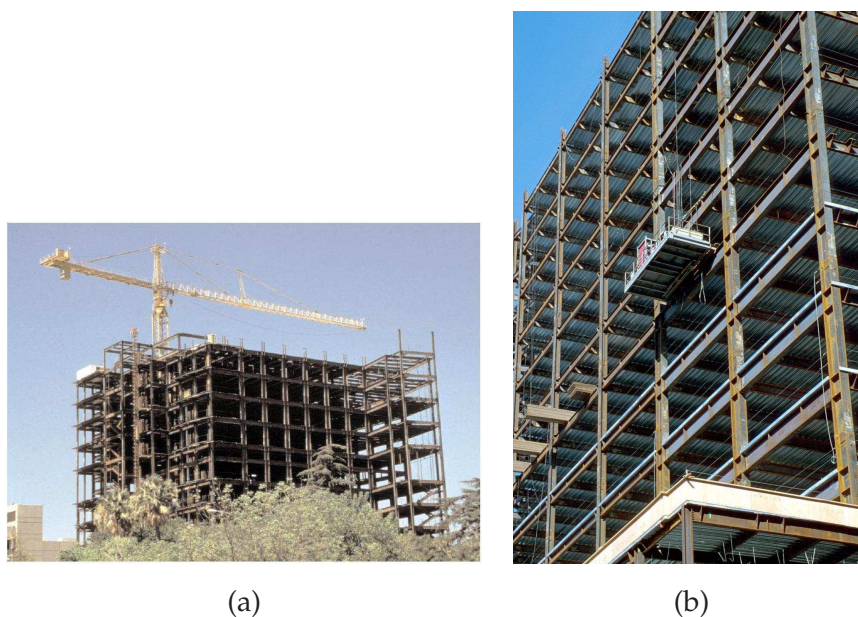


Figure 1.1.1 – (a) Structure métallique ; (b) Ossatures métalliques

A l'aide des boulons, la poutre avec la plaque à l'extrémité et le poteau peuvent être joints comme indiqué dans la figure 1.1.2.

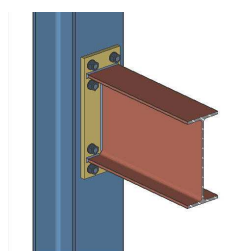


Figure 1.1.2 – Assemblage boulonné à plaque d'extrémité

Malheureusement, les tremblements de terre de Northridge et Kobe ont révélé que les ossatures métalliques conçues suivant les règles de l'art, n'étaient pas aussi performantes qu'on le croyait et même les dommages recensés reflètent leur vulnérabilité en zone sismique à champ proche. La vulnérabilité des ossatures est apparue lors de ces tremblements puissants, par des ruines fragiles décelées au niveau des assemblages entre les poutres et les poteaux [3, 4]. Même en présence de différentes typologies d'assemblage utilisées, la majorité des cas de ruine l'ont été par rupture fragile à partir de fissures amorcées dans la zone des soudures entre la poutre et le poteau. Avant le séisme de Northridge, les chercheurs pensaient que les assemblages poutre/poteau par ailes soudées et âme boulonnée fourniraient une ductilité suffisante pour supporter la charge sismique importante. Cependant, lors du séisme de Northridge près de 150 bâtiments en acier ont été gravement endommagés au niveau des assemblages soudés et plusieurs ont subi des ruptures fragiles. Plusieurs associations spécialisées dans la recherche en génie parasismique ont mené de vastes enquêtes d'analyse en laboratoire pour vérifier ce comportement imprévu de structures (SAC, FEMA,

ATC) [3, 5, 6, 2].

En conséquence, les modes de défaillance des assemblages ont été classés en plusieurs catégories basées sur le comportement observé lors de ces enquêtes (FEMA, 2000a) [2, 7]. Une concentration des contraintes était survenue au joint de soudure et une fatigue oligocyclique provenant de concentration de contraintes a été observée.

Pour remédier aux défaillances observées, plusieurs méthodes d'assemblage ont été enquêtées dans le cadre du projet SAC [3]. L'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a fait l'objet d'une attention particulière parce qu'il a été apte à fournir suffisamment de capacité de dissipation de l'énergie par sa ductilité et plusieurs autres avantages.

Ensuite, les études expérimentales ont indiqué que les ossatures en acier avec des assemblages boulonnés (ossature semi-rigides) peuvent avoir un comportement sismique plus favorable que des ossatures avec des assemblages soudés (ossatures rigides), en attirant moins les forces sismiques. Elles peuvent avoir moins de dégâts au cas de séisme. Aussi les détails d'assemblage pour les ossatures semi-rigides montrent un comportement ductile meilleur que les assemblages populaires utilisés au cours du tremblement de terre de Northridge.

La rupture fragile à caractère peu ductile au niveau des assemblages soudés poutres-poteaux a été à l'origine de la plupart des dommages enregistrés. Ceci a mis en défaut le concept de dimensionnement sismique basé sur la dissipation de l'énergie sismique par déformation plastique. Plusieurs causes de cette rupture fragile ont été cataloguées. Les principales sont les dispositions constructives non adéquates des assemblages soudés et la réduction de la ductilité locale au niveau de l'assemblage poteau-poutre.

L'une des principales raisons de la rupture instantanée de l'assemblage a été la rupture par fatigue oligocyclique. Les concentrations de contrainte peuvent entraîner de la fatigue oligocyclique après seulement quelques cycles de déformation plastique modérée. Le concept de la fatigue oligocyclique (Low Cycle Fatigue LCF) est originaire de la recherche en mécanique sur rupture fragile à la température élevée et les navires à haute pression sous charge cyclique (Coffin, 1954) [8]. Il a été développé non seulement pour expliquer le comportement observé des éléments mécaniques, mais aussi pour prédire l'accumulation des dommages. Ce concept a été appliqué à la conception des ossatures en acier dans les années 1970 et plusieurs études ont été menées pour étudier l'effet de la fatigue oligocyclique sur le comportement des assemblages sous chargement cycliques [9, 10, 11, 12, 13]. Bien que la recherche sur le comportement des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité sous chargement cyclique ait été effectuée, très peu d'informations sur le comportement en fatigue oligocyclique est disponible.

1.2 | Evolution en Génie Parasismique

Le génie parasismique est la branche de l'art de l'ingénierie qui traite de l'impact des séismes sur les structures et les moyens de les réduire. Chaque tremblement de terre majeur amène son lot de dévastations. Ces images de désolations interpellent directement les constructeurs. Quels sont les moyens d'éviter, ou au moins de limiter, les dégâts de la catastrophe provoqués par les secousses sismiques ? Quelles sont les erreurs à ne pas commettre ?

Bien que le comportement sismique réel des structures soit complexe, des réponses simples à ces questions existent. Comme il n'est pas possible d'agir sur la cause, la construction parasismique constitue le principal et meilleur moyen de réduire les dégâts sismiques [14].

Bien que le pouvoir destructeur des séismes soit connu depuis la nuit des temps, des moyens efficaces de prévention sismique pour les bâtiments n'ont été développés que récemment. La première mesure parasismique remonte au moins à l'époque de la Grèce antique où des temples ont été construits sur une couche de sable pour isoler les édifices du sous-sol. De nos jours, l'ingénieur dispose de méthodes permettant de garantir un comportement favorable des structures face aux séismes. Ces méthodes considèrent les spécificités de l'action des tremblements de terre et tirent parti des particularités de la réponse sismique des structures. Le premier objectif de la construction parasismique consiste à éviter l'effondrement des bâtiments pour sauver les vies humaines. En ce qui concerne les bâtiments nouveaux, les moyens pour atteindre cet objectif sont connus et ils concernent principalement la conception de la structure et les détails constructifs.

L'une des méthodes modernes de conception parasismique est le dimensionnement en capacité *Performance-Based Design*. Cette méthode évite de manière élégante la difficulté du comportement sismique complexe des structures. Au lieu de se focaliser sur les sollicitations, dont la détermination reste très imprécise, il se base sur la capacité de la structure en visant à lui conférer les aptitudes nécessaires à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques. La méthode vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure.

Dans le cas des structures en acier, l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (zones plastiques) en cas de séisme. Normalement le mécanisme avec des rotules plastiques dans les poutres permet un déplacement horizontal au sommet de l'ossature avec des rotations plus faibles que si les rotules se forment dans les poteaux. Dans cette manière une hiérarchie claire, qui prévient les plastifications et garantit un comportement sismique favorable de la structure, est établi.

1.2.1 | Dimensionnement en capacité

Le terme dimensionnement en capacité (*Performance-Based Design*), actuellement utilisé, a des multiples définitions. Il est utilisé les codes de construction pour se référer à une approche de conception qui répond à la sécurité des personnes et aux intentions de performance des bâtiments, tout en fournissant aux concepteurs et aux agents du bâtiment une manière plus systématique pour faire un choix de conception. Ce concept, fondé sur la performance de conception parasismique facilite l'innovation et fait qu'il est plus facile pour les concepteurs de proposer des nouveaux systèmes de construction qui ne soient pas couverts par les dispositions du code existant ou d'étendre l'utilisation des systèmes existants au-delà des limitations du code.

La conception basée sur la performance (dimensionnement en capacité) est également utilisée pour se référer à une approche de conception qui identifie et sélectionne un niveau de performance parmi plusieurs niveaux de performance. D'un point de vue technique, la

conception basée sur la performance a une autre définition. C'est une approche de conception qui fournit aux concepteurs des outils pour atteindre avec certitude les objectifs de performance spécifiques, telles que les comportements probables d'une structure.

La communauté internationale de génie parasismique a mobilisé dans le but de développer des méthodes de conception parasismique de bâtiments fondées sur leurs performances. Tel que défini par l'Association des ingénieurs des structures de Californie SEAOC, dans leur rapport Vision 2000 (SEAOC, 1988) [15], l'objectif du domaine du génie parasismique fondé sur la notion de performance est de fournir des méthodes de conception, de construction et d'entretien des bâtiments, tels que ils soient capables de fournir des performances prévisibles lorsqu'ils sont touchés par les tremblements de terre. Tel qu'il est utilisé ici, la performance est mesurée en termes de montant des dommages subis par un bâtiment, lorsqu'ils sont touchés par le mouvement du sol, et les effets de ces dommages à l'issue du tremblement de terre. Le concept ne se limite pas aux seuls bâtiments, mais il est généralement applicable à toutes les structures et leur charge des éléments non structuraux et leur contenu. Bien que le cadre proposé par les codes européens (EC8) et américains (FEMA, SAC) traite de manière appropriée tous les aspects du génie parasismique basé sur la notion de performance, y compris l'aspect structurelle et non-structurelle, l'assurance de la qualité de la construction et l'entretien de renforcement de l'intégrité tout au long de son cycle de vie, notre thèse se concentre sur les aspects de la conception structurelle du problème. Le concept basé sur la performance implique la définition des plusieurs niveaux de performance, qui devraient être atteints, ou du moins ne pas être dépassés, lorsque la structure est soumise à secousse sismique d'intensité spécifiée.

La plupart des règlements modernes en ingénierie sismique a fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par un niveau de performance dont la signification proche des états limites ultimes ou des charges de service d'utilisation, est largement répandue en France comme à l'étranger. Mais l'extension de l'exigence sécuritaire aux bâtiments existants a nécessité entre autres la définition de niveaux de performance. Ceux-ci permettent de différencier plus clairement la multitude de réponses possibles d'une structure à laquelle on attribue une fonction ou encore les différents états possibles d'une structure du point de vue fonctionnel, que la simple distinction entre un état limite de service et un état limite ultime [16].

Cette évolution de la définition d'un état limite vers celle d'un niveau de performance a traduit le besoin des ingénieurs de mieux cerner l'état d'une structure lors de sa réponse globale à un séisme et d'autre part la nécessité de définir des degrés d'endommagements progressifs reliés à la fonction d'une installation, utiles notamment dans une démarche de diagnostic sismique. Le FEMA 356 en 2000 [7], destiné à la réhabilitation sismique des bâtiments existants, définit par exemple, quatre niveaux de performance correspondant à l'endommagement attendu après un séisme :

- *Operational* : Les fonctions du bâtiment restent opérationnelles ; les dommages sont insignifiants.
- *Immediate Occupancy* : Le bâtiment reste sûr et habitable : les réparations sont mineures.
- *Life Safety* : La structure reste stable avec une marge de sécurité confortable ;

les dommages sont non structuraux et restent localisés.

- *Collapse Prevention* : Le bâtiment ne s'effondre pas ; les dommages ne sont pas limités.

Pour répondre à l'exigence sécuritaire susmentionnée, ces niveaux de performance sont mis en perspective avec un niveau d'aléa. Le choix du niveau de performance acceptable associé à celui d'un aléa, qui prend en compte des facteurs politiques, sociaux et économiques, peut s'appliquer aussi bien pour la conception d'un nouveau bâtiment que pour le diagnostic d'une installation existante et constitue le fondement même d'une politique de prévention sismique.

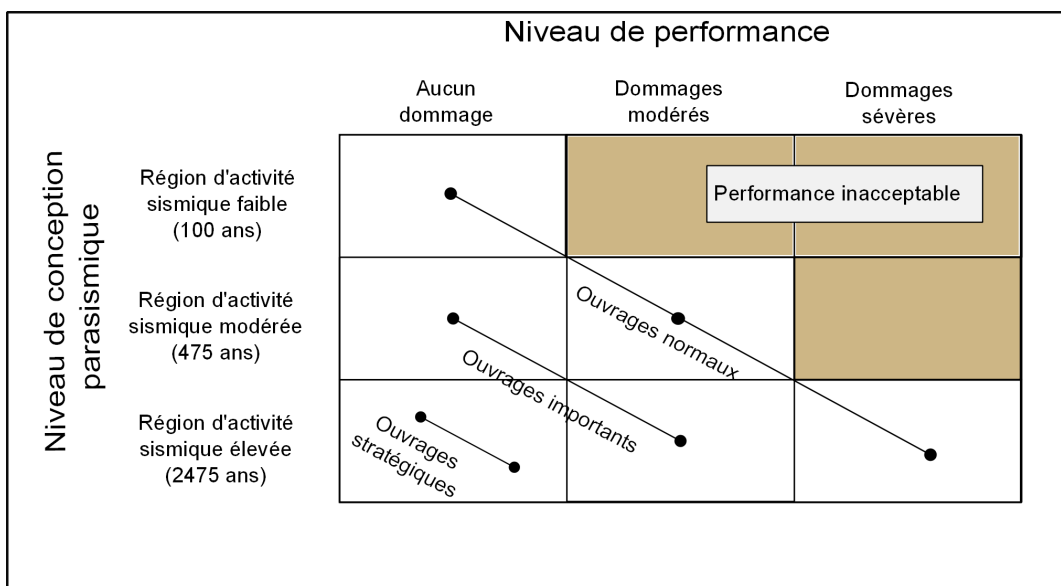


Figure 1.2.3 – Matrice de performance

Dans l'Eurocode 8 (EC8), l'aléa sismique vibratoire est défini de façon probabiliste par un niveau d'accélération du sol associé à une période de retour [17]. Le EC8 relie les objectifs à différents niveaux d'agression (voir la figure 1.2.3). Les objectifs énoncés ci-dessus sont traduits dans le code EC8-1 relative aux nouvelles constructions par les prescriptions suivantes mettant en avant des couples constitués d'un niveau d'action sismique associé à un objectif de comportement [18] :

- Prescription de non-effondrement : la structure doit être conçue et construite pour résister, sans effondrement local ou global, à un séisme dont le niveau d'agression correspond à une probabilité de dépassement sur 50 ans déterminée par l'Autorité Nationale (en principe 10%, ce qui correspond à une période de retour de 475 ans). C'est l'action sismique de référence. La structure doit en outre, après cet événement, conserver une capacité de résistance résiduelle notable (notamment vis-à-vis des charges permanentes, pour pouvoir résister à une réplique). Ainsi que, la structure doit être conçue pour résister à l'état limite à un séisme dont le niveau d'agression correspond à une probabilité de dépassement 2% sur 50 ans déterminée par l'Autorité Nationale (ce qui corres-

pond à une période de retour de 2475 ans).

- Prescription de limitation de dommage : la structure doit être conçue et construite de telle sorte que, sous l'effet d'un séisme de probabilité d'occurrence plus grande que le séisme de référence, la structure ne subisse pas de dommages dont le coût de réparation serait élevé en considération du coût de la structure elle-même ou qui limiterait son utilisation normale. Le niveau de séisme visé correspond à une probabilité de dépassement sur 50 ans fixée par l'Autorité Nationale (en principe 50%, soit une période de retour de 100 ans). Pour simplifier la tâche du concepteur, cette action sismique peut être déduite de l'action sismique de référence par une simple affinité, ce qui est admis dans le cas des bâtiments neufs.

Ces trois niveaux d'objectif dans le code EC8 correspondent aux trois niveaux de performance qui sont : (i) Limitation de dommage : Occasionnel (100 ans) (ii) Dommage modéré : Rare (475 ans) (iii) Dommage sévère : Très rare (2475 ans).

1.3 | Caractéristique d'assemblage boulonné

Fondamentalement, un assemblage poutre-poteau peut être identifié par la compréhension des caractéristiques comportementales de l'assemblage. Idéalement, ces caractéristiques comportementales peuvent être représentées par une relation entre le moment et la rotation de l'élément connecté. Cette relation est utile et importante et elle peut être illustrée par une courbe appelée la courbe Moment-Rotation ($M-\theta$). La figure 1.3.4 montre une courbe typique moment-rotation pour un assemblage boulonné tandis que la figure montre les limites en déformation pour un assemblage boulonné à travers un moment arbitraire. Basé sur la courbe Moment-Rotation, un assemblage peut être classé généralement en trois paramètres qui caractérisent la courbe de comportement d'un assemblage. Ils sont la résistance au moment, la rigidité initiale en rotation, et la capacité en rotation (ductilité).

1.3.1 | Résistance

En ce qui concerne la résistance, un assemblage peut être classé comme assemblage à résistance totale ou à résistance partielle. Un assemblage est classé à résistance complète, lorsque la résistance de l'assemblage est au moins égale à celle de l'élément attaché (la poutre). Dans ce cas, nous cherchons à former une rotule plastique dans l'élément, et non dans l'assemblage. La figure 1.3.5 montre la classification d'un assemblage par la résistance qui repose sur le moment-rotation pour six types de courbes typiques d'assemblages. Dans le cas où la capacité de rotation serait limitée (cas 1 de la figure 1.3.5) et aussi pour tenir compte du caractère aléatoire de la limite d'élasticité réelle des zones dissipatives, une réserve de résistance est demandée par plusieurs normalisations sismiques.

Un assemblage est classé à résistance partielle dans le cas contraire, lorsque la résistance de l'assemblage est plus faible que celle de la poutre (cas 5 et 6 de la figure 1.3.5). Dans ce cas, la plastification va se produire dans l'assemblage. Pour ce type d'assemblage, une ca-

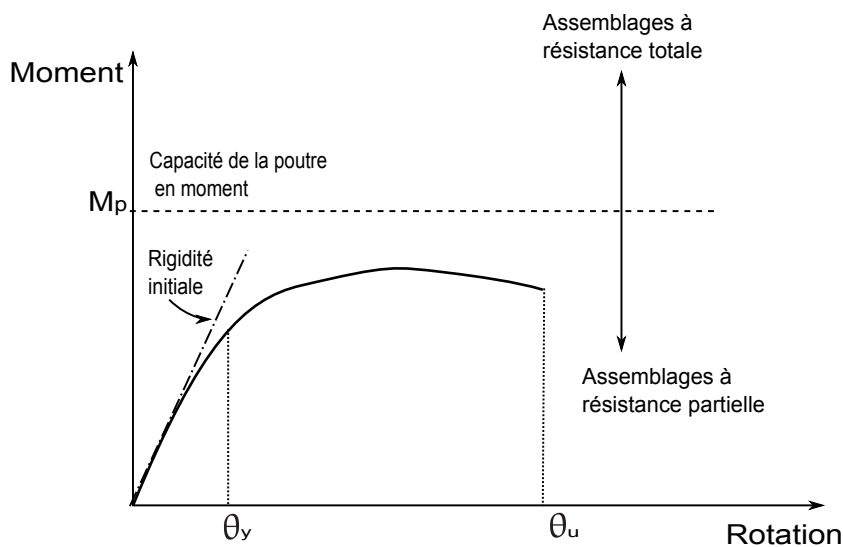


Figure 1.3.4 – Les caractéristiques comportementales d’un assemblage et la courbe moment-rotation

capacité de rotation suffisante est absolument nécessaire puisque l’essentiel des déformations inélastiques se trouve localisé dans l’assemblage.

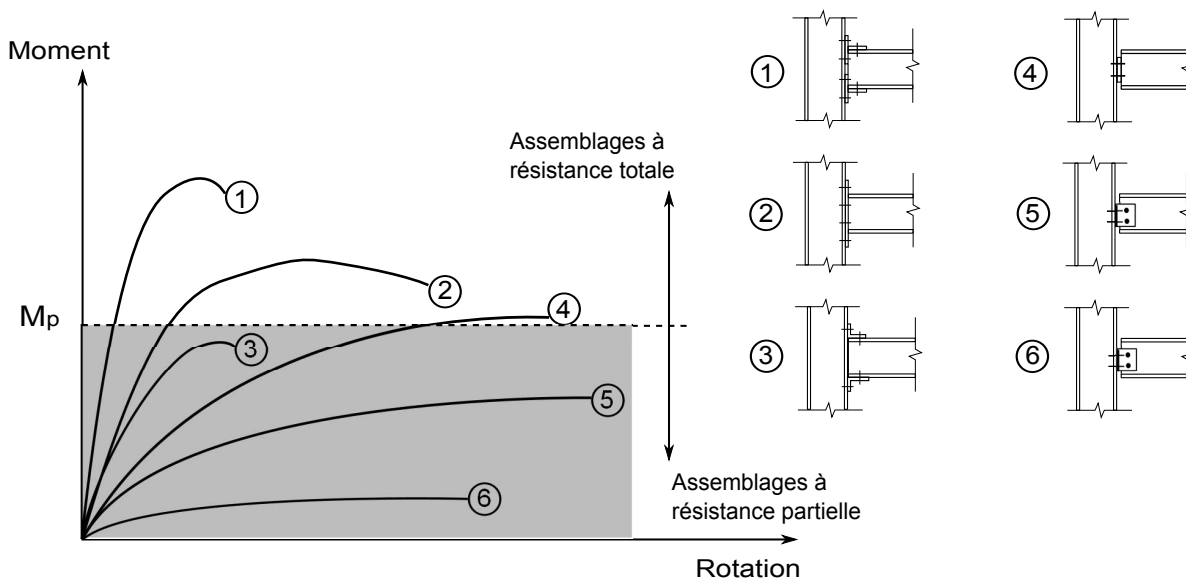


Figure 1.3.5 – Classification d’un assemblage par la résistance

1.3.2 | Rigidité

La rigidité initiale d’un assemblage caractérise sa réponse élastique et peut influencer d’une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L’Eurocode 3 [19] est la seule norme qui offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Selon l’Eurocode 3, un assemblage de type poutre-poteau peut

être classé en fonction de sa rigidité en rotation comme : un assemblage de type articulé, un assemblage rigide ou un assemblage semi-rigide. Le critère de classification en rigidité est

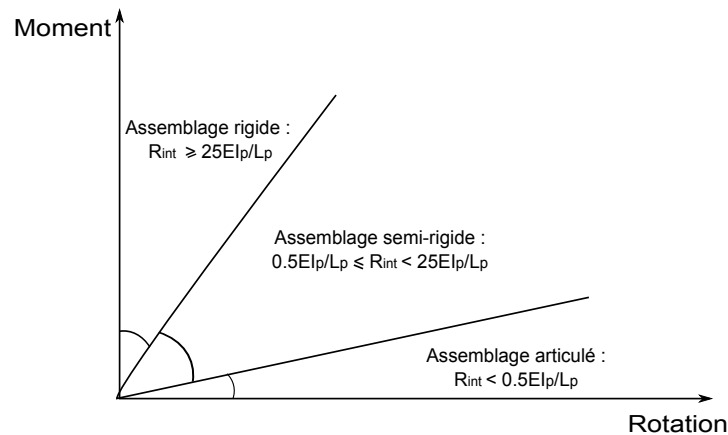


Figure 1.3.6 – Classification d'un assemblage par la rigidité

précisé sur la figure 1.3.6. Un assemblage de type poutre-poteau peut être considéré de type articulé si sa rigidité initiale en rotation satisfait la condition : $R_{int} < 0.5EI_p/L_p$. D'autre part, un assemblage poutre-poteau dans une structure, peut être considéré rigide par rapport à la poutre attachée si la rigidité initiale en rotation R_{int} satisfait la condition suivante : $R_{int} \geq 25EI_p/L_p$. Par contre, un assemblage qui ne répond pas au critère des assemblages rigides, ni à celui des assemblages de type articulé, doit être considéré comme un assemblage semi-rigide $0.5EI_p/L_p \leq R_{int} < 25EI_p/L_p$. Les assemblages semi-rigides conduisent nécessairement à une interaction entre les déformations des assemblages et les efforts dans les éléments, interaction qu'il convient de prévoir en tenant compte de la courbe de calcul moment-rotation des assemblages. Les assemblages semi-rigides doivent être capables de transmettre les forces et les moments de flexion jusqu'à l'état ultime de la structure.

1.3.3 | Ductilité

La ductilité représente la capacité d'un élément à se déformer dans le domaine plastique sous une augmentation très faible de l'effort appliqué à l'élément (figure 1.3.7). La ductilité intervient au niveau du matériau, des sections des éléments, des éléments structuraux et des assemblages.

Il est toujours recommandé de concevoir et de détailler l'assemblage de telle façon qu'une rupture fragile suite à une surcharge, puisse être évitée, par exemple lorsque les efforts réels ont été sous-estimés. Un comportement ductile dans l'assemblage est donc souhaitable. La ductilité est souvent chiffrée à l'aide d'un facteur de ductilité, qui indique la relation entre la déformation à l'état limite ultime et la déformation à la fin de la phase élastique. Le facteur de ductilité en rotation μ peut être présenté par l'équation suivante :

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (1.1)$$

où θ_u est la valeur ultime de la rotation et θ_y est la rotation élastique de l'assemblage boulonné (voir la figure 1.3.4).

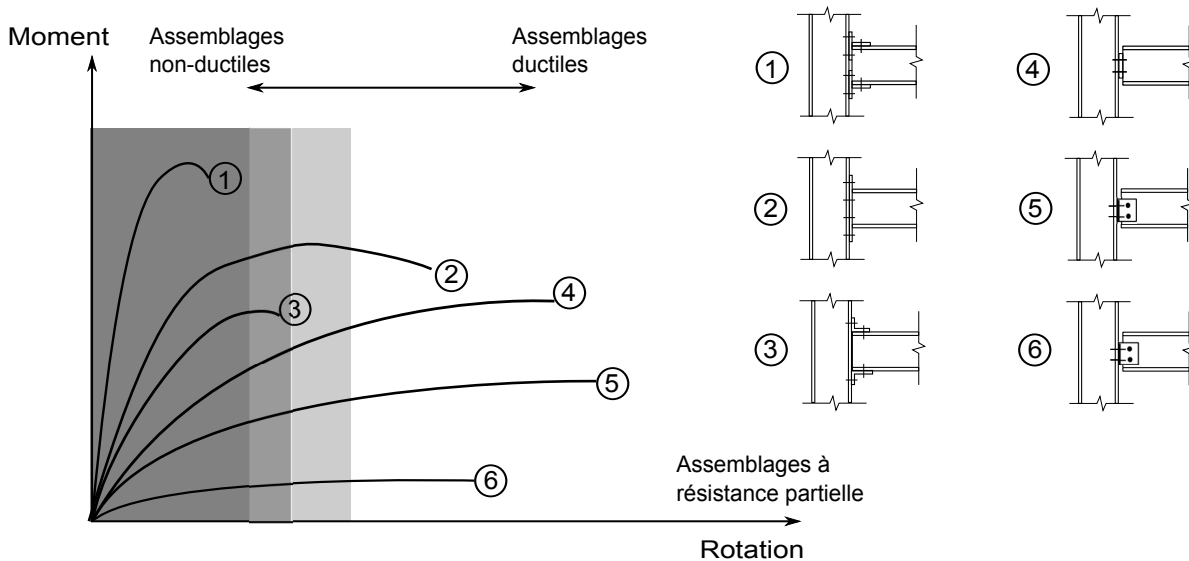


Figure 1.3.7 – Classification d'un assemblage par la ductilité

Dans le cas d'une surcharge, un assemblage ductile atteindra la limite élastique et se transformera de façon plastique. La déformation plastique diminuera les forces agissantes et créera un nouvel état d'équilibre. Il en résulte une grande déformation, mais la capacité de transmission des efforts est gardée intacte, ce qui permet d'éviter une rupture fragile dans les zones avoisinantes de l'assemblage. En outre, ces grandes déformations avertissent de l'existence d'un problème.

La ductilité des assemblages dépend en priorité de la ductilité des composants qui les constituent : la platine d'extrémité, les boulons, les raidisseurs, les soudures, etc. Dans la dernière décennie, nombreux travaux ont été réalisés afin de comprendre le comportement ductile des assemblages. Cependant, la capacité de rotation reste toujours une caractéristique difficile à évaluer, à cause du grand nombre de paramètres dont elle dépend.

Pour cette raison, dans les normalisations sismiques, la plupart des exigences concernant la ductilité sont axées sur certains critères minimaux de rotation ultime résultant d'essais expérimentaux effectués sur des spécimens similaires à ceux des structures calculées.

1.4 | Comportement d'assemblage boulonné dans la structure globale

Depuis le tremblement de terre de 1994 à Northridge, des recherches approfondies sur la réponse sismique et la performance des différents types d'assemblage ont été effectuées. Les grandes variations dans la capacité observée par les essais expérimentaux sont probablement dues à différents mécanismes de plastification et modes de défaillance. En tant que tel, des grandes variations de résistance et de ductilité peuvent conduire à des difficultés dans

la modélisation du comportement cyclique. En particulier, le comportement plastique des composants qui affecte de manière significative le comportement cyclique. Par conséquent, la distinction entre l'énergie dissipative et l'énergie non-dissipative des composants entraîne dans la conception d'assemblages la distinction entre des mécanismes ductiles et des mécanismes fragiles. Il est également important de donner une résistance suffisante pour les composants qui sont susceptibles de présenter une rupture fragile.

Krawinkler *et al.* [20] ont conclu que les assemblages en acier ont été bien adaptés pour le comportement inélastique cyclique, comme ce serait survenu lors d'un événement sismique. Les cycles d'hystérésis résultant des essais ont été stables et reproductibles, montrant une bonne capacité de dissipation d'énergie, supérieure à ce qui était attendu d'un tremblement de terre et prouvant que l'acier de construction a été un bon matériel pour le chargement inverse répété. Les chercheurs ont recommandé que des liens faibles doivent être évités dans les assemblages, en recommandant que chaque élément devrait être en mesure de développer son élasticité. Les chercheurs recommandent que les poutres doivent avoir une capacité de rotation de 0,03 radian, y compris les déformations élastiques et plastiques.

Dans le cas des assemblages avec plaque à l'extrémité, les déformations en flexion de la plaque d'extrémité et les déformations axiales des boulons peuvent contribuer à la dissipation d'énergie sous chargement cyclique (voir la figure 1.4.8 et le tableau 1.4.1). Les boucles d'hystérésis moment-rotation des tests cycliques ont indiqué qu'elles pouvaient être des sources utiles de dissipation d'énergie dans une ossature en acier semi-rigide. Les boucles d'hystérésis ont montré un pincement, une réduction de la rigidité quand les cycles se poursuivent, et une réduction de la résistance sous charge cyclique. En particulier, il a été observé dans les expériences passées que la ductilité est très faible après la rupture des boulons. Si la plaque est rigidifiée, elle peut conduire à très bonne capacité de dissipation d'énergie. Par conséquent, l'épaisseur de la plaque d'extrémité et le diamètre des boulons sont les paramètres de conception très importants pour l'assemblage.

Enfin, nous pouvons dire que en raison de la complexité topologique des assemblages et d'un grand nombre de mécanismes de comportement possible (voir la figure 1.4.8), le comportement cyclique peut varier de manière significative même dans le même type d'assemblage. Le développement de séquences des mécanismes de rendement peut aussi affecter la capacité de rotation d'assemblages en raison de l'interaction entre les composants. Les valeurs de rigidité initiale, de moments maximum, et de rotations ultimes ont été données pour chaque spécimen, y compris les boucles d'hystérésis complètes. Les cycles d'hystérésis affichent des différents niveaux de dégradation, résultant de glissement des boulons et des déformations plastiques au niveau des trous de boulons, ainsi que la dégradation de la rigidité. Les modes de défaillance pour les assemblages ont été la rotation excessive causée par la plaque ou la rupture de boulons. Toutes les boucles d'hystérésis de dissipation d'énergie ont des caractéristiques correspondant à un comportement inélastique stable. Les modes de défaillance typiques signalés pour l'assemblage ont été la rupture de boulons ou la rupture de la plaque d'extrémité (voir la figure 1.4.8). Les ingénieurs en génie parasismique fournissent des arguments pour les utilisations des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité dans les ossatures en acier, montrant des modes de défaillance ductiles, des caractéristiques de dissipation d'énergie, et un hystérésis stable des assemblages dans une ossature. De fait

de la difficulté des comportements cycliques des assemblages boulonnés, leur modélisation est difficile.

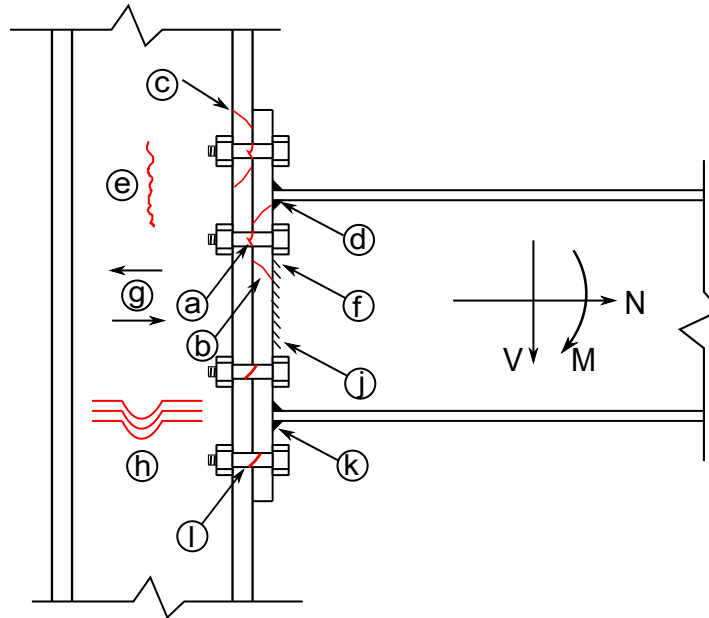


Figure 1.4.8 – Mécanismes de comportement d'un assemblage boulonné à plaque d'extrémité (voir le tableau 1.4.1 pour les références de a à l)

Contrainte	Référence	Élément ou Zone
Tension	a	Tension du boulon
	b	Flexion de la plaque à l'extrémité
	c	Flexion de la semelle de poteau
	d	Tension de la soudure plaque/semelle
	e	Tension de l'âme de poteau
	f	Tension de la soudure plaque/âme de poutre
Cisaillement horizontal	g	Cisaillement de l'âme de poteau
Compression	h	Compression de l'âme de poteau
	k	Compression de la soudure plaque/semelle
Cisaillement vertical	j	Cisaillement de la soudure plaque/âme de poutre
	l	Cisaillement du boulon

Tableau 1.4.1 – Références de mécanismes de comportement d'un assemblage boulonné à plaque d'extrémité

1.5 | Problématique et plan de la thèse

Dans cette introduction générale, nous avons essayé de relever quelques aspects importants pour les structures métalliques en ossature, concernant leur construction parasismique et leur comportement sous des excitations sismiques. La conception parasismique de structures repose généralement sur la prévision d'une ductilité adéquate de la structure et une répartition sécurisée pour la charge de gravité dans une forme structurelle éprouvée et stable. La construction conventionnelle fournit une ductilité grâce à la dissipation d'énergie par hystérésis résultant de la déformation inélastique au sein des membres et des assemblages de la structure. Une telle action inélastique cause des dommages et si elle dure assez longtemps, les effets cumulatifs peuvent épuiser la capacité ductile conduisant à la rupture.

Un grand effort a été fait pour améliorer les méthodes de conception parasismique dans le but non seulement d'éviter un effondrement en raison d'un séisme destructeur, mais également de limiter les dommages en raison d'un tremblement de terre modéré. En outre, la nouvelle philosophie de conception tend à utiliser plusieurs niveaux probabilistes de critères de performance et à remplacer complètement l'ancienne approche de force. Cependant, la mise en oeuvre de tous ces nouveaux concepts exige la définition et le développement d'indicateurs efficaces de dommages. L'analyse des dommages nécessite l'introduction des modèles efficaces, capables de décrire le comportement réel des éléments de la structure (surtout les assemblages). C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages et de leurs éléments sont indispensables. Dans ce regard, l'objectif général de la présente thèse est de développer un modèle robuste de l'assemblage boulonné capable de prédire son comportement réel. Un autre objectif particulier de ce travail est d'améliorer l'analyse non-linéaire des structures dynamiques tout en prenant en compte les non-linéarités engendrées par la dégradation des modes propres et des fréquences propres des structures endommagées.

Dans le cadre de notre thèse, un modèle de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a été développé pour évaluer le comportement sismique des ossatures en acier. Le modèle est un modèle hystérétique dégradant basé sur l'indicateur d'endommagement par fatigue oligocyclique. Dans le but d'étudier et d'évaluer le comportement sismique des structures métalliques en ossature, un algorithme a été développé et il peut être utilisé pour caractériser le comportement non-linéaire de ce type de structure sous sollicitation sismique.

Le travail de thèse est développé en cinq chapitres :

- Dans le cadre du Chapitre 2, nous allons présenter une synthèse bibliographique sur le comportement sismique des assemblages boulonnés fréquemment utilisés dans la construction parasismique des structures métalliques, en particulier sur l'endommagement de l'assemblage boulonné par fatigue oligocyclique sous des diverses charges transversales et axiales. Plusieurs approches de modélisation du comportement hystérétique de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité seront présentées et les modèles numériques seront discutés. L'objectif est de clarifier les différentes approches et méthodes et de proposer différentes formulations. Enfin, les indicateurs de quantification de dommage sismique des éléments de la structure seront analysés dans la dernière

partie de ce chapitre. Leurs approches peuvent être basées sur la variation de la rigidité structurelle, de la masse ou de l'amortissement à la suite de dommages. Les indicateurs proposés dans la littérature scientifique sont nombreux et peuvent être définis pour chaque élément de structure. Chacun de ces indicateurs pourrait donner des informations utiles sur les dommages structurels, tenant compte des hypothèses sous-jacentes et les limites introduites par leurs développeurs. Une étude expérimentale sera faite dans un premier temps sur un assemblage boulonné à plaque d'extrémité (Chapitre 3) et dans un deuxième temps sur une ossature métallique à deux étages dont les assemblages sont identiques à ceux testés précédemment (Chapitre 4).

- Le Chapitre 3 de la thèse est consacré à l'étude de la fatigue vibratoire du modèle de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. L'objectif de ce travail expérimental est d'examiner les effets de fatigue oligocyclique sur le comportement de l'assemblage boulonné et de développer un modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité soumis à des charges dynamiques. Le travail a aussi pour but d'identifier expérimentalement la courbe S-N de l'endommagement de l'assemblage boulonné à l'aide des essais de fatigue en flexions répétées sur des assemblages à échelle réelle. Nous présenterons le banc d'essai de fatigue vibratoire de l'assemblage boulonné. Ensuite, nous aborderons le modèle proposé de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité soumis à des charges dynamiques basé sur la loi Manson-Coffin. Nous déterminerons également, à l'aide de ces résultats expérimentaux, les paramètres de fatigue oligocycliques dans le cadre de la prévision de la durée de vie. Ces paramètres seront utilisés dans le chapitre suivant pour calculer un indicateur du dommage accumulé dans les assemblages en fatigue oligocyclique. Enfin, nous comparerons nos résultats d'essais aux résultats d'autres essais effectués sur des assemblages boulonnés, publiés en littérature.
- Le Chapitre 4 présente la théorie permettant de développer le modèle hystérétique basé sur le principe de l'endommagement d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Deux indicateurs de dommages utilisés dans le cadre de la thèse, pour calculer les dommages au niveau de l'assemblage boulonné seront présentés et ainsi le principe qui permet de coupler ces deux indicateurs.

Des essais ont été effectués à pleine échelle sur une ossature métallique à deux étages et une baie. La structure testée se compose de deux poteaux, de deux poutres et des assemblages boulonnés poutre-poteau. Les objectifs de ces essais étaient de valider le modèle développé et de comprendre la réponse non-linéaire de la structure, en tenant compte des effets de fatigue oligocyclique. Les résultats montrent que ce modèle peut bien reproduire la réponse des assemblages boulonnés. Pour l'approche numérique, une analyse non-linéaire des structures en ossature sera faite en utilisant une approche basée sur des processus itératifs pour prendre en considération les fréquences et les modes propres non-linéaire. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques montrent qu'il était possible de prédire correctement avec ce type de modèle le comportement inélastique des structures en ossatures, incluant le phénomène de fatigue observé sous chargement cyclique.

En deuxième partie, un algorithme utilisé dans le cadre de notre travail pour faire une analyse non-linéaire modale des structures en ossature soumises à des excitations sis-

miques, sera détaillé. Cet algorithme a pour objectif d'adapter l'utilisation du modèle à l'analyse dynamique des structures sous chargements sismiques réels. Des exemples d'application avec ce type de modèle seront présentés. Ils concernent la modélisation et l'analyse modale non-linéaire des ossatures en acier avec des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité soumis à des chargements sismiques.

- Dans le dernier Chapitre 5, une étude sur la fragilité des ossatures métalliques sera effectuée. Ce chapitre fait le lien avec la vulnérabilité sismique en tenant compte de l'aspect probabiliste dans le signal sismique. Nous présenterons les méthodes existantes pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures en ossature. Une méthode simplifiée sera appliquée pour tracer les courbes de fragilité d'une ossature en acier. Pour évaluer la vulnérabilité, nous aborderons le concept de courbe de fragilité, qui donne la probabilité pour une structure ou élément de la structure de dépasser un état de dommage donné. Le critère de défaillance concernant l'état limite est le dépassement d'un seuil critique pour le déplacement horizontal relatif entre les étages. Une étude paramétrique sur l'influence de l'incertitude dans une analyse de la fragilité sera aussi réalisée. Ensuite, les courbes de fragilité de l'ossature seront tracées pour un premier cas d'analyse avec le modèle développé dans le Chapitre 4 et pour un cas d'analyse avec un modèle hystérétique largement utilisé en littérature.

Le présent document termine avec les conclusions générales et les différentes perspectives possibles.

Chapitre 2

Phénomènes d'endommagement d'un assemblage boulonné

2.1 | Introduction

Le problème des dommages, notamment dus à l'excitation sismique est toujours un défi pour l'ingénieur et les chercheurs. Pour comprendre les dommages dans l'assemblage boulonné, les chercheurs distinguent entre deux phénomènes de dommages :

- Les dommages dus à des phénomènes de comportement élasto-plastique de l'assemblage boulonné en raison des efforts sismiques répétées. Les forces de tremblement de terre provoquent des déformations inélastiques dans les composants d'assemblage boulonné [21]. L'accumulation des déformations plastiques est un phénomène de plasticité cyclique. Les déformations plastiques de la plaque d'extrémité, dans les boulons et les semelles de poutres et de poteaux peuvent modifier les propriétés mécaniques de l'assemblage boulonné comme la résistance et la rigidité [22]. D'après les résultats des tests de nombreux laboratoires, tous les assemblages ont un comportement non-linéaire, même aux niveaux de charges auxquelles les assemblages boulonnés ont été dimensionnés. Les expériences ont montré la dégradation des forces de serrage dans chaque cycle de chargement appliqué à l'assemblage. Il est apparu que la force de serrage combinée avec d'autres charges appliquées sur l'assemblage a été suffisante pour produire la plastification du boulon [23].
- Le dommage causé par la fatigue oligocyclique. Ce type de fatigue cause des dommages progressifs et cumulatifs dans la raideur de l'assemblage boulonné [24]. En raison de la concentration des contraintes, des fissures peuvent apparaître dans les soudures qui sont caractérisé par les différentes étapes de la propagation des micro-macro fissures et la rupture finale [12]. En outre, les boulons peuvent se desserrer au fil du temps à cause de micro-macro glissement dans le boulon-écrou et les plaques assemblées [25, 26].

Les phénomènes d'endommagement, de comportement élasto-plastique et de la fatigue oligocyclique dus à un chargement cyclique, peuvent se produire simultanément dans le régime de fatigue à faible nombre de cycles [27, 28]. Il y a une forte interaction entre les deux phénomènes et une séparation des processus de dommages est impossible [29]. En outre, chaque phénomène est caractérisé par différents aspects. Selon Weib *et al.* [27], la rupture en fatigue dans les régimes à faible nombre de cycles est caractérisée par la plasticité. Le phénomène de plasticité cyclique peut accélérer la détérioration en fatigue ou même agir en tant que mécanisme de rupture elle-même. La combinaison des deux phénomènes d'endommagement et de leur interaction est d'un intérêt particulier.

Dans le cadre de ce chapitre, nous allons présenter les différents travaux bibliographiques effectués sur les assemblages boulonnés pour bien comprendre les deux phénomènes de dommages qui causent la rupture de l'assemblage. Les modèles et lois qui caractérisent les deux phénomènes de dommages seront ainsi présentés en détail.

Finalement, les différentes approches de quantification de dommages seront présentées dans la dernière partie de ce chapitre. Ces approches ont été développées pour fournir des prévisions fiables de l'état d'une structure endommagée et déterminer un indicateur de dommage au niveau de la structure.

2.2 | Endommagement par fatigue vibratoire d'un assemblage boulonné

2.2.1 | Serrage du boulon

Avant tout, nous donnons tout d'abord quelques définitions pour des ensembles de boulons [30] :

- Vis : pièce constituée d'une tige filetée, avec ou sans tête, mais comportant un dispositif d'immobilisation ou d'entraînement.
- Boulon : ensemble constitué d'une vis à tête et d'un écrou qui se destine normalement à assurer un serrage entre la face d'appui de la tête et celle de l'écrou.
- Écrou : pièce taraudée comportant un dispositif d'entraînement et destinée à être vissée à l'extrémité libre d'une vis pour constituer un boulon.
- Noyau : partie cylindrique de la tige d'une vis qui n'a pas été entamée par le filetage.

Les liaisons filetées sont généralement employées dans les assemblages car elles offrent des avantages comme la capacité de développer une force d'encastrement. La force d'encastrement dans un boulon est généralement développée en tournant l'écrou engagé qui se déplace contre un composant maintenu et cause une elongation axiale dans le boulon. La force d'encastrement obtenue est une fonction de la raideur de l'assemblage et de l'elongation axiale d'un boulon.

Pour réaliser un assemblage boulonné, nous appliquons en général à l'écrou (ou à la tête de la vis) un couple moteur de serrage (F_C) à l'aide d'une clé dynamométrique (voir la

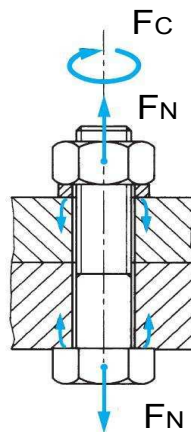


Figure 2.2.1 – Détermination du couple de serrage

figure 2.2.1). Le couple résistant égal et de signe contraire résulte des actions sur l'écrou, des forces de contact, des filets de la vis et des pièces assemblées (ou de la rondelle).

Pour calculer le couple de serrage, nous pouvons utiliser la formule proposée par Guillot [30] qui peut être écrite :

$$F_C = F_{C_1} + F_{C_2} \quad (2.1)$$

avec :

- F_{C_1} couple dû aux forces de contact des filets de la vis sur l'écrou.
- F_{C_2} couple dû aux forces de contact de la pièce (ou de la rondelle) sur l'écrou.

Nous pouvons utiliser couramment l'expression suivante [31] :

$$F_{C_1} = F_N r_m \tan(\alpha + \varphi_1) \quad (2.2)$$

avec :

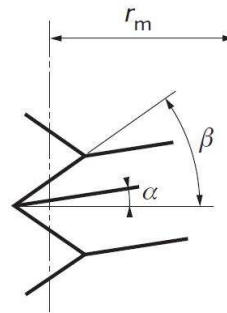
- F_N force de serrage des pièces.
- r_m rayon moyen du filet.
- α angle moyen de l'hélice (voir la figure 2.2.2).
- φ_1 angle de frottement fictif tel que $\tan \varphi_1 = \mu_1 = \mu / \cos \beta$.
- μ coefficient de frottement vis/écrou.
- β demi-angle au sommet du filet de vis.

Pour l'expression de F_{C_2} , nous avons :

$$F_{C_2} = F_N r_m \mu_2 \quad (2.3)$$

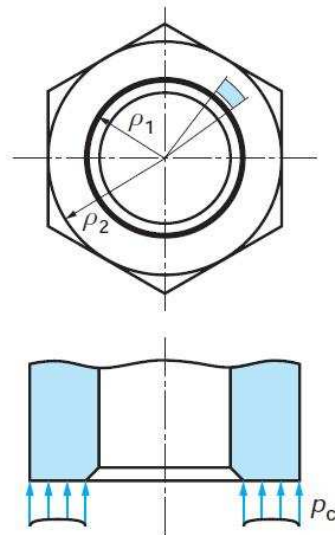
avec :

- μ_2 coefficient de frottement pièce (ou rondelle)/écrou.
- $r_m = \frac{2}{3} \frac{\rho_2^3 - \rho_1^3}{\rho_2^2 - \rho_1^2}$



α angle moyen de l'hélice
 β demi-angle au sommet du filet de vis

Figure 2.2.2 – Définition du filet : calcul du couple F_{C_1} (figure extraite de Guillot [30])



ρ_1 et ρ_2 rayons limites de la surface de contact entre l'écrou
 et la pièce ou la rondelle
 p_c pression de contact

Figure 2.2.3 – Calcul du couple de frottement F_{C_2} (figure extraite de Guillot [30])

- ρ_1 et ρ_2 sont des rayons limites de la surface d'appui de l'écrou (voir la figure 2.2.3).

Le couple de serrage s'exprime donc sous la forme suivante :

$$F_C = F_N r_m \tan(\alpha + \varphi_1) + F_N r_m \mu_2 \quad (2.4)$$

En exprimant que les angles α et φ_1 sont petits et en introduisant le pas du filetage P et le diamètre sur flancs d_2 , avec $P = \pi d_2$, nous obtenons l'expression :

$$F_C = F_N \left(\frac{P}{\pi} + \mu_1 r_m + \mu_2 \rho_m \right) \quad (2.5)$$

qui correspond les trois composantes du couple de serrage :

Traitement de surface		Coefficient de frottement		
Vis	Écrou	Non-huilé	Huilé	Graissé au MoS ₂
phosphaté	néant	0.10 à 0.11	0.10 à 0.11	0.10 à 0.11
électrozingué	néant	0.13 à 0.18	0.13 à 0.17	0.10 à 0.11
électrozingué	électrozingué	0.13 à 0.18	0.14 à 0.19	0.10 à 0.11
cadmiée	néant	0.08 à 0.12	0.08 à 0.11	0.10 à 0.11
cadmiée	néant	0.08 à 0.12	0.10 à 0.15	0.10 à 0.11

Tableau 2.2.1 – Valeurs usuelles des coefficients de frottement μ

Moyens de serrage	Incertitude sur le couple
Clé dynamométrique dans les deux tiers supérieurs de l'échelle	$\pm 10\%$
Visseuses rotatives avec étalonnage	$\pm 15\%$
Clé à choc avec étalonnage spécifique et adaptation de rigidité	$\pm 25\%$
Clé à fourche ou clé à choc sans étalonnage spécifique (clé à main)	$\pm 40\%$

Tableau 2.2.2 – Ordre de grandeur des dispersions de couple obtenues en fabrication avec des moyens de serrage traditionnels proposée par Guillot [30]

- $\frac{F_N P}{\pi}$ couple qui produit la mise sous tension du boulon et assure le serrage des pièces assemblées ;
- $F_N \mu_1 r_m$ couple qui sert à vaincre le frottement des filets de l'écrou sur la vis ;
- $F_N \mu_2 \rho_m$ couple qui sert à vaincre le frottement de l'écrou sur la rondelle ou sur les pièces.

Pour les assemblages filetés dans le cas pratique, l'expression du couple de serrage est sous la forme suivante :

$$F_C = F_N (0.16P + 0.583d_2\mu + \mu_2\rho_m) \quad (2.6)$$

Le résultat est entaché d'une certaine erreur due aux différentes approximations réalisées. En effet, les deux causes importantes d'erreur :

- Une incertitude sur les valeurs du coefficient de frottement ; pour les pièces assemblées en acier, nous pouvons utiliser les mêmes valeurs pour μ et pour μ_2 (Tableau 2.2.1).
- Une incertitude sur le couple de serrage appliqué (Tableau 2.2.2).

2.2.2 | Fatigue d'un boulon sous charge transversale

2.2.2.1 | Notions de micro-macro glissement

Nous présentons dans ce contexte le travail de Groper [32] sur la notion de micro-macro glissement d'un assemblage boulonné. Il présente une explication du phénomène de glis-

sement appliquée au cas de *High-Strength Friction Bolted Joint* HSFGBJ comme le montre la figure 2.2.4.

En effet l'application du serrage sur le boulon produit une force tangentielle sur la surface de contact par friction. La friction du cisaillement diminue pour la région la plus éloignée du trou car la pression d'encastrement diminue. Ainsi la magnitude du glissement loin de la circonférence du trou est plus grande que celle proche de la circonférence du trou. Enfin nous pouvons imaginer qu'il existe quelques glissements dans la région de la surface de contact, mais l'assemblage boulonné n'est pas de type glissement total. Par contre si la force tangentielle augmente, l'assemblage peut avoir le comportement de glissement total.

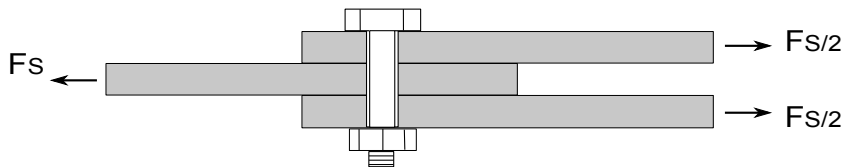


Figure 2.2.4 – Assemblage boulonné de type HSFGBJ d'après Groper [32]

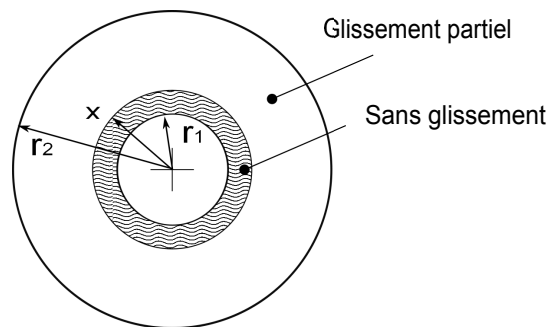


Figure 2.2.5 – Région de glissement partiel et sans glissement

Deux étapes de l'excitation peuvent donc être définies pour HSFGBJ :

- Micro-glissement correspondant à un niveau de l'excitation pour lequel il y a du glissement dans la région la plus éloignée du trou, mais il n'y a pas dans la région la plus proche du trou. La région de glissement augmente avec l'incrément de la force tangentielle.
- Macro glissement correspondant à un niveau de l'excitation pour lequel le glissement arrive à toutes les régions de contact.

Deux facteurs importants déterminent la force de friction de HSFGBJ :

i- Tension du boulon :

La tension du boulon en général diminue car elle dépend de la géométrie de l'assemblage, de la propriété de surface et de la contrainte du boulon. Lorsque l'assemblage est soumis à des excitations répétées, la tension du boulon peut diminuer rapidement en fonction de la magnitude de contrainte du boulon.

ii- Glissement :

Le coefficient de frottement n'est pas toujours constant. Il dépend principalement de la propriété de la surface de contact qui peut changer pendant le processus de glissement ainsi que la magnitude de la force d'encastrement du boulon. Par ailleurs le coefficient du frottement diminue avec l'incrément de la pression d'encastrement.

Nous présentons l'approximation du problème de micro-macro glissement dans un assemblage boulonné. Considérons un système l'assemblage boulonné HSFGBJ comme le montre la figure 2.2.4. La force tangentielle qui produit le glissement partiel en $(r_2 - x)$ largeur (figure 2.2.5), à la distance supérieure à x , pour $r_1 \leq x \leq r_2$, est définie :

$$F_S(x) = w \int_A \mu(x)p(x)dA = 2\pi w \int_x^{r_2} x\mu(x)p(x)dx \quad (2.7)$$

où w est le nombre de surfaces de contact de l'assemblage, r_1 est le rayon du trou et r_2 est le rayon où la pression de contact peut être négligée. Ensuite $P(x)$ et $\mu(x)$ sont respectivement la pression d'encastrement et le coefficient de frottement à la distance x .

Le coefficient de frottement $\mu(x)$ est une fonction de la pression $p(x)$ qui change de la valeur maximale au voisinage de la circonférence du trou à la valeur négligée à la distance radiale r_2 . Si la fonction de $\mu(x)$ est connue, le coefficient de frottement $\mu(x = r)$ peut être obtenu et on arrive au coefficient de frottement classique $\mu = \frac{F_S(x=r_1)}{F_N}$, où $F_S(x = r_1)$ est une force tangentielle à la frontière micro-macro glissement et F_N est la force d'encastrement de l'assemblage boulonné.

La force de friction $F_S(x)$ est une part de la force tangentielle F_S . Comme la région de glissement s'approche au trou du boulon, la magnitude de $F_S(x)$ s'approche de la magnitude de F_S . Cette force tangentielle $F_S(x)$ peut être utilisée pour déterminer la quantité du glissement $\Delta(x)$ qui représente l'amplitude de micro-glissement dans le cycle de chargement avec l'amplitude $F_S(x)$.

Si F_N est la force d'encastrement du boulon, l'équilibre de la force statique peut s'écrire comme :

$$F_N = \frac{\pi p_m}{3} [r_2^2 + r_1 r_2 + r_1^2] - \pi p_m r_1^2 \quad (2.8)$$

où la pression d'encastrement maximale est :

$$p_m = \frac{3F_N}{\pi(r_2 - r_1)(r_2 + 2r_1)} \quad (2.9)$$

La pression d'encastrement à une distance radiale x est :

$$p(x) = \frac{r_2 - x}{r_2 - r_1} p_m \quad (2.10)$$

Comme indiqué ci-dessus, le coefficient de frottement $\mu(x)$ n'est pas constant car il change avec l'amplitude de la pression d'encastrement. Dans ce contexte, Groper [32] montre que $\mu(x)$ augmente linéairement en fonction de la distance x :

$$\mu(x) = \frac{x - r_1}{r_2 - r_1} \mu_{\max} + \frac{r_2 - x}{r_2 - r_1} \mu_{\min} \quad (2.11)$$

pour $\mu_{\min} \leq \mu(x) \leq \mu_{\max}$, et quand $r_1 \leq x \leq r_2$. Avec la substitution de $\mu(x)$ et $p(x)$, l'expression de $F_S(x)$ devient :

$$F_S(x) = wF_N \frac{\mu_{\max}k(x) + \mu_{\min}\psi(x)}{2(r_2 - r_1)^2(4r_1^2 + r_2^2 - 5r_1r_2)} \quad (2.12)$$

où :

$$k(x) = 3x^4 - 4(r_1 + r_2)x^3 + 6r_1r_2x^2 + r_2^2(r_2^2 - 2r_1r_2) \quad (2.13)$$

$$\psi(x) = -3x^4 + 8r_2x^3 - 6r_2x^2 + r_2^4 \quad (2.14)$$

La valeur moyenne du coefficient de frottement peut s'écrire comme :

$$\mu = \bar{\mu}(x) = \frac{\mu_{\max}k(x) + \mu_{\min}\psi(x)}{2(r_2 - r_1)^3(r_2 + 2r_1)} \quad (2.15)$$

Au début du macro-glissement ou au micro-glissement maximal ($x = r_1$), l'expression de la force de friction F_S devient :

$$F_S = \bar{\mu}(r_1)wF_N = \mu wF_N \quad (2.16)$$

où :

$$\bar{\mu}(r_1) = \frac{\mu_{\max}k(r_1) + \mu_{\min}\psi(r_1)}{2(r_2 - r_1)^3(r_2 + 2r_1)} \quad (2.17)$$

qui définit la valeur classique du coefficient de frottement $\mu = F_S/N$ quand la force de friction est assez grande pour produire le macro-glissement. Les valeurs de $k(r_1)$ et $\psi(r_1)$ sont définies comme :

$$k(r_1) = (r_2 - r_1)^3(r_2 + r_1)\psi(r_1) = (r_2 - r_1)^3(r_2 + 3r_1) \quad (2.18)$$

Ainsi la valeur de μ est :

$$\mu = \frac{(r_1 + r_2)\mu_{\max} + (r_2 + 3r_1)\mu_{\min}}{(2r_2 + 4r_1)} \quad (2.19)$$

Pour le cas du ratio du diamètre de la tête du boulon au diamètre de trou est égale à 1.5, alors $r_2 = 2r_1$, au début de l'étape macro-glissement, le coefficient de frottement devient :

$$\mu = \frac{3\mu_{\max} + 5\mu_{\min}}{8} \quad (2.20)$$

et en conséquence, la force de frottement devient :

$$F_S = \mu wF_N = \frac{3\mu_{\max} + 5\mu_{\min}}{8} wF_N \quad (2.21)$$

La somme du glissement Δ dans la direction de la force appliquée F_S à la fin du micro-glissement ou au début de macro-glissement peut être calculée approximativement avec la relation :

$$\frac{\Delta}{2r_1} E \cong q \frac{E}{3r_1 h} \quad (2.22)$$

où h est l'épaisseur de l'élément de l'assemblage, E est le module d'Young de matériau de l'assemblage, et q est un coefficient inférieur qui représente l'effet cumulatif de la distribution de pression et la distribution de friction autour du trou. La valeur acceptable de q est comprise dans l'intervalle $0.25 < q < 0.5$.

À partir de l'approximation du coefficient de frottement pour la région micro glissement, et par cette étude nous connaissons la force de frottement en fonction de la force d'encastrement du boulon. Ensuite, ce résultat est utile pour calculer l'énergie de dissipation d'un cycle. De plus avec cette méthode, nous pouvons calculer le coefficient de frottement pendant le processus de micro glissement ou au début du macro-glissement.

2.2.2.2 | Phénomène de desserrage des boulons

Dans l'application des boulons soumis à l'excitation vibratoire, nous pouvons constater qu'il existe un phénomène de desserrage du boulon [12, 23]. Ce problème de desserrage du boulon peut provoquer la réduction de la force d'encastrement et mener à la rupture de l'assemblage boulonné.

Il y a un besoin d'une compréhension plus complète du phénomène de desserrage dû à l'excitation vibratoire. En particulier, il est nécessaire d'identifier le facteur primaire qui contribue au phénomène de desserrage. Cette information sera utile pour développer une approche quantitative de la conception de l'assemblage boulonné soumis à l'excitation dynamique et aussi pour fournir une vision complète du phénomène à l'ingénieur.

I - Condition de desserrage du boulon :

Le desserrage exige un glissement dans la direction de circonférence de la surface de contact. La théorie la plus citée au problème de desserrage d'un boulon soumis à des excitations dynamiques de type cisaillement est proposée par Junker [33]. Ce problème peut être illustré par le système d'inclinaison montré dans la figure 2.2.6.

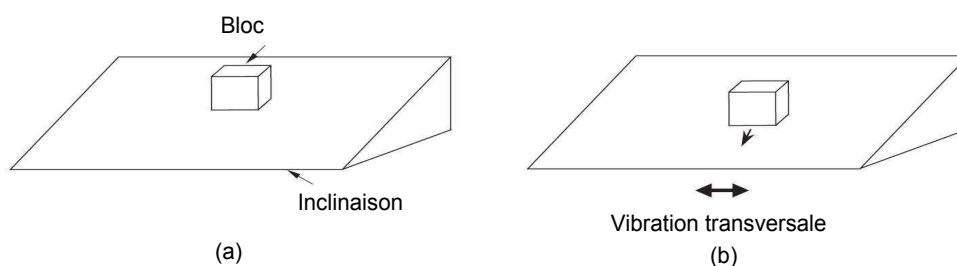


Figure 2.2.6 – Système d'inclinaison du bloc (figure extraite de Junker [33])

Dans ce système la force de frottement entre le petit bloc et la surface inclinée est suffisamment grande pour éviter au bloc de glisser à condition qu'aucune force extérieure n'existe. Lorsque la surface inclinée est soumise à la vibration transversale supérieure à la force de friction entre le bloc et l'inclinaison, le bloc glisse. Par ailleurs le bloc ne glisse pas que dans la direction transversale, mais il tombe aussi dans la direction d'inclinaison. Il est à noter que lorsque le frottement dans la direction transversale se produit, le bloc n'a pas de

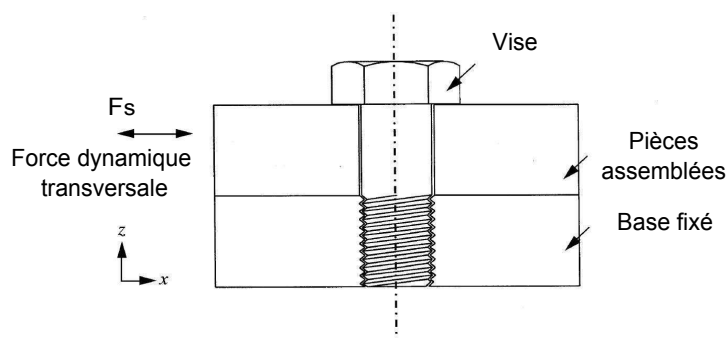


Figure 2.2.7 – Assemblage boulonné soumis à l'excitation dynamique de type cisaillement (figure extraite de Pai *et al.* [12])

frottement dans l'autre direction.

Le travail de Pai *et al.* [12, 23], sur le phénomène de desserrage d'un assemblage boulonné apporte des précisions. Considérons un assemblage boulonné comme illustré dans la figure 2.2.7. Nous pouvons remarquer si la force de cisaillement produit le frottement dans la direction transversale, l'assemblage devient libre du frottement circonférentiel, puis le moment de desserrage dû au composant de précontrainte au voisinage de l'hélice du filetage provoque le phénomène de desserrage.

Le desserrage par définition, exige un glissement entre les surfaces d'attache, plus spécifiquement, il exige un glissement dans la direction circulaire dans le sens du desserrage. La condition générale pour le glissement peut être illustrée en figure 2.2.8 qui montre un bloc sur la surface. La force de friction qui s'oppose au mouvement relatif entre le bloc et la surface prend une valeur maximum de μF_N , où F_N est la magnitude de la réaction normale et μ est un coefficient de frottement. Pour le frottement qui se produit, la magnitude de résultat de la force tangentielle sur le bloc, $F_S = F_{S1} + F_{S2} + F_{S3}$ doit excéder la magnitude de la force de friction μF_N .

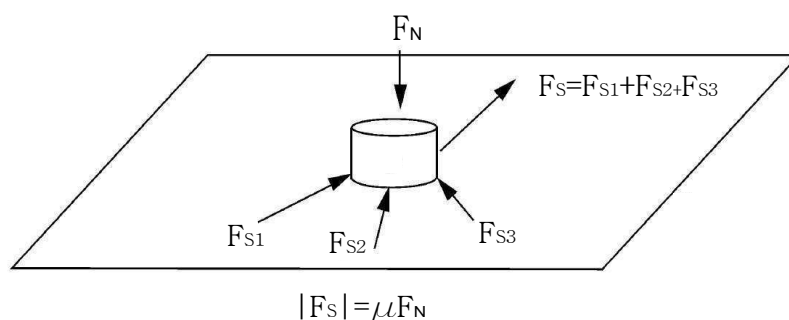


Figure 2.2.8 – Condition générale pour le glissement

En effet, dans leur travail, Pai *et al.* [12, 23] expliquent les conditions pour lesquelles le desserrage de l'attache fileté peut se produire. Elles sont :

1. au moins une des force appliquées à la surface de contact est produite dans

la direction de desserrage.

2. la somme de toutes les force tangentielles à la surface de contact est supérieure à la force de friction.
3. la déformation élastique à la surface de contact.

Détaillons les trois conditions :

Première condition :

Considérons l'assemblage de type cisaillement comme illustre la figure 2.2.7, il existe une précontrainte de la vis qui lie le composant d'attachement "clamped component" à l'encastrement de base "fixed base". Le composant d'attachement est soumis à l'excitation dynamique de type cisaillement F_S . Même sans excitation, la première condition est satisfaite du fait de la géométrie de l'hélice de filetage qui produit le moment de desserrage. Le moment de desserrage est produit par la force de réaction autour du filetage. La figure 2.2.9 montre les forces de réaction $R_{Pn}, n=1, \dots, 4$ à quatre points sur le filetage dû à la force de précontrainte F_P . Les composantes de la force de réaction tangentielle $R_{PnL}, n=1, \dots, 4$ contribuent au moment de desserrage.

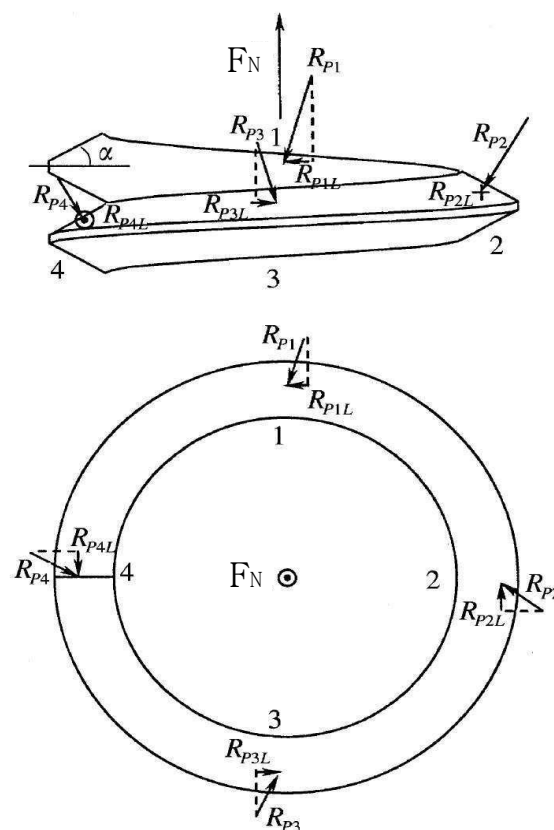


Figure 2.2.9 – Moment de desserrage de la réaction du filetage (figure extraite de Pai *et al.* [12])

Deuxième condition :

Pai *et al.* [12, 23] montrent que pour satisfaire à la deuxième condition de desserrage la force d'excitation doit être supérieure à la force de frottement. Le facteur le plus évident est l'effort tranchant qui est transféré par le frottement entre la surface de contact à la tête de boulon et aussi par le contact entre le noyau de boulon et la surface de contact à la tête de la liaison (figure 2.2.10(a)).

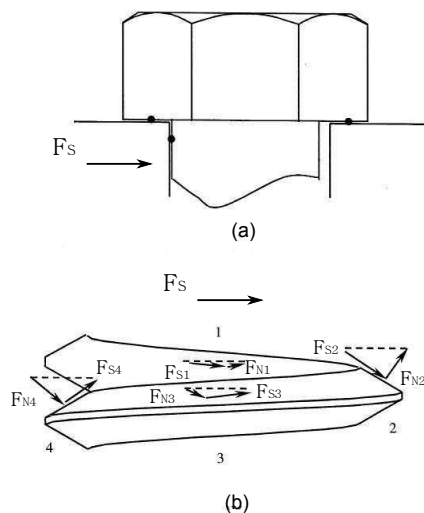


Figure 2.2.10 – (a) Glissement de la tête de vis dû à l'application d'effort tranchant; (b) Composantes des forces au filetage d'après Pai *et al.* [12]

La figure 2.2.10(b) illustre l'effet des composantes de l'effort-tranchant $F_{S n, n=1, \dots, 4}$ et de la force normale $F_{N n, n=1, \dots, 4}$ qui contribuent au glissement du filetage. Les composantes qui augmentent la force normale de contact sont F_{N1} et F_{N2} et ceux qui la réduisent sont F_{N3} et F_{N4} .

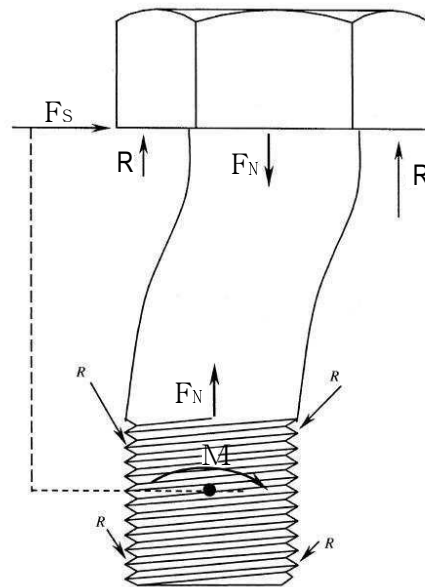
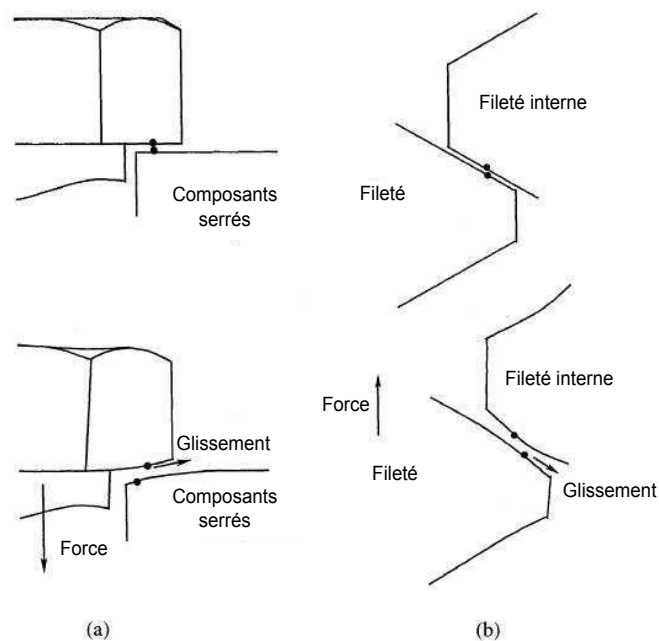
L'effort tranchant à la tête d'attachement F_S crée un moment de flexion M à l'attachement (figure 2.2.11) qui produit le glissement de filetage. Le moment de flexion crée une réaction R à la tête du boulon et au filetage. Si le moment est suffisamment grand, certaines régions de la tête peuvent même perdre le contact. De plus un incrément de réaction de la force au filetage peut contribuer au desserrage dans la direction de la circonférence.

Troisième condition :

Le facteur final qui contribue à l'augmentation de la force de frottement est une déformation élastique à la surface de contact. La figure 2.2.12 montrent l'état de la tête de vis et le filetage avant et après l'application de l'excitation. Celle-ci peut entraîner une déformation élastique qui contribue au glissement.

II - Etapes de desserrage de l'assemblage boulonné selon Zhang *et al.* [34] :

Nous présentons dans ce contexte le travail le plus récent de Zhang *et al.* [34] sur le phénomène de desserrage du boulon. Selon Zhang *et al.* [34], la perte de tension dans un assemblage boulonné *Self loosening* est la perte progressive de la force d'encastrement dans l'assemblage soumis à l'excitation cyclique. La perte d'encastrement est la forme essentielle

Figure 2.2.11 – Moment flexion de vis d'après Pai *et al.* [12]Figure 2.2.12 – Glissements à la tête de vis (a) et au filetage de boulon ; (b) dus à la déformation élastique d'après Pai *et al.* [12]

de la rupture dans un assemblage vissé. La méthode des éléments finis peut être utilisée pour définir un modèle de l'assemblage boulonné soumis à des charges dynamiques (voir la figure 2.2.13).

M. Zhang *et al.* ont affirmé que les processus de perte de serrage se décomposent de

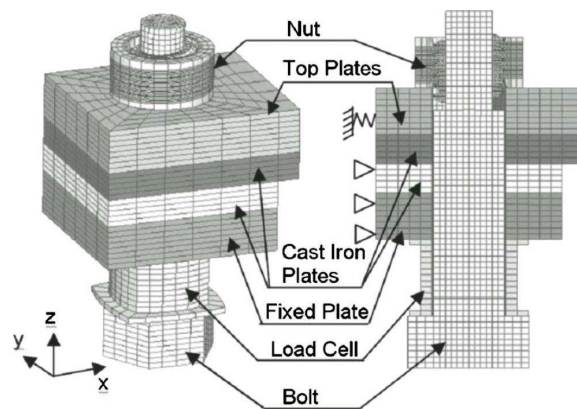


Figure 2.2.13 – Modèle éléments finis 3D de l'assemblage boulonné d'après Zhang *et al.* [34]

deux étapes montrées en figure 2.2.14. La première est définie par la diminution de la force d'encastrement qui est courte et forte à cause de l'application de charge cyclique transversale et qui vient de modifier la répartition des contraintes et la précontrainte mais sans une rotation dans l'écrou. La deuxième étape est une diminution graduelle de la force de serrage due à la rotation de l'écrou. Nous allons essayer d'expliquer dans les sections suivantes les étapes de desserrage d'un assemblage boulonné d'après Zhang *et al.* :

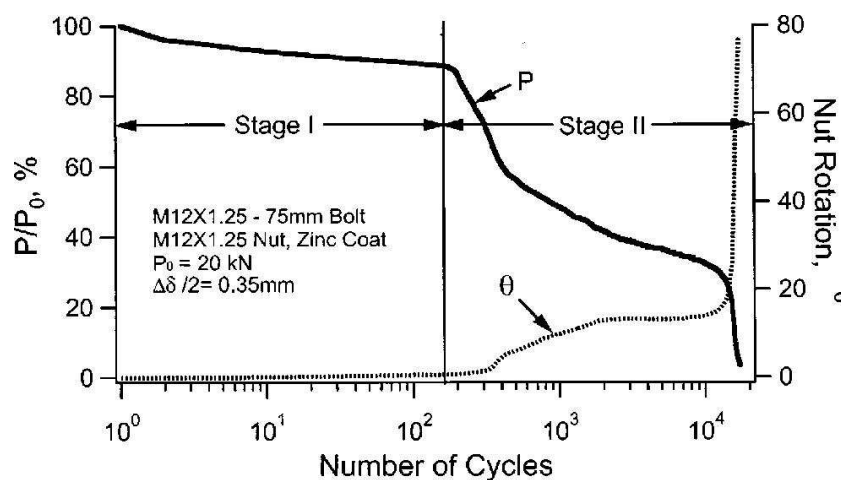


Figure 2.2.14 – Etapes de desserrage du boulon d'après Zhang *et al.* [35]

Etape 1 :

Pour expliquer cette étape de desserrage, Zhang *et al.* [35] ont réalisé une investigation expérimentale et une analyse par éléments finis. Les résultats de l'analyse en éléments finis sont cohérents avec les observations quantitatives expérimentales. Dans ce travail, Zhang *et al.* ont étudié le mécanisme de la première étape de desserrage *Stage I* d'un assemblage boulonné soumis à des chargements cycliques transversaux.

Un modèle éléments finis 3D de l'assemblage boulonné a été réalisé avec la mise en oeuvre d'un modèle avancé de plasticité cyclique (voir la figure 2.2.13). Les résultats ont

révélé que la plasticité cyclique locale survenant au premier fileté cause la redistribution des contraintes dans le boulon, et le résultat conduit à la perte progressive de force de serrage avec les cycles de chargement 2.2.15. Selon Zhang *et al.* [35], la quantité de glissement entre les deux pièces assemblées est un facteur déterminant pour la première étape de desserrage tandis que le coefficient de frottement joue un rôle très mineur lorsque le déplacement transversal est un paramètre de contrôle.

Au cours de la première étape, il n'y a pas de mouvement relatif entre l'écrou et le boulon. Le desserrage est causé par la déformation du matériau. Pour les cas avec un glissement important entre les deux plaques de l'assemblage, la première étape peut être très courte.

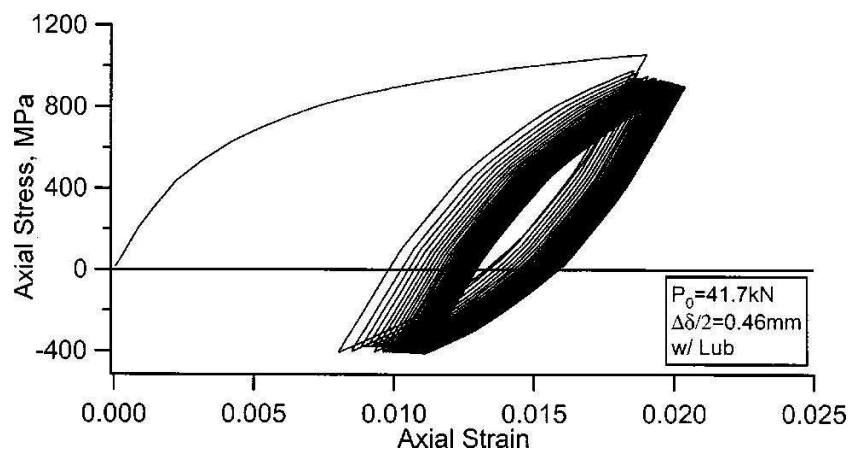


Figure 2.2.15 – La réponse axiale contrainte-déformation au premier fileté d'après Zhang *et al.* [35]

Etape 2 :

Deux facteurs majeurs identifiés par Zhang *et al.* [34] déterminent la deuxième étape de desserrage du boulon. Ce sont la variation de la pression de contact dans la partie filetée du boulon avec la charge externe et le lieu du micro glissement entre les surfaces de contact du filetage. La charge cyclique transversale crée un moment cyclique de flexion sur le boulon. La variation du moment de flexion induit sur le boulon se traduit par une variation de la pression de contact entre les filetages avec le temps. Le modèle éléments finis de Zhang *et al.* [34], modélisé à l'aide d'ABAQUS, permet le calcul de la pression de contact. Afin d'étudier la variation de la pression de contact avec le temps, la moitié du premier filet de l'écrou est représenté sur la figure 2.2.16. La direction de la charge transversale est parallèle à l'axe des x (figure 2.2.16).

La figure 2.2.17 montre les variations de la pression de contact pour les trois noeuds A, C et E au cours des deux premiers cycles de chargement après l'application de la force de serrage. La simulation a été réalisée avec une précontrainte de 25 kN et une amplitude du déplacement transversal ($\Delta\delta/2 = 0,45$ mm). Les distributions de la pression de contact au long de l'arc ABCD correspondant à cinq temps dans un cycle de chargement sont présentés dans la figure 2.2.18. Les cinq temps sont indiqués en haut, à droite dans la figure 2.2.18 pour un cycle de chargement.

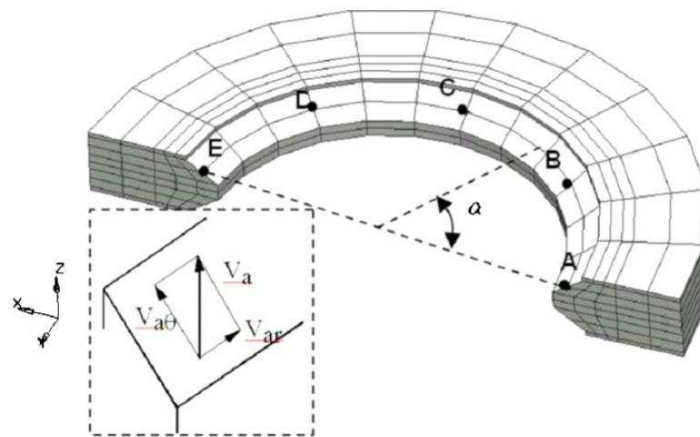


Figure 2.2.16 – Premier fileté de l'écrou (figure extraite de Zhang *et al.* [34])

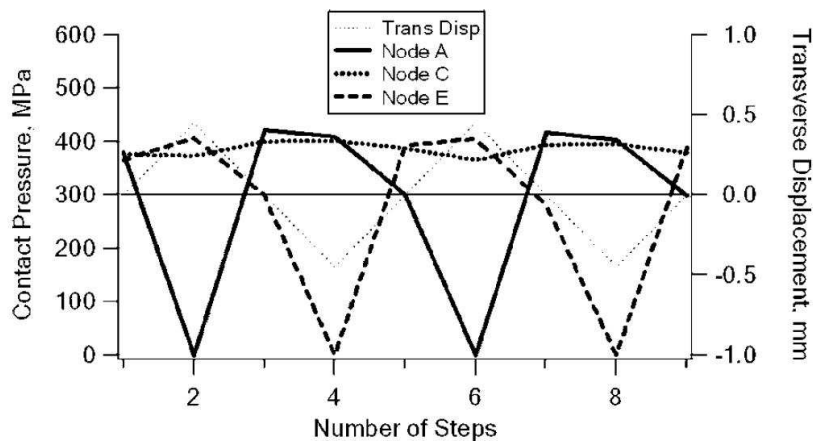


Figure 2.2.17 – Variations de la pression de contact de trois noeuds avec une charge cyclique d'après Zhang *et al.* [34]

Après l'application de la force de serrage, les pressions de contact dans les trois noeuds A, C et E, ont été presque identiques à une valeur d'environ 380 MPa (figure 2.2.17). La légère différence dans la pression de contact pour les trois noeuds a été causée par la géométrie hélicoïdale du fil. Lorsque le déplacement transversal atteint son maximum dans la direction x ($\delta = 0,45$ mm), la pression de contact au niveau du noeud C a légèrement augmentée 400 MPa, alors que la pression de contact au niveau du noeud A ($\alpha = 0^\circ$) a été réduite à presque zéro, indiquant une séparation possible de la surface de contact à ce domaine. Après le retour du déplacement transversal de sa valeur maximale dans la direction x à $\delta = 0$ mm, la pression de contact au niveau du noeud A atteint sa valeur maximale 420 MPa. Dans le même temps, la pression de contact au niveau du noeud E ($\alpha = 180^\circ$) a été réduite à une valeur de 300 MPa. Lorsque la plaque supérieure de l'articulation se déplace pour atteindre sa valeur maximum dans le sens x négatif ($\delta = -0,45$ mm), la pression de contact sur le noeud A a été légèrement réduite et la pression du contact au noeud E a été réduite à

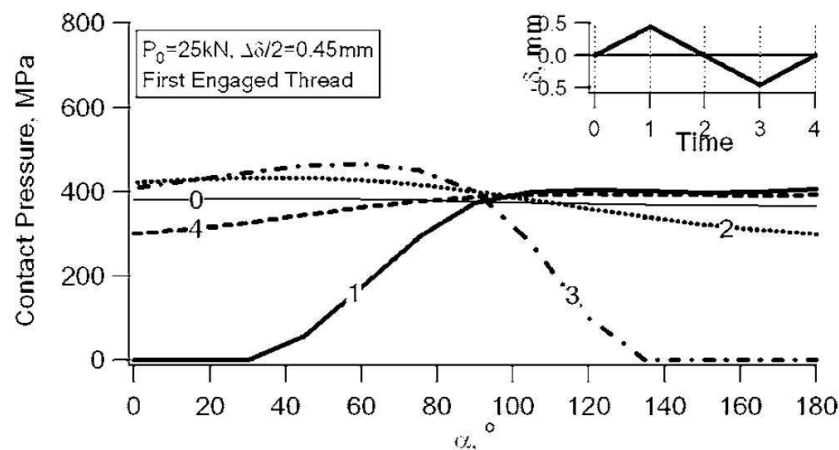


Figure 2.2.18 – Variations de la distribution de pression de contact avec le chargement au long de l'arc ABCED d'après Zhang *et al.* [34]

zéro. La pression de contact au noeud C ($\alpha = 90^\circ$) a été légèrement modifiée autour de 380 MPa au cours d'un cycle de chargement. Pendant les cycles de chargement ultérieurs, les variations de la pression de contact aux trois noeuds, ont suivis la même tendance que dans le premier cycle de chargement. En raison de la réduction de la force de serrage, les valeurs de la pression de contact ont été légèrement inférieures à celles du premier cycle.

Le chargement cyclique transversal introduit un moment de flexion qui est proportionnel au déplacement transversal au cours d'un cycle de chargement. La déformation maximale est produite lorsque le déplacement transversal atteint sa valeur maximale. Il est à noter que le moment de flexion a diminué progressivement avec l'augmentation des cycles de charge en raison de la réduction de la force de serrage.

L'action cyclique du moment de flexion de boulon est le résultat d'un microglissement entre les filetages actifs du boulon et de l'écrou. La figure 2.2.19 montre l'amplitude de microglissement dans la direction radiale au long de l'arc ABCDE (voir la figure 2.2.16). Il est à noter que la variation de l'amplitude de glissement radial avec l'angle α , n'est pas symétrique en raison de la prise en compte de la géométrie hélicoïdale du fil. L'amplitude maximale du microglissement se produit à $\alpha = 0^\circ$ et 180° .

Le microglissement entre les deux surfaces de contact de filetage est fonction de la localisation relative par rapport à le filetage engagé. La figure 2.2.19 montre la répartition de la valeur maximale de l'amplitude du microglissement dans un filetage en fonction de l'emplacement du fil engagé. Le premier filetage a l'amplitude maximale du microglissement qui diminue de façon spectaculaire pour le deuxième filetage.

III - Accumulation de desserrage :

L'application de l'effort tranchant comme indiqué précédemment, peut contribuer au glissement sur la surface de contact d'un assemblage boulonné. Comme la force de frottement est une fonction de la force normale, nous pouvons constater que la force de frottement à la région de contact est influencée par le changement de la force de réaction. Pai *et al.* ([23, 12]) montrent que l'autre région reste adhérente. L'occurrence du glissement se

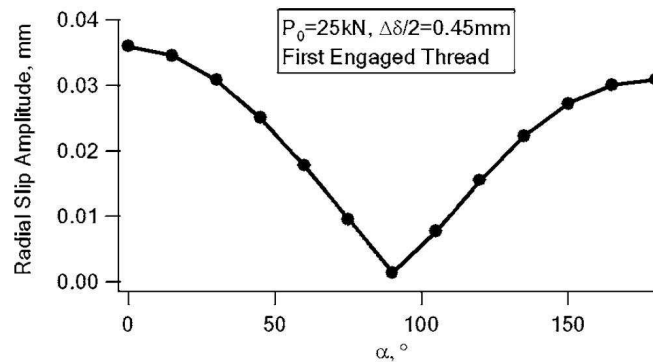


Figure 2.2.19 – Amplitude du microglissement au long de la surface de contact du premier filetage d'après Zhang *et al.* [34]

produit généralement dans la région où la réaction de la force normale qui correspond à une résistance de glissement est assez petite.

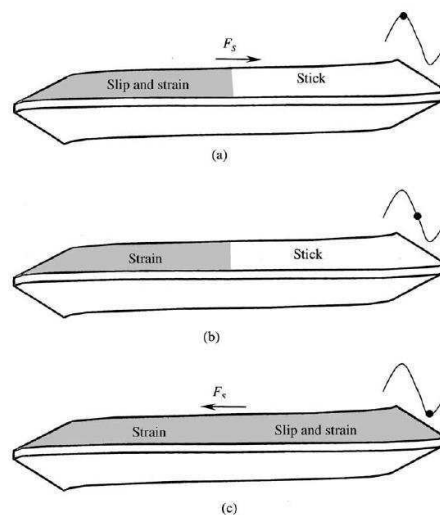


Figure 2.2.20 – Accumulation de glissement localisé d'après Pai *et al.* [12]

Quand l'assemblage est soumis au chargement cyclique de type d'effort tranchant, le glissement localisé se produit sur la surface de contact. Il peut alors s'accumuler à chaque cycle de chargement et provoquer le desserrage du boulon. En effet, le boulon est en condition de desserrage si toutes les régions du contact entre la tête de vis et le filetage subissent un glissement dans le sens de desserrage. La figure 2.2.20 montre le filetage à trois temps différents pendant l'application de chargement cyclique de type d'effort tranchant.

- Au point où le chargement se produit de gauche à droite, la région gauche du filetage subit un glissement. Ensuite, lorsque le glissement se localise, le filetage subit une déformation locale élastique qui inclut une composante dans la direction de circonférence dû au moment de desserrage.
- Quand l'effort tranchant réduit, la part de déformation reste.

c. Quand l'effort tranchant change de direction, le côté droit de filetage subit un glissement.

En conséquence le glissement se produit sur tout le filetage car la déformation sur la partie gauche persiste.

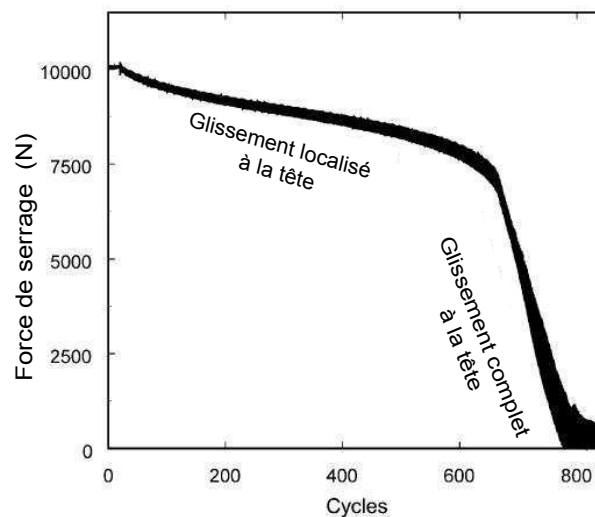


Figure 2.2.21 – Type de desserrage du boulon pendant le test de vibration transversale d'après Pai *et al.* [23]

Le résultat de ce processus est une déformation en tension sur toute la surface du filetage. Ce processus de glissement localisé se produit initialement sur quelques filetés et par la suite progresse à tout le filetage. Le moment de desserrage se produit à la tête du filetage et en conséquence sous cette tête, nous sommes en processus de glissement localisé. Le processus de glissement localisé s'accumule pour tous les cycles, plusieurs cycles conduisent au processus de glissement complet. Lorsque les surfaces en contact de la tête et du filetage subissent une accumulation de glissement localisé ou un glissement complet, un phénomène de desserrage se produit. L'influence de type de glissement pendant le desserrage est illustrée en figure 2.2.21 qui montre l'évolution de la force de serrage au cours de cycles obtenue expérimentalement. La pente de desserrage montre un incrément fort dès que le glissement change de localisé à complet à la tête de boulon.

L'étude du processus de desserrage d'une vis soumise au chargement dynamique de type d'effort tranchant est étudiée expérimentalement par Junker [33]. Un banc d'essai a été utilisé et il est constitué par une plaque encastrée à une plaque fixe rigide par un assemblage fileté d'une vis. Un palier rouler est installé entre les deux plaques afin de minimiser une force de frottement. Un chargement cyclique est appliqué à la plaque supérieure. Par ailleurs, la figure 2.2.22 montre une courbe d'hystérésis générale du processus de filetage pendant le chargement cyclique. La pente dans la figure représente une raideur transversale du test de joint. En l'absence de glissement, la vis va se déformer, en conséquence la courbe sera une ligne droite. Ensuite, dû au glissement au filetage et à la tête, la pente se réduit.

En effet le desserrage du boulon est un processus cumulatif. Nous expliquons le travail

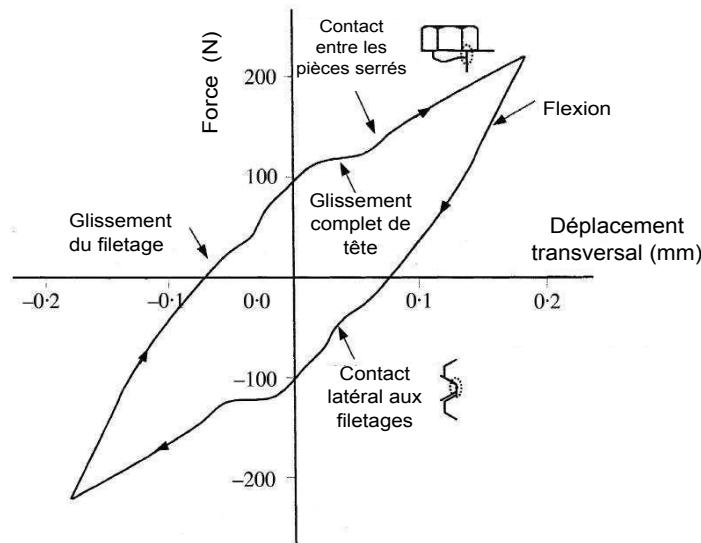


Figure 2.2.22 – Courbe d'hystérésis générale d'après Junker [33]

de Pai *et al.* [23, 12] sur les surfaces de contact à la tête de vis et au filetage qui doivent subir un glissement localisé qui s'accumule ou un glissement complet. Ils montrent quatre combinaisons :

1. glissement localisé à la tête et glissement localisé au filetage.
2. glissement localisé à la tête et glissement complet au filetage.
3. glissement complet à la tête et glissement localisé au filetage.
4. glissement complet à la tête et glissement complet au filetage.

Quelques essais sont réalisés pour étudier le processus de desserrage aux différentes conditions de frottement et de l'effort tranchant appliqué.

De plus ils effectuent le calcul par la méthode d'élément finis. Le maillage de connections est illustré en figure 2.2.23. Ce modèle comprend la vis, la plaque supérieure et la douille filetée *threaded insert*. Comme la plaque base est considérée rigide seulement une petite région est encadrée. La pré-charge du filetage est simulée comme l'interférence initiale entre la tête de vis et une plaque supérieure. La force transversale en direction x est appliquée par un élément de ressort.

Revenons aux quatre combinaisons de processus que nous expliquons ci-dessous :

1. *Glissement localisé à la tête et glissement localisé au filetage*

La courbe 1 dans la figure 2.2.24 représente le processus de desserrage due au glissement localisé à la tête et au filetage pour la pré-charge 10.4kN avec la condition de la tête et du filetage lubrifiés avec l'huile. L'état de contact de desserrage par le glissement localisé à la tête et le glissement localisé au filetage du boulon est illustré en figure 2.2.25(a).

2. *Glissement localisé à la tête et glissement complet au filetage*

La courbe 2 dans la figure 2.2.24 représente le desserrage due au glissement

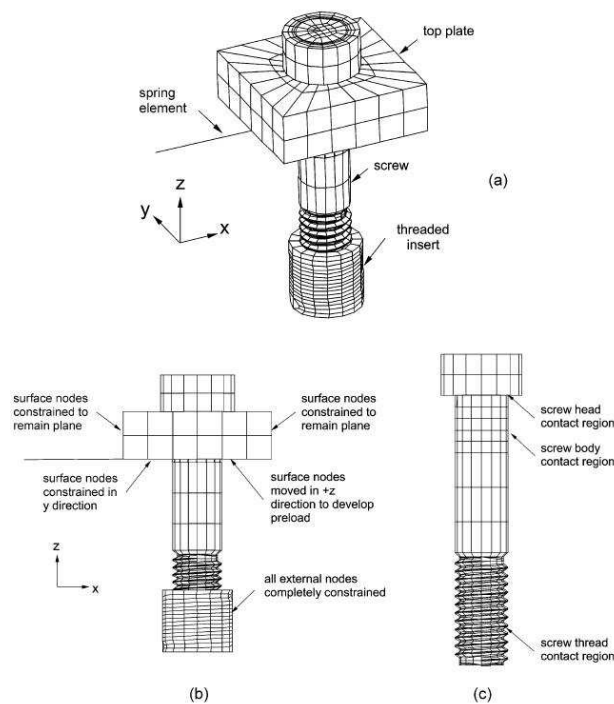


Figure 2.2.23 – Modèle d'éléments finis d'assemblage 3D (a) et régions de contact (b), (c) d'après Pai *et al.* [23]

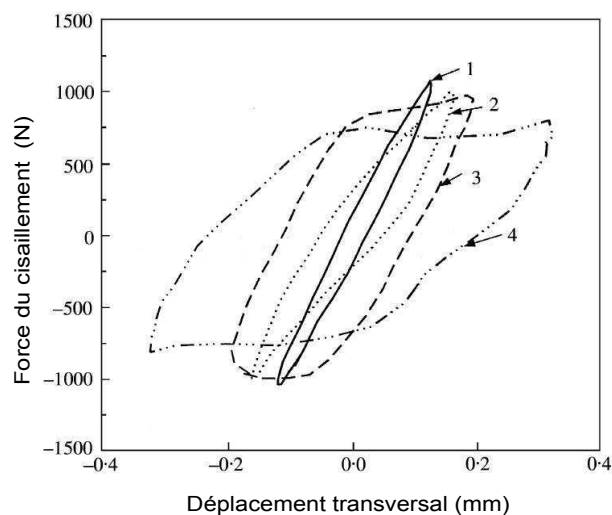


Figure 2.2.24 – Courbe d'hystérésis pour différents cas de desserrage d'après Pai *et al.* [23]

localisé à la tête et au glissement complet au filetage avec une pré-charge de 8.8kN avec l'addition de l'huile à la tête et de gras MoS₂ au filetage. Notons ici que la pente de la courbe 1 est plus forte que celle du cas 2, qui indique le glissement partiel et le glissement complet au filetage pour les deux courbes respectivement. Nous pouvons voir l'état de contact de glissement localisé

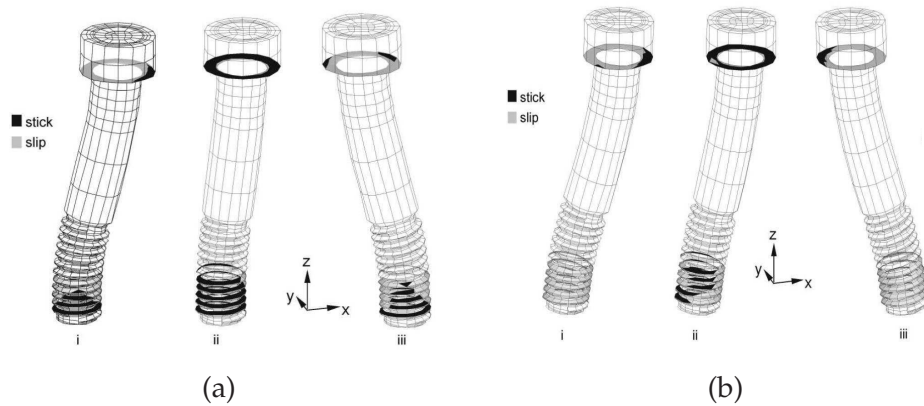


Figure 2.2.25 – (a) Contact de desserrage par glissement localisé à la tête et glissement localisé au filetage et (b) Contact de desserrage par glissement localisé à la tête et glissement complet au filetage d'après Pai *et al.* [23]

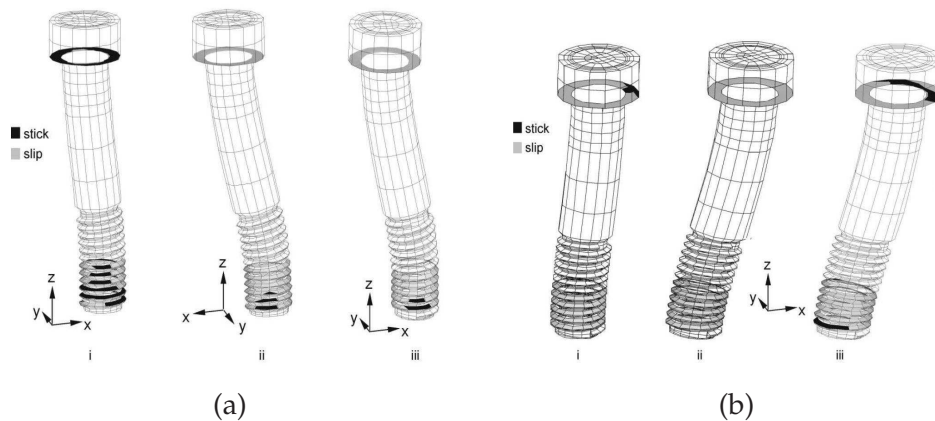


Figure 2.2.26 – (a) Contact de desserrage par glissement complet à la tête et glissement localisé au filetage et (b) Contact de desserrage par glissement complet à la tête et glissement complet au filetage d'après Pai *et al.* [23]

à la tête et de glissement complet de boulon en figure 2.2.25(b).

3. Glissement complet à la tête et glissement localisé au filetage

La courbe 3 en figure 2.2.24 représente le processus de desserrage pour le glissement complet à la tête de vis et le glissement localisé au filetage. Ce phénomène est obtenu en appliquant une pré-charge de 8.8kN avec du gras MoS₂ à la tête et l'huile au filetage. La figure 2.2.26(a) montre l'état de contact de desserrage par le glissement complet à la tête et le glissement localisé au filetage du boulon.

4. Glissement complet à la tête et glissement complet au filetage

La courbe 4 (voir la figure 2.2.24) représente le processus de desserrage pour le glissement complet à la tête et au filetage pour le même lubrifiant que le deuxième cas, mais avec une pré-charge de 6.5kN. Notons que jusqu'à l'occurrence du glissement à la tête, la courbe a une pente comparable à celle

de la courbe 2. L'état de contact de desserrage par le glissement complet à la tête et le glissement localisé au filetage du boulon est illustré en figure 2.2.26(b).

Pai *et al.* indiquent aussi que les phénomènes de desserrage de boulon commencent avec le glissement localisé à la tête et le glissement complet au filetage, et puis cela progresse au glissement complet à la tête et au filetage. La courbe d'hystérésis avec la petite valeur de pré-charge indique aussi l'occurrence de contact de la partie de fileté et de la partie de la tête de filetage.

2.2.3 | Fatigue d'un boulon sous charge axiale

Considérons un assemblage (2.2.1) comportant deux simples plaques serrées par un boulon (avec ou sans rondelle). La force de serrage F_N obtenue par application du couple de serrage F_C agit sur la tige du boulon comme un effort de traction [30]. Le boulon va globalement s'allonger d'une quantité Δ_{OB} et les plaques diminuer d'épaisseur d'une quantité Δ_{OP} . Ces deux déformations sont considérées sur l'axe du boulon et leur somme est égale au déplacement axial relatif de l'écrou par rapport à la vis [36]. En admettant que toutes les pièces travaillent dans leur zone d'élasticité linéaire et, par analogie avec des ressorts, nous pouvons définir leurs raideurs et leurs souplesses (voir la figure 2.2.27) [36, 37] :

- La raideur du boulon $K_B = \frac{F_N}{\Delta_{OB}}$ et la souplesse du boulon $S_B = \frac{1}{K_B}$.
- La raideur des pièces $K_P = \frac{F_N}{\Delta_{OP}}$ et la souplesse des pièces $S_P = \frac{1}{K_P}$.

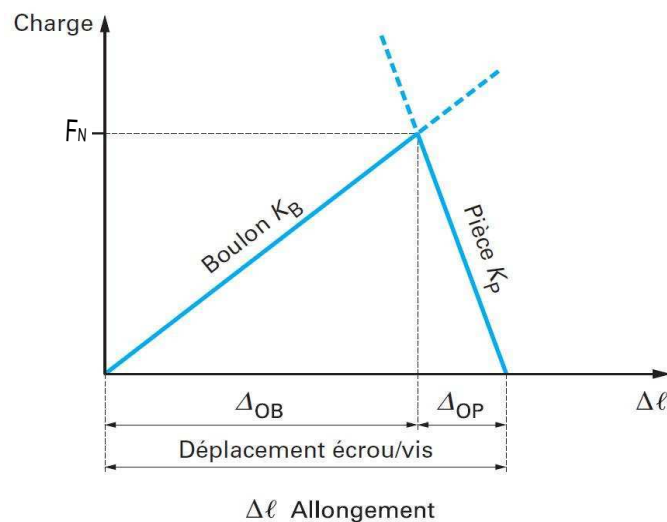


Figure 2.2.27 – Représentation schématique d'un assemblage serré par la force F_N d'après Guillot [36]

Le comportement de l'assemblage préserré peut alors se représenter par le graphique de la figure 2.2.28. Nous avons alors :

$$\text{déplacement écrou/vis} = (S_B + S_P)F_N \quad (2.23)$$

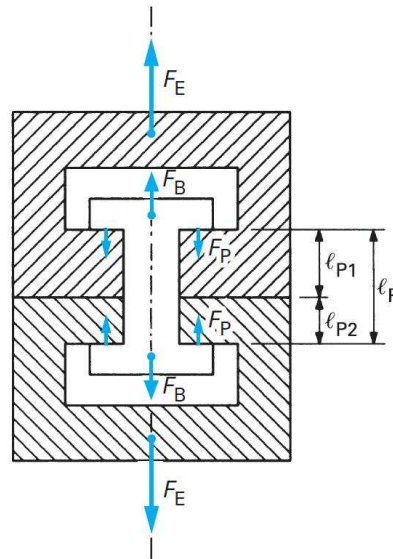


Figure 2.2.28 – Modèle théorique de l'assemblage chargé axialement (figure extraite de Guillot [36])

L'assemblage réel (figure 2.2.1) est représenté sous forme schématique (figure 2.2.28). Nous lui appliquons deux efforts extérieurs F_E portés par l'axe du boulon. Dans le nouvel état d'équilibre obtenu, la tige du boulon est soumise à un effort résultant F_B et les pièces à un effort F_P (figure 2.2.28).

Pour une compréhension plus facile, nous pouvons représenter les pièces et les boulons sous forme de ressorts équivalents de raideurs K_P et K_B . Supposons que l'effort extérieur F_E soit appliqué dans le plan d'appui de la tête du boulon et dans le plan d'appui de l'écrou. Les différents états de l'assemblage sont les mêmes que ceux pris par les ressorts équivalents et sont représentés à la figure 2.2.29.

Nous passons de l'état libre à l'état précontraint (figure 2.2.29(a) et 2.2.29(b)) par :

- Allongement du boulon sous F_N : $\Delta_{OB} = S_B F_N$.
- Raccourcissement des pièces sous F_N : $\Delta_{OP} = S_P F_N$.

De même, nous passons de l'état libre à l'état chargé par la force F_E (figure 2.2.29(a), 2.2.29(c)) par :

- Allongement du boulon sous F_B : $\Delta_B = S_B F_B$.
- Raccourcissement des pièces sous F_P : $\Delta_P = S_P F_P$.

Tant qu'il n'y a pas décollement des pièces, la variation de longueur sous l'action de F_E est la même pour le boulon et pour les pièces, nous avons [37] :

$$\Delta_l = \Delta_B - \Delta_{OB} = \Delta_{OP} - \Delta_P \quad (2.24)$$

Soit :

$$S_B (F_B - F_N) = S_P (F_N - F_P) \quad (2.25)$$

Et, en écrivant l'équilibre des forces (voir la figure 2.2.29(d)) :

$$F_E + F_P - F_B = 0 \quad (2.26)$$

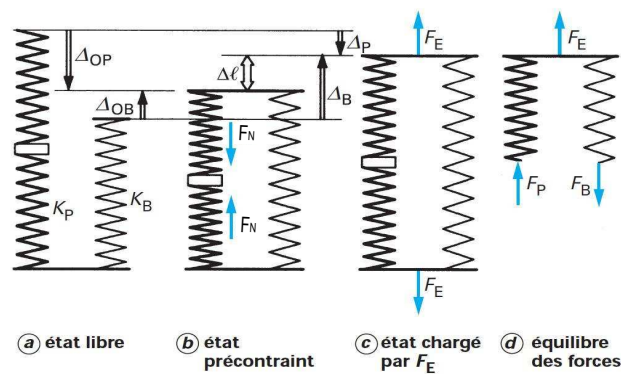


Figure 2.2.29 – Modèle équivalent simulant le comportement de l'assemblage sous charge F_E introduite dans les plans extrêmes de la pièce d'après Guillot [36]

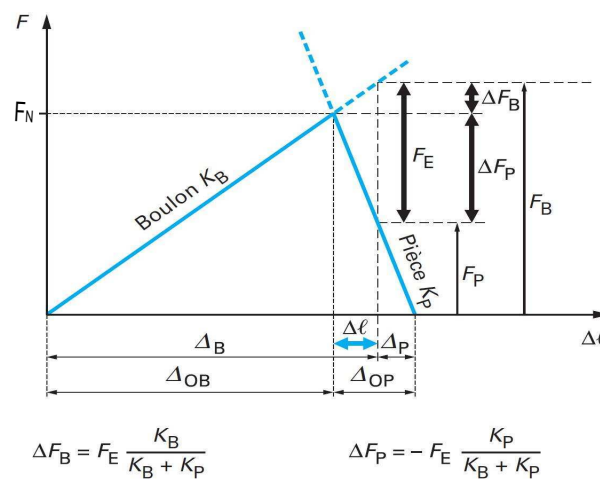


Figure 2.2.30 – Diagramme représentatif de l'assemblage sous charge F_E (figure extraite de Guillot [36])

Nous obtenons immédiatement :

$$\begin{aligned} F_B &= F_N + F_E \frac{S_P}{S_P + S_B} \\ F_P &= F_N - F_E \frac{S_B}{S_P + S_B} \end{aligned} \quad (2.27)$$

Soit, en fonction des raideurs :

$$\begin{aligned} F_B &= F_N + F_E \frac{K_B}{K_P + K_B} \\ F_P &= F_N - F_E \frac{K_P}{K_P + K_B} \end{aligned} \quad (2.28)$$

Nous aurions pu déduire immédiatement ces deux relations de la représentation graphique donnée à la figure 2.2.30.

Nous remarquons donc que, lorsque nous appliquons à l'assemblage précontraint un effort extérieur F_E porté par l'axe du boulon, le supplément d'effort qui en résulte dans la tige de la vis est proportionnel à F_E et à un coefficient qui ne dépend que des raideurs ($\frac{K_B}{K_P+K_B}$) et qui va toujours être bien inférieur à 1.

2.2.3.1 | Influence du niveau d'introduction de l'effort extérieur

Suivant la forme des pièces assemblées, la sollicitation sera telle que l'introduction de l'effort (au niveau du modèle) sera voisine de la tête de vis, quelconque ou voisine du plan de l'interface des deux pièces.

Si nous considérons le cas général d'introduction de l'effort extérieur dans deux plans éloignés de x pour des pièces modèles de longueur l (figure 2.2.31), nous pouvons lui appliquer le même calcul que celui développé au paragraphe précédent.

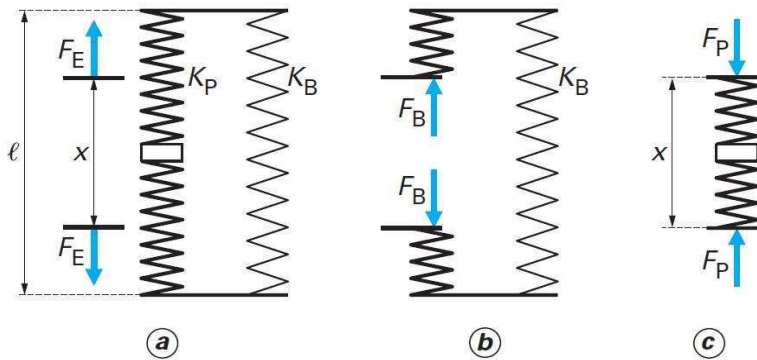


Figure 2.2.31 – Modèle équivalent à l'assemblage avec introduction de la charge dans deux plans éloignés de x d'après Guillot [36]

Le passage de l'état libre à l'état précontraint est le même et nous avons les relations (2). Après application de l'effort extérieur, nous avons :

- Un morceau de pièce (figure 2.2.31(c)) de longueur x chargé par F_P et de souplesse ($\frac{x}{l}S_P$). Le raccourcissement des pièces sous F_P vaut alors : $\Delta_P = \frac{x}{l}S_P F_P$.
- Un ensemble (figure 2.2.31(b)) comprenant le boulon de souplesse S_B et la partie de pièce de longueur $(l-x)$ et de souplesse ($\frac{l-x}{l}S_P$) chargé par F_B . L'allongement de cet ensemble vaut : $\Delta_{BP} = (S_B + \frac{l-x}{l}S_P)F_B$.

De la même manière que précédemment, en écrivant qu'il n'y a pas de décollement des pièces, c'est-à-dire que nous vérifions : $\Delta_l = \Delta_{BP} - \Delta_{OB} = \Delta_{OP} - \Delta_P$.

Et en utilisant les raideurs, puis en exprimant l'équilibre des forces, nous obtenons les relations :

$$\begin{aligned} F_B &= F_N + \frac{x}{l} \left(\frac{K_B}{K_P + K_B} \right) F_E \\ F_P &= F_N - \left[1 - \frac{x}{l} \left(\frac{K_B}{K_P + K_B} \right) \right] F_E \end{aligned} \quad (2.29)$$

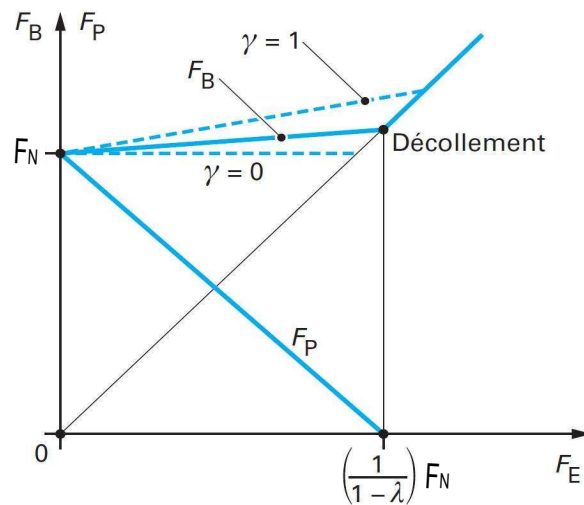


Figure 2.2.32 – Illustration du comportement de l'assemblage (figure extraite de Guillot [36])

Pour faciliter le traitement pratique de ces expressions et pour bien identifier les deux paramètres fondamentaux qui interviennent, nous noterons :

- Coefficient de raideur de l'assemblage : $\frac{K_B}{K_P + K_B} \leq 1$.
- Facteur d'introduction de la charge ($\gamma = \frac{\lambda}{1}$) avec $0 \leq \gamma \leq 1$ et l'on appellera facteur de charge de l'assemblage le produit des deux expressions, soit :

$$\lambda = \gamma \frac{K_B}{K_P + K_B} \quad (2.30)$$

Avec cette notation, nous avons donc :

- Une augmentation de l'effort dans les boulons : $\Delta F_B = \lambda F_E$.
- Une diminution du serrage des pièces : $\Delta F_P = (1 - \lambda) F_E$.

Et, d'une façon tout à fait générale :

$$\begin{aligned} F_B &= F_N + \Delta F_B = F_N + \lambda F_E \\ F_P &= F_N - \Delta F_P = F_N - (1 - \lambda) F_E \end{aligned} \quad (2.31)$$

Nous pouvons remarquer que ces expressions générales sont susceptibles d'une représentation graphique simple comparable à celle de la figure 2.2.30. Alors les pentes des droites ne sont plus représentatives des seules raideurs des modèles équivalents des pièces et du boulon, mais l'illustration du phénomène reste pertinente. Une autre manière d'illustrer le comportement de l'assemblage est donnée en figure 2.2.32.

2.2.3.2 | Assemblage soumis à des sollicitations cycliques en service

La figure 2.2.33 illustre les variations de l'effort F_B supporté par la tige du boulon et les variations de l'effort F_P de serrage des pièces dans le cas particulier courant où l'effort

extérieur, appliqué axialement à l'assemblage, varie de 0 à F_E . Nous pouvons en déduire immédiatement les valeurs :

$$\begin{aligned} F_{B_{\max}} &= F_N + \lambda F_E \\ F_{B_{\min}} &= F_N \end{aligned} \quad (2.32)$$

Et la variation d'effort axial dans la vis :

$$\Delta F_B = F_{B_{\max}} - F_{B_{\min}} = \lambda F_E \quad (2.33)$$

Dans la pratique, on se borne à calculer la valeur de la contrainte alternée comme si on était en état de contrainte uniaxiale et que la variation de contrainte ne dépendait que de la variation de l'effort de traction dans le boulon. Nous avons alors :

$$\sigma_a = \frac{\lambda F_E}{2A_S} \quad (2.34)$$

avec A_S est la section résistante du filet.

Nous avons ainsi un calcul standard simple qui se justifie par le fait que, pour les assemblages serrés par rotation de l'écrou (ou de la vis), le couple de torsion, lorsqu'il subsiste, donne des contraintes faibles vis-à-vis des contraintes de tension qui n'interviennent que dans le calcul de la contrainte moyenne et dans celle de la contrainte maximale.

Nous avons alors la contrainte moyenne de tension :

$$\sigma_m = \frac{F_N}{A_S} + \frac{\lambda F_E}{2A_S} \quad (2.35)$$

Et, en tenant compte du couple de torsion F_{C_1} , une contrainte équivalente moyenne :

$$\sigma_{em} = \left[\left(\frac{F_N}{A_S} + \frac{\lambda F_E}{2A_S} \right)^2 + 3 \left(\frac{16F_{C_1}}{\pi d_S^3} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.36)$$

avec d_S est le diamètre du cylindre de section A_S .

D'une façon plus générale, l'effort appliqué à l'assemblage peut varier de $F_{E_{\min}}$ à $F_{E_{\max}}$, conformément à la figure 2.2.34(a). Nous avons alors immédiatement :

$$(F_B)_a = \frac{F_{B_{\max}} - F_{B_{\min}}}{2} = \frac{\lambda}{2} (F_{E_{\max}} - F_{E_{\min}}) \quad (2.37)$$

Soit :

$$\sigma_a = \frac{\lambda}{2A_S} (F_{E_{\max}} - F_{E_{\min}}) \quad (2.38)$$

Et :

$$(F_B)_m = \frac{F_{B_{\max}} + F_{B_{\min}}}{2} = F_N + \frac{\lambda}{2} (F_{E_{\max}} + F_{E_{\min}}) \quad (2.39)$$

Soit :

$$\sigma_m = \frac{F_N}{A_S} + \frac{\lambda}{2A_S} (F_{E_{\max}} + F_{E_{\min}}) \quad (2.40)$$

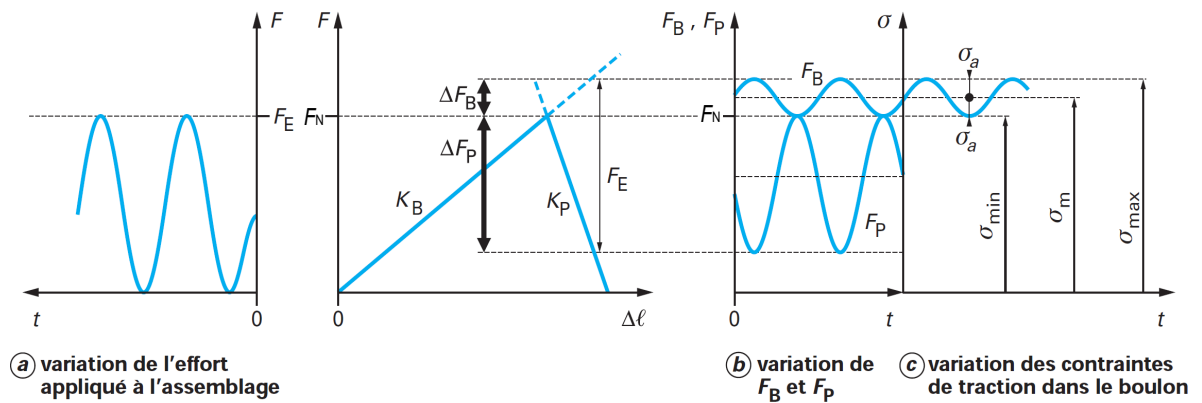


Figure 2.2.33 – Efforts et contraintes pour un assemblage chargé axialement par un effort extérieur variant de 0 à F_E en fonction du temps d'après Guillot [36]

Nous pouvons également, dans certains cas, avoir traction et compression des pièces. Si nous admettons que la raideur en compression de l'assemblage est la même qu'en traction, nous avons, conformément à la figure 2.2.34(b), pour un effort de traction F_{ET} et pour un effort de compression F_{EC} :

$$(F_B)_a = \frac{\lambda}{2}(F_{ET} + F_{EC}) \quad (2.41)$$

Soit :

$$\sigma_a = \frac{\lambda}{2A_S}(F_{ET} + F_{EC}) \quad (2.42)$$

Et :

$$(F_B)_m = F_N + \frac{\lambda}{2}(F_{ET} - F_{EC}) \quad (2.43)$$

Soit :

$$\sigma_m = \frac{F_N}{A_S} + \frac{\lambda}{2A_S}(F_{ET} - F_{EC}) \quad (2.44)$$

Dans le cas le plus courant d'une mise sous précontrainte entraînant la torsion de la tige, nous calculerions de la même façon que précédemment la contrainte équivalente moyenne.

En résumé nous pouvons dire que, dès que nous appliquons un effort extérieur F_E de traction sur l'assemblage, nous venons augmenter la tension du boulon non pas de F_E mais seulement de ΔF_B puisque la force de compression de la structure diminue de ΔF_P (figures 2.2.28 et 2.2.30). La valeur de l'effort ΔF_B peut être calculée en fonction de la raideur du boulon K_B et de la raideur de la structure K_B, K_P . Si l'effort de serrage est insuffisant par rapport à l'effort extérieur, il y a perte de serrage entre les pièces.

Selon Nassar *et al.* [37] l'application d'une force de séparation d'un assemblage boulonné (force axiale), qui est serré au-delà de la limite élastique du matériau du boulon, a des résultats sur la perte de force de serrage. Le montant de la perte de force est significativement

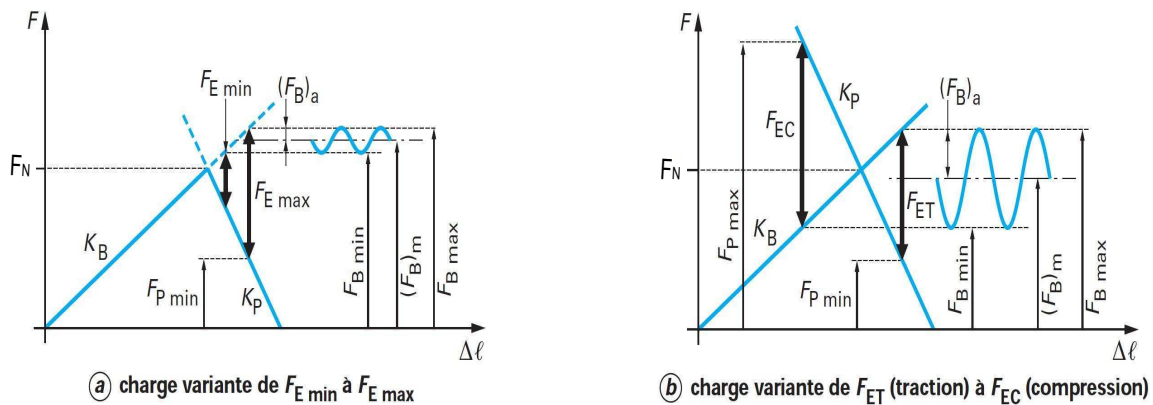


Figure 2.2.34 – Variation de l'effort axial dans le boulon $\pm(F_B)_a$ pour une charge variant de $F_{E \min}$ à $F_{E \max}$ ou de F_{ET} à F_{EC} d'après Guillot [36]

affectée par le rapport raideur de l'assemblage et du boulon, la valeur de la force de séparation, le niveau de force de serrage, et par le taux d'érouissage du matériau de boulon.

D'autre part, en cas d'un effort extérieur cyclique, nous remarquons sur les graphiques des figures 2.2.33 et 2.2.34 que l'effort alterné réellement supporté par le boulon est très important surtout quand la composante alternée de l'effort subi par une pièce a une valeur élevée. Ces efforts cycliques dans ce cas peuvent causer la séparation des pièces avec un glissement important et avec le temps ils peuvent provoquer la fatigue du boulon en traction.

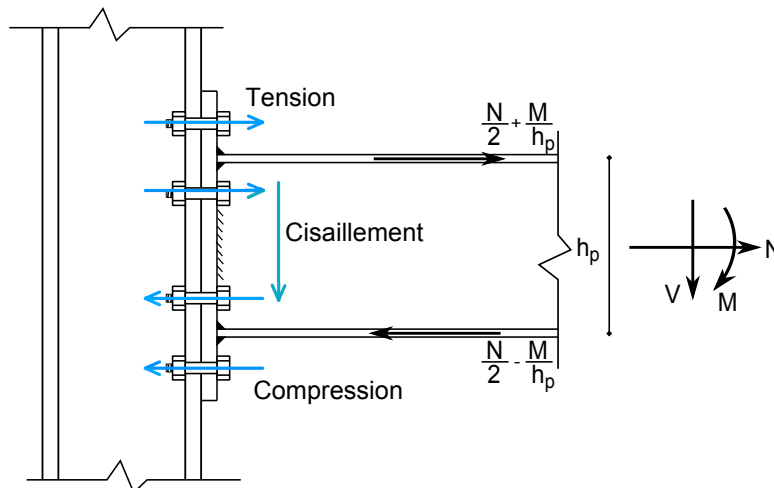


Figure 2.2.35 – Efforts appliqués à l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité

Il ne faut pas oublier aussi que dans le cas d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité soumis à une excitation sismique, les boulons sont soumis dans un côté à des efforts transversaux et à une force de compression (force vient de moment de flexion M), dans le

deuxième coté, ils sont soumis à des efforts transversaux (V) et une force de traction (force vient de moment de flexion M et de N). Donc les deux types de fatigue (axiale et transversale) travaillent ensemble et ils peuvent provoquer la fatigue globale de l'assemblage boulonné (figure 2.2.35).

2.2.4 | **Fatigue oligocyclique des assemblages boulonnés**

Les sections précédentes nous renseignent sur les problèmes de l'endommagement par fatigue de l'assemblage boulonné. Comme le problème de desserrage et l'endommagement d'un assemblage boulonné sont dus au phénomène de fatigue, nous voulons donner quelques notions sur l'endommagement par fatigue du matériau.

La fatigue avec formation et croissance de fissures dans les pièces métalliques soumises à des charges sismiques répétées ou des charges dynamiques en dessous de la résistance à la résistance à la rupture a été découverte durant le XIXe siècle.

Les rapports écrits les plus importants sur la rupture par fatigue ont été faits vers 1850 et le premier essai de fatigue a été effectué par August Wöhler entre 1858 et 1870. Sur éprouvette sous chargement dynamique compression/traction jusque à la rupture. Il propose une courbe qui relie le niveau des contraintes et le nombre de cycle à la rupture. Cette courbe est connue soit comme la courbe de Wöhler, soit comme la courbe S-N.

Le dommage par fatigue correspond à la modification des caractéristiques d'un matériau tenant essentiellement à la formation de fissures et résultant de l'application répétée de cycles de contrainte qui peut conduire à la rupture d'une structure. Macroscopiquement, cet endommagement correspond à la croissance de microfissures, généralement due à l'effet de sollicitation cyclique jusqu'à l'amorçage d'une fissure macroscopique.

Dans le cadre de notre travail, nous n'aborderons pas les mécanismes de nucléation et la croissance des fissures. Nous dirons simplement que la fatigue commence par une déformation plastique tout d'abord très localisée autour de certains défauts macroscopiques sous des contraintes globales. L'effet est faible et négligeable pour un seul cycle, mais dans la condition où la sollicitation est répétée, chaque cycle peut créer une nouvelle déformation plastique localisée. Après un nombre de cycles variable suivant le niveau de la contrainte appliquée, des fissures ultra microscopiques peuvent se former dans la région devenue plastique. La déformation plastique s'étend ensuite depuis les extrémités des fissures qui s'agrandissent jusqu'à la rupture de la pièce.

Si nous traçons le cycle contrainte-déformation, macroscopiquement la boucle d'hystérésis ainsi obtenue est une courbe non fermée dont la forme évolue en fonction du nombre de cycles appliqués. Chaque cycle de contrainte produit un certain dommage et la succession des cycles se traduit par un effet cumulatif. Ces informations nous conduisent à dire que le dommage par fatigue est un phénomène cumulatif.

2.2.4.1 | Courbe S-N

L'essai de fatigue le plus simple consiste à soumettre chaque éprouvette ou pièces sou-dées à des cycles d'efforts périodiques, d'amplitude maximale S et de fréquence constantes, et à noter le nombre de cycles N_f au bout duquel la rupture se produit. Nous reportons ce nombre N_f , en général sur une échelle logarithmique, en fonction de la contrainte maximale des cycles. A chaque éprouvette correspond un point du plan (S, N_f) et, à partir d'un lot d'éprouvettes soumises à des contraintes maximales différentes, nous obtenons une courbe nommée courbe de Wöhler ou courbe S-N (Stress or Strain - Number of cycles). Cette courbe peut en général être décomposée en trois zones (figure 2.2.36) :

- Oligocyclique.
- Endurance limitée.
- Endurance illimitée.

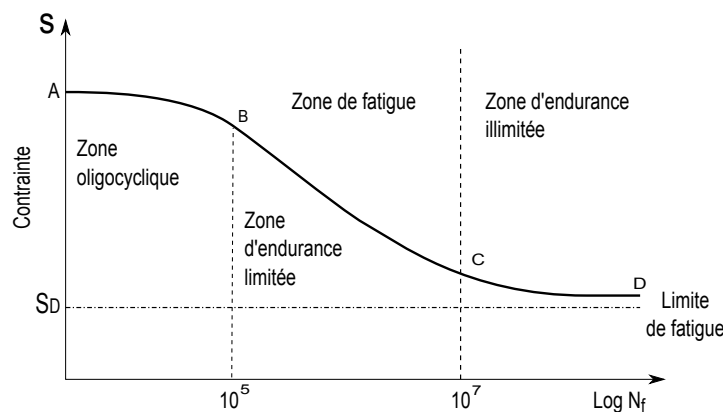


Figure 2.2.36 – Courbe S-N

Zone oligocyclique :

Cette zone est la zone qui correspond aux contraintes les plus grandes, supérieures à la limite d'élasticité du matériau. Le nombre de cycles à la rupture s'étend de 0.5 jusqu'à 10^4 ou 10^5 . Dans cette zone, nous observons très rapidement une déformation plastique importante suivie d'une rupture de l'éprouvette. Les déformations plastiques deviennent prépondérantes et nous pouvons englober certains effets de temps ou de fréquence en supposant que l'endommagement par cycles est une fonction de l'amplitude de déformation plastique $\Delta\epsilon_p$ de la forme suivante :

$$\frac{\delta D}{\delta N_f} = f(\Delta\epsilon_p) = \left(\frac{\Delta\epsilon_p}{C_1}\right)^{\gamma_1} \quad (2.45)$$

où D est le dommage, N_f est le nombre de cycle à la rupture et, γ_1 et C_1 sont les paramètres de matériaux. L'intégration cette relation dans le cas d'un chargement périodique où le cycle est supposé stabilisé, du premier cycle au dernier, donne la loi de Manson-Coffin :

$$N_f = \left(\frac{\Delta\epsilon_p}{C_1}\right)^{-\gamma_1} \quad (2.46)$$

Zone d'endurance limitée :

Dans cette zone, la rupture est atteinte après un nombre de cycles compris approximativement entre 10^4 et 10^5 à 10^7 . La rupture n'est pas accompagnée d'une déformation plastique d'ensemble, mesurable. La réponse de l'éprouvette atteint dans ce cas un régime d'adaptation élastique. L'adaptation élastique est un état où la réponse de l'éprouvette devient purement élastique, il peut y avoir de la déformation plastique durant les premiers cycles, mais au bout d'un certain nombre de cycles, elle reste constante ; l'état final cependant dépend de l'état initial de la structure. Il existe de très nombreuses relations mathématiques reliant S et N_f dans ce domaine.

- relation de Wöhler :

$$S = A - B \log N \quad (2.47)$$

où A et B sont des paramètres du matériau et S est la contrainte. Mais cette relation ne décrit pas la totalité de la courbe parce que S ne tend pas vers une limite S_D lorsque $N_f \rightarrow \infty$.

- relation de Basquin :

Parmi les nombreuses représentations plus ou moins compliquées et dont aucune n'a un caractère vraiment général, la relation de Basquin est la relation la plus utilisée pour la représentation analytique de la courbe S-N. Cette relation proposée par Basquin en 1910 est de la forme :

$$\ln S = A - B \ln N_f \quad (2.48)$$

où

$$NS^b = c \quad (2.49)$$

En posant : $B = \frac{1}{b}$, nous avons $\ln c = \frac{A}{b}$; où b et c sont des paramètres du matériau.

Zone d'endurance illimitée :

La zone CD dans la figure 2.2.36, dite zone d'endurance illimitée ou zone de sécurité, où D est, pour les métaux ferreux, un point à «l'infini». La courbe de Wöhler présente généralement une variation de pente plus ou moins marquée autour de 10^6 à 10^7 cycles, suivie d'une zone (CD) où la courbe tend vers une limite asymptotique parallèle à l'axe N_f . Au-delà de cette valeur limite de S_D , il n'y a jamais rupture par fatigue quel que soit le nombre de cycles appliqués.

S_D est nommée limite de fatigue ou limite d'endurance. Cette limite peut ne pas exister ou être mal définie pour certains matériaux (aciers à haute résistance, métaux non ferreux). Les grandes durées de vie concernent le domaine de la fatigue polycyclique ou la fatigue à grand nombre de cycles (la zone après le point C où $N_f > 10^7$).

2.2.4.2 | Lois du cumul de dommages par fatigue

Le concept de dommage par fatigue est défini comme la valeur de dommage comprise entre zéro et un. La valeur zéro montre la condition initiale de la structure et de l'autre côté, la valeur un montre le dommage que la structure ne supporte plus (ou rupture). La question se pose de savoir comment le dommage s'accumule, et pour cela plusieurs lois sont proposées (Lemaitre - Chaboche, Henry et Miner). Nous présentons ci-dessous la loi du cumul de dommage par fatigue de Miner car c'est la loi la plus utilisée en littérature et le plus simple.

Méthode de Miner :

Une des règles les plus anciennes, la plus simple et cependant la plus utilisée, est celle de la loi de Miner. Cette loi s'appuie sur l'hypothèse suivante :

- Le dommage est défini comme la fonction de l'application de n cycles au niveau de contrainte donnée et le nombre de cycles à la rupture N_f selon la courbe $S - N$ pour ce niveau de contrainte.

$$d = \frac{n}{N_f} \quad (2.50)$$

- Les dommages d s'additionnent linéairement.

$$D = \sum_i d_i = \sum_i \frac{n_i}{N_{f_i}} \quad (2.51)$$

Nous supposons enfin que les endommagements se cumulent sans qu'il y ait influence d'un niveau sur l'autre. Dans ce cas, la rupture se produit pour :

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_{f_i}} = 1 \quad (2.52)$$

2.3 | Loi hystérétique et phénomène d'élastoplasticité

Nous nous intéressons dans cette section à l'étude du phénomène de comportement élasto-plastique d'un assemblage boulonné. En effet, l'assemblage boulonné de type poutre-poteau est largement utilisé dans le contexte d'une construction métallique. Pour cela, quelques études bibliographiques sur les essais cycliques sont exposées ici.

Les premières études et recherches sur l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité ont été menées pour vérifier la capacité en moment, les forces de serrage du boulon, le comportement global de l'assemblage boulonné et le comportement de la vis et de la soudure. Le comportement sismique de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a été testé sous chargement cyclique à la fin des années 1980. Popov et Tsai [38, 39] ont signalé que l'assemblage entièrement soudé et l'assemblage boulonné avec plaque à l'extrémité avait même comportement hystérétique rotation moment. Les essais ont montré que l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a un comportement à la rupture plus ductile que l'assemblage

entièrement soudé. En outre, ils ont conclu que l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a montré d'excellentes caractéristiques de dissipation de l'énergie.

Korol *et al.* [40] ont constaté que l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité avait suffisamment de dissipation de l'énergie sans perte importante de force pour le chargement sismique et ils ont proposé des procédures quantitatives pour la conception sismique des assemblages à plaque d'extrémité.

Le test de comportement cyclique a été très largement adopté par les chercheurs et il a pour but de comprendre la performance de l'assemblage poutre-poteau. Tsai *et al.* [22] ont effectué le test de performance de dix types d'assemblage boulonné poutre-poteau (BWFF *bolted web-welded flange*) de type assemblage de moment-fléchissant. Quatre de ces types d'assemblage employés dans leurs travaux ont été endommagés par cisaillement. Le choix de ce type d'assemblage est basé sur le code de règlement de la conception de l'assemblage poutre-poteau. Il a été montré que les capacités cycliques en rotation plastique des assemblages boulonnés poutre-poteau (BWFF) varient entre 0.009-0.018 rad.

Ballio *et al.* [10] ont mené l'étude expérimentale du comportement fatigue oligocyclique des poutres et des poteaux. L'un des sept spécimens a été un assemblage boulonné de type à plaque d'extrémité. L'étude a montré que l'approche proposée et le modèle de courbe de fatigue S – N utilisant la règle de Miner, pouvaient être utilisés pour prédire le comportement des assemblages boulonnés soumis à faible nombre de cycles.

Un projet européen (INCO-Copernicus) portant sur "*Reliability of moment resistant connections of steel building frames in seismic areas*" a rassemblé huit pays entre les années 1997 et 1999. Le projet a mené de vastes enquêtes d'analyse en laboratoire pour améliorer le code parasismique européen (Eurocode 8). La recherche a étudié le comportement cyclique global d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité tel que l'influence de la vitesse de déformation sur le comportement cyclique d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité, l'approche de la fatigue à faible cycle et la ductilité. Les résultats ont montré que l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité pouvait être utilisé en zone sismique.

En 2000, les études menées par FEMA (Federal Emergency Management Agency) ont affirmé que les boulons contribuent à la dissipation d'énergie et qu'ils amplifient aussi les cycles d'hystérésis de manière considérable. La figure 2.3.37(a) montre que la ductilité est très faible après la rupture des boulons. Si la plaque d'extrémité est rigidifiée, il peut assurer un bon comportement et conduire à une très bonne capacité de dissipation d'énergie comme le montre la figure 2.3.37(c). Par conséquent, l'épaisseur de la plaque d'extrémité et la semelle du poteau et le diamètre des boulons sont les paramètres de conception très importants pour l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité.

Sumner *et al.* [41] ont effectué sept essais en pleine dimension des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité sous charge cyclique. Ils ont conclu que l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité peut être conçu pour une utilisation parasismique en vigueur des ossatures en acier.

Bursi *et al.* [42] ont focalisé leurs recherches sur le comportement d'assemblages T – stubs qui sont les mêmes composants élémentaires de la plaque d'extrémité d'assemblage étendus avec des soudures d'angle partielle (voir la figure 2.3.38). Leurs comportements à

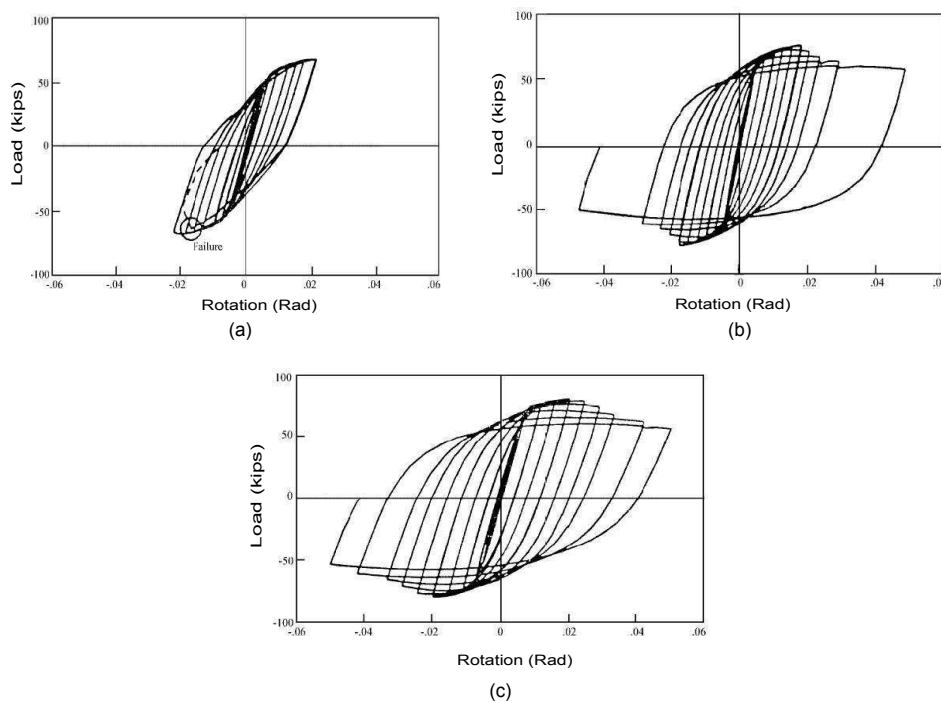


Figure 2.3.37 – Comportement cyclique d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité d'après FEMA-355D : (a) Fracture de boulon ; (b) Déformation plastique de plaque ; (d) Déformation plastique de poutre

la rupture en fatigue à faible nombre de cycles ont été étudiés. Les assemblages ont montré une bonne similitude entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulation du modèle en éléments finis. Le travail plus récent sur la résistance d'assemblage boulonné due au chargement cyclique a été appliqué par Popov *et al.* [43]. Ils ont proposé d'utiliser le composant T – stubs afin d'améliorer la performance de cet assemblage et de placer la zone de la rupture au niveau de la poutre. De plus, Thakirov *et al.* [44] ont appliqué l'utilisation de calcul par la méthode d'éléments finis afin de prendre en compte l'effet de non-linéarité par rapport à grande déformation.

Selon Rui Simoes *et al.* [45], le comportement cyclique d'un assemblage est toujours instable, présentant une dégradation progressive de ses propriétés mécaniques : la résistance, la rigidité et la capacité de dissipation de l'énergie. En zone sismique, caractérisée par forte charge répétée, la réponse de l'assemblage devrait demeurer aussi symétrique que possible. Les courbes hystérétiques moment-rotation sont généralement adoptées pour reproduire le comportement observé en raison de chargement cyclique, en fonction de divers autres modèles mathématiques proposés dans la littérature (Chui *et al.* [46]). Ces descriptions mathématiques du comportement hystérétique dépendent de plusieurs paramètres qui permettent un bon ajustement aux courbes expérimentales. Pour bien prédire le comportement des assemblages sous chargement cyclique, ces paramètres devraient idéalement être obtenus à partir des propriétés mécaniques connues de l'assemblage sous chargement statique.

Parmi les études effectuées en France sur le comportement des assemblages boulonnés

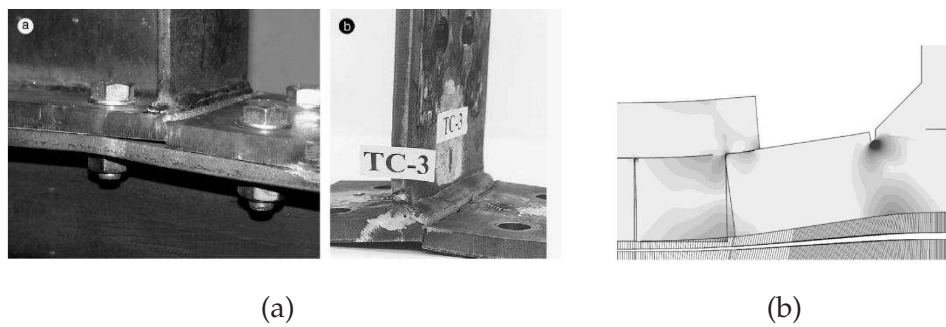


Figure 2.3.38 – Le composant élémentaire de la plaque d'extrémité d'assemblage T – stub : (a) Le spécimen d'essai et (b) le modèle numérique (d'après Bursi *et al.* [42])

se trouve le travail de L.A. Ciutina [1]. Ce travail a été consacré à l'étude des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité (voir la figure 2.3.39) et à celle du comportement sismique des portiques en acier et en béton. L.A. Ciutina a réalisé une étude expérimentale, avec quatre séries d'essais pour différentes configurations d'assemblages métalliques mixtes et pour différents modes de chargement (symétriques, dissymétriques, monotones et cycliques). Une deuxième démarche a été basée sur la modélisation numérique des assemblages et des éléments testés au moyen d'éléments finis appropriés (mis en oeuvre dans le cadre du logiciel DRAIN 2DX) afin de pouvoir simuler des courbes moment-rotation proches de celles réelles. Les calibrages effectués sur quatre courbes cycliques des essais d'assemblages ont démontré qu'en choisissant avec soin les paramètres de définition du modèle numérique, nous aboutissons à des courbes moment-rotation présentant un comportement très proche des résultats expérimentaux.

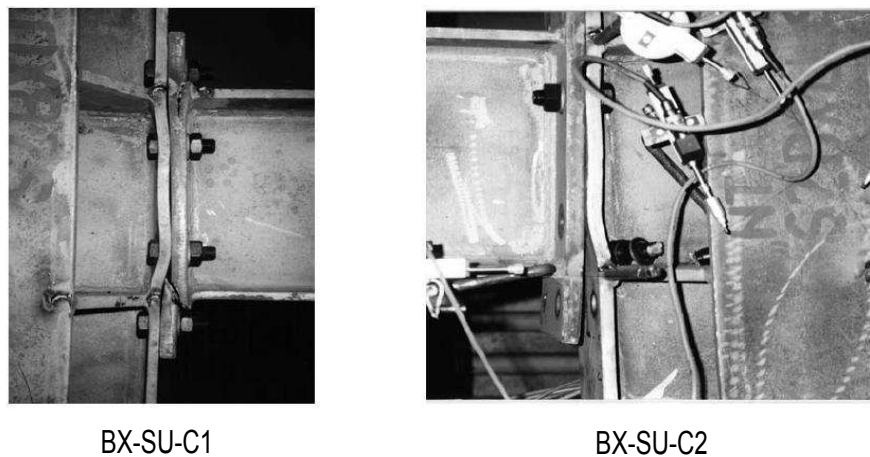


Figure 2.3.39 – Essais dynamiques des assemblages BX-SU-C1 et BX-SU-C2 (figure extraite de L.A. Ciutina [1])

En résumé, en raison de la complexité topologique d'assemblages et d'un grand nombre possible de mécanismes de rupture, le comportement cyclique peut varier de manière significative dans le même type d'assemblage. Le développement des séquences des mécanismes de rupture peut aussi affecter la capacité de rotation d'assemblages en raison de l'interaction

entre les composants. C'est principalement pour cette raison, il y a des difficultés dans la modélisation de comportement cyclique des assemblages boulonnés.

2.3.1 | Modèle élastoplastique de l'assemblage boulonné

Dans cette section, nous nous intéressons à présenter les différentes approches pour caractériser le comportement cyclique non-linéaire des assemblages poutre-poteau. En littérature, il existe trois approches différentes pour modéliser le comportement hystérétique de l'assemblage poutre-poteau : 1) la modélisation phénoménologique ; 2) la modélisation mécanique ; 3) et la modélisation numérique 3D par éléments finis.

2.3.1.1 | Modélisation phénoménologique

Les modèles phénoménologiques sont principalement basés sur les techniques des courbes d'ajustement par lesquelles une simple expression mathématique reproduit les données expérimentales avec certains coefficients des courbes d'ajustement. Les coefficients sont calibrés par les données expérimentales. L'avantage du modèle phénoménologique est qu'une fois les constantes déterminées, la relation moment-rotation peut être exprimée explicitement et utilisée dans l'analyse structurale ordinaire pour la conception proposée. Il y a un large spectre de modèles phénoménologiques à des degrés divers de complexité. Quelques exemples de ces modèles sont : le modèle Richard-Abbott (Richard *et al.* [47]), le modèle de puissance, le modèle exponentiel (Lui *et al.* [48]) et le modèle normalisé (Ang *et al.* [49]). La plupart de ces modèles ont été utilisés pour représenter le comportement monotone statique des assemblages.

Afin de tracer le comportement cyclique des raccords, la courbe statique et monotone (moment-rotation) peut être utilisée suivant la méthode de surface limite. Dans le cas de la méthode de surface limite, la règle de Masing est utilisée de retracer les inversions résultant de déchargement et de rechargement en faisant directement suite à une courbe non-linéaire. Si une courbe statique et monotone est définie par l'équation suivante :

$$f(M, \theta) = 0 \quad (2.53)$$

Alors la courbe de déchargement et de rechargement peut être assumée par l'équation suivante (voir la figure 2.3.40) :

$$f\left(\frac{M - M_a}{2}, \frac{\theta - \theta_a}{2}\right) = 0 \quad (2.54)$$

où (M_a, θ_a) est le point où l'inversion de charge se produit.

La rigidité tangente correspondant au chargement est exprimée par l'équation suivante :

$$R = \frac{dM}{d\theta} = g(M, \theta) \quad (2.55)$$

La rigidité tangente correspondant au déchargement et au rechargement est exprimée par l'équation suivante :

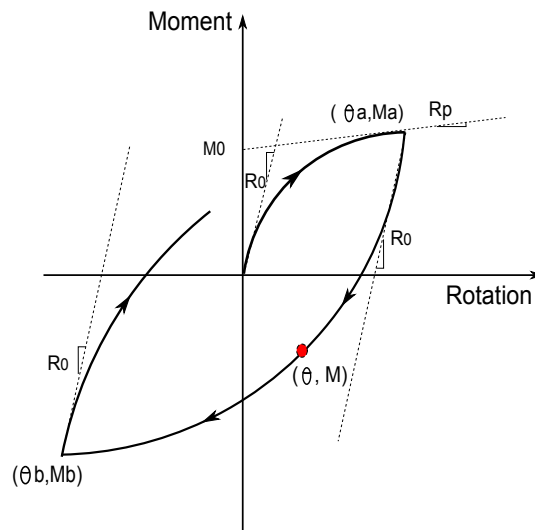


Figure 2.3.40 – Comportement hystérétique d'un assemblage

$$R = \frac{dM}{d\theta} = g\left(\frac{M - M_a}{2}, \frac{\theta - \theta_a}{2}\right) \quad (2.56)$$

De nombreuses études ont également été menées pour prédire le comportement cyclique observé expérimentalement de différents types d'assemblage poutre-poteau. Bien que les modèles phénoménologiques puissent être généralement utilisés pour tous types d'assemblages sous des charges dynamiques, ils ne peuvent pas considérer les dégradations de la rigidité et de la résistance ou le pincement des comportements cycliques.

Dans la section suivante, les trois modèles les plus utilisés pour décrire le comportement cyclique d'assemblages sont présentés. Ces modèles sont largement utilisés par les chercheurs en littérature. Ils sont le modèle de Ramberg-Osgood (Ang *et al.* [49]), le modèle de Richard-Abbott (Richard *et al.* [47]) et le modèle de Frye-Morris (Frye *et al.* [50]).

1. Modèle normalisé Ramberg-Osgood

Le modèle de Ramberg-Osgood a été initialement développé pour la modélisation non-linéaire de la relation contrainte-déformation (Ramberg-Osgood en 1943). En 1984, il a été normalisé par Ang *et al.* [49] pour son application dans les assemblages poutre-poteau en acier. Selon le modèle, la relation moment-rotation peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\frac{\theta}{\theta_0} = \frac{(P|M|)}{(PM)_0} \left[1 + \left(\frac{(P|M|)}{(PM)_0} \right)^{n-1} \right] \quad (2.57)$$

où M_0 et θ_0 sont le moment et la rotation qui définissent un point de passage A dans la figure 2.3.41; P est un paramètre sans dimension dépendant du type d'assemblage et de la géométrie; n est un paramètre définissant la pente de la courbe. P et n sont donnés par Ang *et al.* pour chaque type d'assemblage [49].

La rigidité initiale R_0 est donnée par l'équation suivante :

$$R_0 = \frac{dM}{d\theta} \quad (2.58)$$

Pour son application dans la modélisation du comportement cyclique d'assemblages, la rigidité tangente en rotation peut être obtenue en prenant la dérivée de l'équation 2.57 :

$$R = \frac{(P|M|)/(PM_0)}{[1 + n(\frac{P|M|}{PM_0})^{n-1}]} \quad (2.59)$$

La raideur tangente dans la courbe de déchargement et de rechargement est illustrée à la figure 2.3.41.

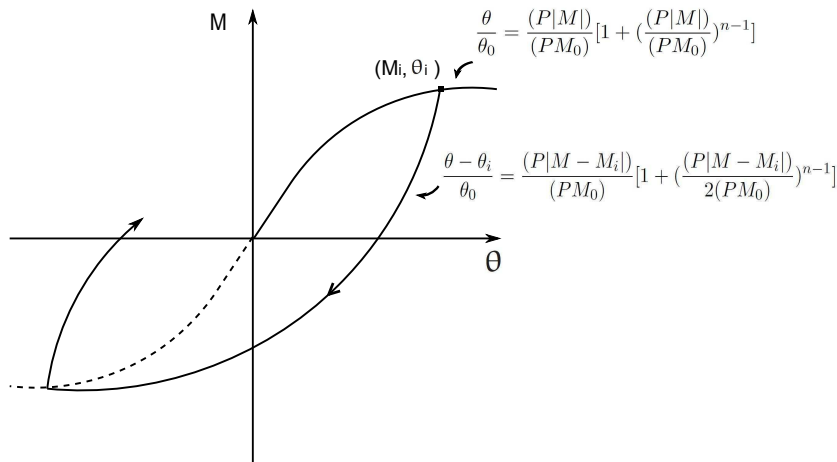


Figure 2.3.41 – Modèle Ramberg-Osgood

2. Modèle polynomial de Frye et Morris

En 1975, Frye *et al.* [50] ont proposé un modèle empirique permettant d'exprimer la rotation par une fonction polynomiale du moment. Ils ont proposé aussi des paramètres d'ajustement de courbe. Ils ont ajusté les courbes avec les résultats expérimentaux disponibles d'assemblages soumis à des chargements monotones. Le modèle polynomial peut être donné par l'équation suivante :

$$\theta = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (2.60)$$

où M et θ sont le moment et la rotation, respectivement ; C_1 , C_2 et C_3 sont des paramètres d'ajustement de courbe ; K est un paramètre normalisé qui dépend de la géométrie de l'assemblage telles que la taille des éléments et leurs épaisseurs.

Pour un assemblage boulonné à plaque d'extrémité, les paramètres sont donnés par Frye et Morris : $C_1 = 1.83e - 3$, $C_2 = 1.04e - 4$, $C_3 = 1.24e - 8$. Le paramètre K est donné ci-après :

$$K = d^{-2.4} t^{-0.4} b^{-1.5} \quad (2.61)$$

où d , t , b sont les paramètres de l'assemblage boulonné (la hauteur de poutre, l'épaisseur de plaque d'extrémité et le diamètre de boulon). En prenant la dérivée de l'équation 2.60 par rapport la rotation θ , la rigidité tangente peut être obtenue.

En appliquant le modèle polynomial dans les courbes cycliques (moment-rotation), la rigidité tangente peut être déterminée en utilisant le moment prédicateur pour le prochain pas de temps :

$$R = \frac{1}{C_1 K + 3C_2 K(KM)^2 + 5C_3 K(KM)^4} \quad (2.62)$$

Un des avantages de ces modèles empiriques est que les modèles normalisés sont inscrits dans l'observation expérimentale sur tous les types d'assemblage de sorte qu'ils peuvent être utilisés pour prédire le comportement cyclique de rotation, une fois que les propriétés géométriques et des matériaux du type d'assemblage donné sont connues. Toutefois, ils ne peuvent pas envisager une dégradation de la rigidité, de la résistance ou les phénomènes de pincement fréquemment observés dans les comportements hystérétiques des assemblages poutre-poteau.

3. Modèle Richard-Abbott

Pour décrire le comportement non-linéaire d'assemblage semi-rigide comme l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité, la relation entre le moment et la rotation relative de l'assemblage est utilisée. Richard *et al.* [47] ont proposé de représenter la relation moment-rotation par quatre paramètres indiqués dans la figure 2.3.42. Le modèle s'exprime selon l'équation suivante [47] :

$$M = \frac{(R_0 - R_p)\theta}{\left(1 + \left|\frac{(R_0 - R_p)\theta}{M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{1}{\gamma}}} + R_p\theta \quad (2.63)$$

où M est le moment de l'assemblage, θ est la rotation relative entre les éléments de l'assemblage, R_0 est la rigidité initiale, R_p est la rigidité plastique, M_0 est le moment de référence, et γ est le paramètre de forme de la courbe.

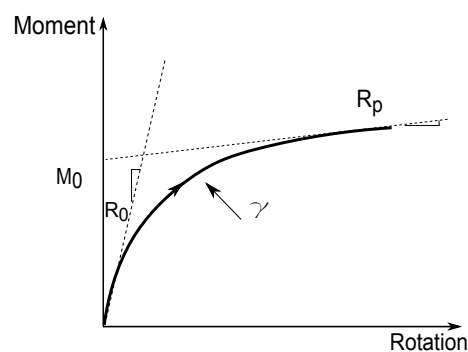


Figure 2.3.42 – Modèle de Richard-Abbott de l'assemblage boulonné semi-rigide

La rigidité tangente de l'élément de liaison est calculée en utilisant l'équation 2.63 et elle peut être écrite sous la forme suivante :

$$R = \frac{dM}{d\theta} = \frac{(R_0 - R_p)}{\left(1 + \left|\frac{(R_0 - R_p)(\theta)}{M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{\gamma+1}{\gamma}}} + R_p \quad (2.64)$$

Le modèle de Richard-Abbott ne représente que la partie croissante de la courbe monotone (M, θ) . Cependant, le comportement de déchargement et de rechargement des courbes (M, θ) est également essentiel pour l'analyse cyclique non-linéaire. Le sujet a été largement abordé dans la littérature [51, 52], où les parties déchargement et rechargement des courbes (M, θ) sont théoriquement développées en utilisant la règle de Masing.

À partir des équations 2.63 et 2.64, le comportement de déchargement et rechargement d'un assemblage (voir la figure 2.3.40) peut être décrit comme :

$$M = M_a - \frac{(R_0 - R_p)(\theta_a - \theta)}{\left(1 + \left|\frac{(R_0 - R_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{1}{\gamma}}} - R_p(\theta_a - \theta) \quad (2.65)$$

$$R = \frac{(R_0 - R_p)}{\left(1 + \left|\frac{(R_0 - R_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{\gamma+1}{\gamma}}} + R_p \quad (2.66)$$

où (M_a, θ_a) est le point de retournement du cycle de charge comme indiqué dans la figure 2.3.40. Si (M_b, θ_b) est le point prochain de retournement du cycle de charge, comme indiqué dans la figure 2.3.40, la relation entre le moment M et la rotation θ peut être obtenue simplement en remplaçant (M_a, θ_a) avec (M_b, θ_b) dans les équations 2.65 et 2.66.

Alors, la méthode proposée utilise les équations 2.63 et 2.64, lorsque l'assemblage est en train de charger et les équations 2.65 et 2.66, lorsque l'assemblage est en train de décharger et de recharger. Cela représente le comportement hystérétique de l'assemblage boulonné représenté en figure 2.3.43.

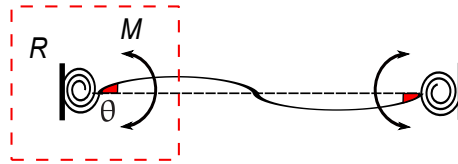


Figure 2.3.43 – Élément de poutre avec des assemblages boulonnés semi-rigides

L'équation 2.66 est utilisée pour mettre à jour la rigidité de l'assemblage à chaque cycle depuis les changements de rigidité du R_0 à R_p . Par conséquent, un indicateur d'endommagement par plasticité peut être calculé par l'équation suivante :

$$D_p = 1 - \frac{R}{R_0} \quad (2.67)$$

2.3.1.2 | Modélisation mécanique

Les modèles mécaniques sont également destinés à prédire le comportement de rotation cyclique des assemblages en utilisant des éléments rigides et déformables (éléments de ressort). Ils sont souvent mentionnés comme des modèles à base de composants dans la littérature. L'avantage de la modélisation à base de composants est que le comportement cyclique de l'ensemble d'assemblage peut être représenté par le comportement uni-axial cyclique des éléments simples déformables.

En 1992, un modèle à base de composants a été proposé par Madas *et al.* [53]. Le modèle se compose d'un parallélogramme rigide entourant la zone de panneau et des éléments de ressort représentant des éléments de fixation tels que les angles, la plaque d'extrémité et les vis comme les montre la figure 2.3.44. Dans le calcul de la rigidité de chaque composante C et D, les éléments de raccordement tels que les boulons et le semelle de poteau ont été supposés d'être connectés en mode série. La rigidité pour la zone de panneau a été calculée selon la formule proposée par Krawinkler *et al.* [20] et le modèle tri-linéaire cyclique est appliqué comme le montre la figure 2.3.44. Les inconvénients de ce modèle que la dégradation de la rigidité et de la force, et le phénomène de pincement ne sont pas pris en compte et la force de cisaillement n'est transférée à la zone de panneau que par l'action en flexion des poutres.

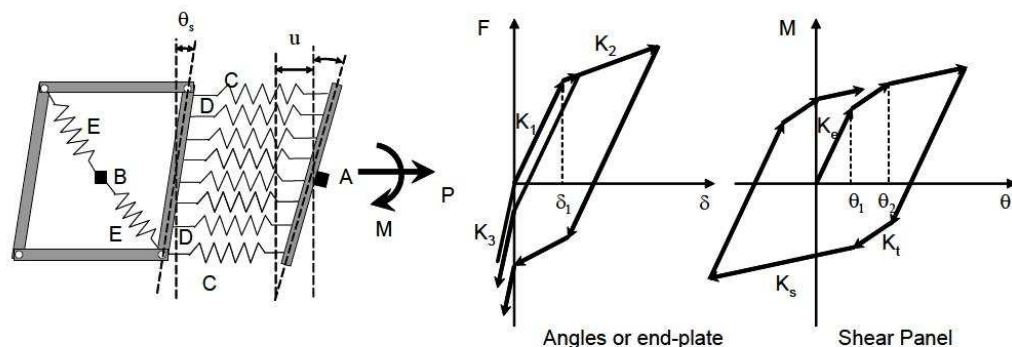


Figure 2.3.44 – Modèle mécanique à base de composants d'après Madas *et al.* [53]

En 1994, De Stefano *et al.* [54] ont proposé un modèle mécanique pour simuler le comportement de l'assemblage à double angle soumis à des charges cycliques de grande amplitude. Ce modèle était capable de prédire le comportement cyclique de l'assemblage boulonné à double angle.

Simoes de Silva LAP *et al.* [55, 56] ont présenté une procédure d'évaluation de la ductilité dans les assemblages boulonnés (voir la figure 2.3.45). En utilisant la méthode des composants, ils ont réalisé une analyse non-linéaire pour un certain nombre des assemblages poutre-poteau à plaque d'extrémité. La méthode a été capable d'identifier la plastification cyclique des différentes composantes et la rupture de l'assemblage. Chaque composant a été caractérisé par une approximation bilinéaire de la relation force-déplacement. Les exemples typiques de composants pour les assemblages étaient respectivement (i) l'âme de poteau en cisaillement, (ii) la plaque d'extrémité en flexion, (iii) la semelle de poteau en flexion, (iv)

l'âme de la poutre en traction, (v) l'âme de poteau en compression, (vi) la semelle de poteau en tension, (vii) la semelle et l'âme de la poutre en compression, (viii) les boulons en tension et (ix) les soudures en tension. En comparant ces résultats avec les mesures expérimentales correspondantes, leurs résultats ont conduit à une proposition de la raideur post-limite des différents composants.

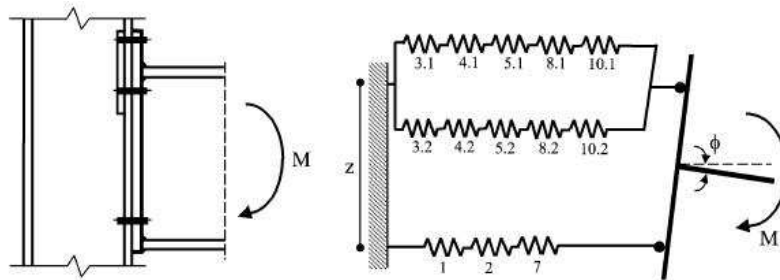


Figure 2.3.45 – Modèle mécanique à base de composants (d'après Simoes de Silva LAP *et al.* [55, 56])

En 2004, un modèle avancé à base de composants pour les comportements cycliques d'assemblage boulonné a été proposé par Rassati *et al.* [57]. Bien qu'il ait été capable de reproduire des comportements complexes des assemblages 3D, il n'est pas approprié dans des applications pratiques à cause de la grande quantité de données d'entrée et des frais généraux de calcul.

2.3.1.3 | Modélisation numérique 3D par éléments finis

Le modèle en trois dimensions (3D) par éléments finis est la méthode la plus précise pour prédire la réponse cyclique des assemblages poutre-poteau. Récemment, des nombreux programmes d'analyse non-linéaire en éléments finis et des programmes performants de calcul et de maillage en éléments finis sont disponibles, tels que ABAQUS, ANSYS, I-DEAS et HyperWorks.

Pour cette modélisation détaillée des éléments constitutifs de l'assemblage, les techniques de modélisation telles que les contacts métalliques en frottement entre les pièces, la non-linéarité géométrique et matérielle sont facilement employées dans les modèles complexes en 3D par éléments finis. Avec un tel modèle détaillé en éléments finis, des réponses réalistes sous sollicitations cycliques peuvent être simulées par un modèle de plasticité classique de métal avec des définitions mixtes de plastifications telles que les modèles d'écrouissage cinématiques et isotropes. Un certain nombre d'études sur les modèles d'assemblages poutre-poteau en 3D par éléments finis a été rapporté (Bursi *et al.* [58] et Sherbourne *et al.* [59]).

Cependant, il y a plusieurs inconvénients dans les modèles en 3D par éléments finis des assemblages soumis à des charges cycliques. Bien que l'approche puisse fournir la prévision la plus précise de la capacité d'assemblage, le temps de calcul et les coûts sont énormes.

De plus, il y a encore des problèmes non résolus avec ce qui concerne la modélisation du comportement post-production tels que le voilement local, la rupture et la déchirure de composants.

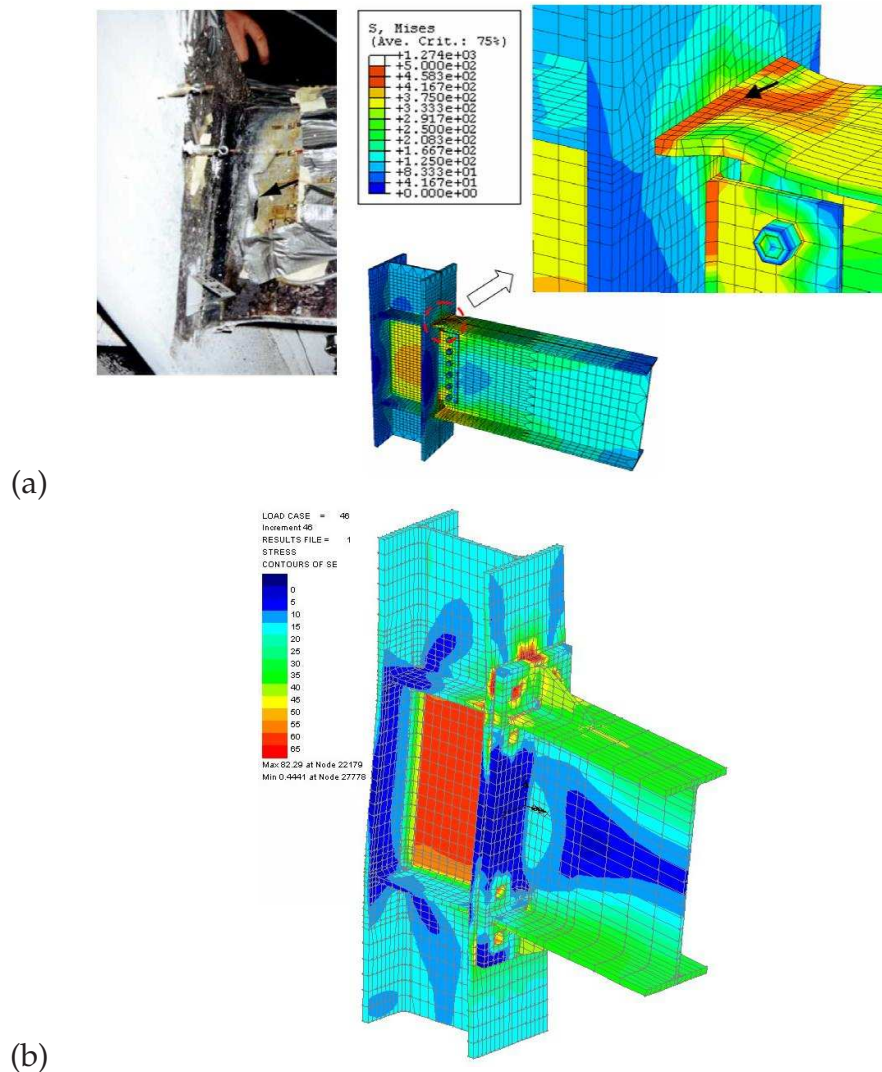


Figure 2.3.46 – Modélisation numérique 3D par éléments finis : (a) Assemblage par ailes soudées et âme boulonnée; (b) Assemblage boulonné à plaque d'extrémité (d'après Yun *et al.* [60])

La figure 2.3.46(a) illustre les résultats d'une analyse en 3D par éléments finis d'un assemblage par ailes soudées et âme boulonnée (Yun *et al.* [60]). Tous les composants, poutre, poteau, onglet de cisaillement, boulons, et matériaux de soudure compris, sont modélisés en utilisant des éléments solides en 3D pour reproduire les résultats expérimentaux. Selon les résultats du test, la semelle supérieure de la poutre a été arrachée. L'observation expérimentale peut être déduite par le résultat de l'analyse par éléments finis en trois dimensions comme l'illustre la figure 2.3.46.

Une comparaison des résultats expérimentaux et de l'analyse en 3D par éléments finis

(figure 2.3.47(a)) montre que celle-ci peut raisonnablement prédire le comportement cyclique de l'éprouvette jusqu'à ce que la déchirure de la poutre bride se produise. Toutefois, l'analyse en 3D par éléments finis a des difficultés pour reproduire le comportement post-limite présenté en figure 2.3.47(b).

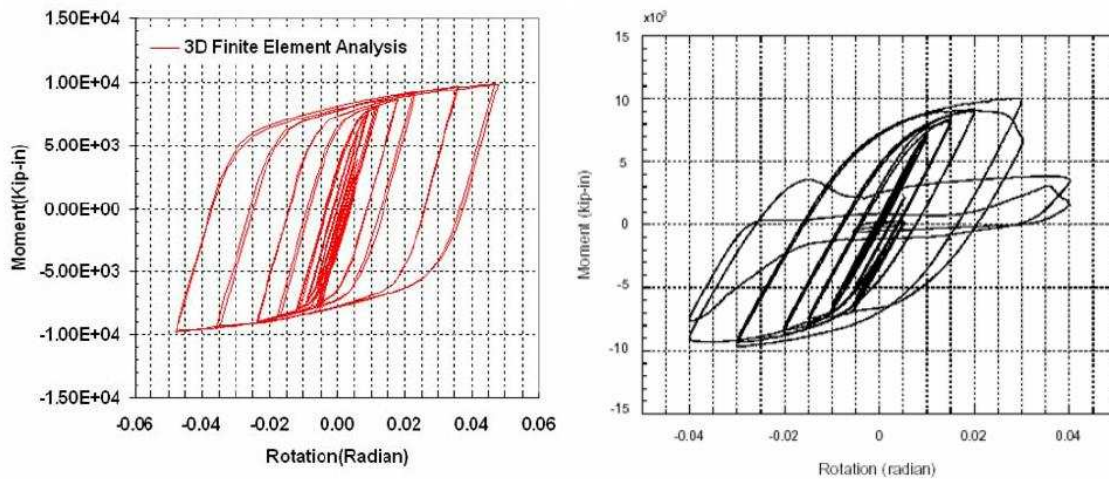


Figure 2.3.47 – Analyse en 3D par éléments finis et le résultat expérimental des comportements cycliques d'assemblage (d'après Stojadinovic [61])

2.4 | Quantification du dommage

2.4.1 | Théorie et les concepts des indicateurs des dommages

Les structures, au cours de leur durée de vie, accumulent les dommages résultant de l'action des diverses charges cycliques. Les dommages cumulatifs causent des changements dans les propriétés du système structural, surtout en cas de tremblement de terre. Afin de minimiser les pertes en vies humaines dues à la destruction des bâtiments pendant les séismes, les règles techniques et les codes acceptent une certaine quantité de dégâts dans les éléments structurels au cours des vibrations sismiques [62, 16].

L'endommagement des matériaux se fait par un processus progressif dans lequel ils se brisent. Cela peut être considéré en trois niveaux : le niveau microscopique, le niveau mésoscopique, et le niveau macroscopique. Au niveau microscopique, les dommages sont supportés par l'accumulation de micro-contraintes à des défauts ou des interfaces et rupture de l'assemblage. Au niveau méso-échelle, les dommages sont observés par l'initiation et la croissance des fissures. Au niveau macroscopique, les dommages sont liés à la détérioration de certaines parties de la structure entière. En analysant la structure, l'exécution d'une évaluation des dommages dans le détail et pour tous les points de la structure est impossible ou sans d'intérêt primaire (Williams *et al.* [63]).

La mesure quantitative des dommages structuraux au cours de tremblements de terre a été toujours un problème difficile par les ingénieurs des structures. Néanmoins, la quantification des dommages reste un outil d'évaluation utile dans plusieurs situations. La maintenance d'inspection et l'évaluation de dommage après un tremblement de terre sont des exemples d'évaluation de structure nécessitant la quantification des dommages. L'utilisation d'un indicateur de dommage (ID) permet la quantification des dommages structurels causés par les tremblements de terre pour chaque élément de structure. En conséquence, différentes approches ont été développées dans la littérature pour fournir des prévisions fiables de l'état d'une structure endommagée et déterminer un indicateur de dommage au niveau de la structure.

Une première approche est basée sur la réponse de la structure d'un schéma de chargement particulier. Depuis que les événements sismiques présentent une menace importante des dommages, cette approche considère en général une dégradation structurelle provoquée par les tremblements de terre ou des charges cycliques. La réponse à ces charges est généralement mesurée en termes de force appliquée et les déplacements correspondants subis par la structure. Résultant des courbes de charge-déformation couramment appelés des courbes d'hystérésis. Ces courbes peuvent être prédites analytiquement avec des modèles mathématiques d'éléments de la structure ou déterminées expérimentalement. Les courbes d'hystérésis obtenues à partir des mesures expérimentales contiennent des informations sur les niveaux de dégradation subis par la structure. Les déplacements maximaux, la dégradation de la rigidité et le niveau d'absorption d'énergie peuvent être déterminés à partir de ces courbes d'hystérésis. La combinaison de ces caractéristiques structurelles a été utilisée pour développer une catégorie des indicateurs de dommage, qui permettent la quantification des niveaux de dommages subis par la structure.

L'analyse modale fournit également des informations sur les dommages structurels. Cette deuxième approche est basée sur l'hypothèse que la dégradation des éléments structuraux et/ou des articulations modifie la réponse dynamique de la structure. Ces changements dans la réponse aux vibrations sont à leur tour reflétés dans les propriétés dynamiques de la structure qui sont mesurées expérimentalement. Les propriétés modales sont habituellement les fréquences fondamentales, les amortissements et les modes. Ils peuvent être évalués après le traitement de réponses temporelles obtenues lors des essais de vibration ou enregistrées au cours d'un événement sismique réel. Ils peuvent également être prévus avec des modèles analytiques de performance variable.

De nombreux indicateurs de dommage ont été proposés basant sur ces deux approches. Ainsi, pour les structures en acier, les indicateurs capables de traduire le niveau d'endommagement d'une structure peuvent être classés en deux catégories : les indicateurs locaux s'intéressant aux dommages d'éléments isolés dans une structure et les indicateurs globaux représentant l'état général de la structure. Les indicateurs des dommages existants sont basés sur différentes caractéristiques telles que le nombre de cycles, la rigidité, la ductilité, de l'énergie et les dommages locaux.

Les indicateurs des dommages peuvent alors être classés à partir de différents points de vue tels que *indicateur local - global* ou *indicateur cumulatif et non cumulatif*. Un indicateur

local de dommage est un indicateur de dommage pour une partie de la structure comme un élément. D'autre part, un indicateur global estime les dommages à la structure dans son ensemble. Le calcul de l'accumulation des dommages subis pendant le chargement dynamique a également un intérêt particulier pour les ingénieurs des structures. Ces indicateurs qui permettent de calculer l'accumulation des dommages sont appelés les indicateurs cumulatifs. Dans cette section, quelques-uns des indicateurs des dommages plus polyvalents et importants ont été étudiés. Ainsi que, les formulations de ces indicateurs sont résumées [62, 64].

Les indicateurs de dommage sont habituellement normalisés de sorte que leur valeur est égale à zéro lorsqu'il n'y a aucun dommage et est égal à l'unité lors de l'effondrement total ou de défaillance. D'autre part, un indicateur des dommages peut impliquer une combinaison d'une ou de plusieurs variables de dommage dans son calcul. En conséquence, pour calculer des indicateurs de dommage, les paramètres de dommage doivent également être normalisés. La normalisation des variables d'endommagement pourrait être fondée sur l'une des approches suivantes :

1. L'approche demande/capacité qui est basée sur l'estimation de la demande sismique de certaine structure, sous-structure ou d'un membre, et l'estimation de la capacité correspondante. Ce type de normalisation a été plus populaire quelques années auparavant. Plusieurs chercheurs bien connus comme Park et Ang ont utilisé ce type de normalisation [65].
2. Dans la seconde approche, la dégradation calculée d'un certain paramètre structurel, comme la rigidité ou l'énergie dissipée ou de la période naturelle de la structure. Elle est comparée à une valeur prédéterminée critique, et généralement exprimée en pourcentage de la valeur initiale correspondant à l'état intact ou la valeur de dernière étape en tant que état endommagé.

2.4.2 | Indicateurs de dommage

La tâche principale de l'évaluation des dommages est de trouver clairement des mesures quantitatives pour représenter le montant des dommages d'une structure endommagé. Au cours des 20-30 dernières années, une quantité considérable de recherches a été effectuée sur le développement de ces méthodes. Les caractéristiques souhaitables de ces procédures comprennent :

1. L'applicabilité générale : valable pour une variété de systèmes structuraux et pour des charges dynamiques différentes.
2. Simple à évaluer : indicateurs sont facilement formulés et évalués.
3. Physiquement interprétables : la valeur, qui en résulte, a une signification physique.

Nous allons présenter dans cette partie les indicateurs de dommage les plus utilisés dans la littérature.

2.4.2.1 | Evaluation des dommages basés sur les propriétés structurales

Lorsque la structure est soumise à un tremblement de terre, elle pourrait subir une déformation excessive, causant des dommages structurels dans les éléments ou les parties de la structure. De plus, les charges cycliques causées par le tremblement de terre peuvent engendrer des dommages de fatigue oligocyclique, conduisant à des déficiences structurelles. En général, la détérioration de la structure provient généralement d'une combinaison de ces deux effets. En conséquent, les indicateurs de dommage basés sur les propriétés structurales comprennent généralement une durée de grandes déformations et / ou une durée de chargement de fatigue. Ces indicateurs de détérioration peuvent-ils évaluer localement sur un élément particulier ou globalement sur la structure globale à partir de mesures ou de réponse de simples chargements cycliques! Plusieurs indicateurs globaux et locaux de dommages sont présentés dans les sections suivantes.

Indicateurs globaux de dommage :

La plupart des indicateurs de dommage sont destinés à être évalués sur le niveau de l'élément. Afin de déterminer un indicateur pour l'ensemble de la structure, une méthode pour utiliser ces valeurs locales dans un paramètre global est nécessaire. Kunnath *et al.* [66] ont proposé une approche classique qui consiste à prendre la moyenne d'indicateurs locaux en les pondérant par l'énergie absorbée. L'indicateur de dommage correspondant pour un étage s'écrit donc :

$$D_G = \frac{\sum_{i=1}^n D_i E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \quad (2.68)$$

où D_i et E_i représentent respectivement l'indicateur de dommage local et l'énergie absorbée pour une zone i .

L'endommagement d'un bâtiment peut s'évaluer sur le même principe. L'étage le plus endommagé sera évidemment affecté du plus grand coefficient pondérateur. Dans la plupart des cas, l'endommagement global d'un bâtiment est bien conditionné par l'étage le plus endommagé de sorte que la formulation précédente traduit convenablement cet endommagement général.

Indicateurs locaux de dommage :

a) Indicateurs de dommage non cumulés

Les deux indicateurs de dommage de ce type les plus couramment utilisés sont la ductilité et le déplacement entre-étages " drift ". Ces indicateurs de dommage en déformation sont basés sur la valeur maximale d'une déformation bien définie, telle que la rotation ou le déplacement de l'élément de structure. La ductilité est définie comme la capacité à se déformer sans rupture totale inélastique et une perte substantielle de la force. La ductilité en déplacement est généralement évaluée de la manière suivante :

$$D_L = \mu_\delta = 1 + \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y} \quad (2.69)$$

où δ_m représente le déplacement maximal observé et δ_y le déplacement correspondant à la

limite élastique.

De même la ductilité en rotation s'exprime en remplaçant les déplacements δ_m et δ_y par les rotations ϕ_m et ϕ_y correspondantes. Le calcul de la rotation ϕ_y est le seul problème dont on peut s'affranchir aisément en s'intéressant à la ductilité en courbure qui ne concerne évidemment que la section la plus endommagée :

$$D_L = \mu_\phi = 1 + \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y} \quad (2.70)$$

La déformation maximale est déterminée à partir de l'histoire de charge-déformation de la structure sous une charge donnée.

Un problème avec le ratio de ductilité est qu'il ne peut rendre compte à la fois de la durée et de la fréquence des mouvements du sol typique (Banon *et al.* [67]). En outre, la détermination du rendement peut être difficile, surtout au niveau structural. Malgré les limites de cet indicateur, inapproprié pour décrire les dommages subis par une structure sous excitation cyclique, la ductilité continue à être utilisée comme paramètre pour le dimensionnement parasismique [17, 16].

Culver [68] a proposé un indicateur de dommage défini comme le rapport du déplacement maximal de l'étage observé sur le déplacement de l'étage à la rupture. Un problème avec cet indicateur est que la détermination du déplacement à la rupture est difficile. Toussi *et al.* [69] ont proposé un indicateur de dommage subis par des structures qui dépend du rapport entre le déplacement relatif maximum entre-étages (drift) Δ_i , et la hauteur d'étage h . Ce ratio a été largement utilisés dans une variété de systèmes structuraux comme un indicateur de la demande de déformation dans une structure.

$$D_L = \delta_i = \frac{\Delta_i}{h} \quad (2.71)$$

Cet indicateur, comme la ductilité ne peut traduire aucun endommagement cumulé. Il reste très utilisé de par sa simplicité et son interprétation évidente.

A défaut de bien prédire les dommages par ces indicateurs, certains auteurs ont proposé des indicateurs du même type que la ductilité mais traduisant l'état dégradé de la structure en prenant en compte la dégradation de la raideur des éléments au cours du séisme. Banon *et al.* [70] définissent le ratio d'endommagement par flexion *Flexural Damage Ratio* par l'expression suivante :

$$D_L = \text{FDR} = \frac{k_0}{k_m} \quad (2.72)$$

où k_0 représente la raideur initiale d'un élément et k_m la raideur minimale atteinte au cours de la réponse.

Roufaeil *et al.* [71] ont proposé une amélioration de l'expression de ce ratio en prenant en compte l'augmentation maximale de la flexibilité au cours du séisme rapportée à l'augmentation maximale possible de cette flexibilité. En terme de rigidité, l'indicateur dommage

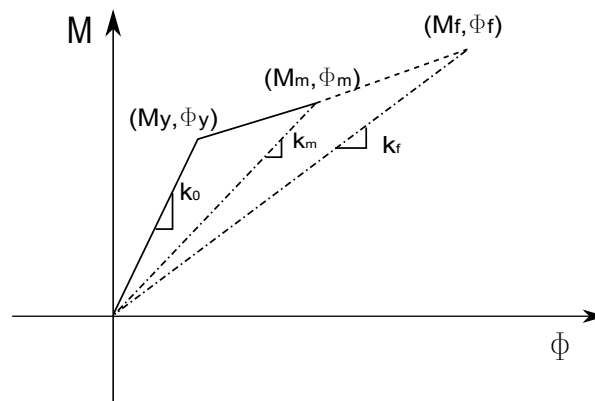


Figure 2.4.48 – Définitions de raideurs utilisées par les indicateurs de dommage

MSR *Modified Stiffness Ratio* est défini par l'équation suivante :

$$D_L = MSR = \frac{k_f}{k_m} \frac{k_m - k_0}{k_m - k_0} \quad (2.73)$$

où k_f représente la rigidité de structure à la rupture.

Sous cette forme, cet indicateur s'est avéré capable de reproduire correctement la raideur résiduelle d'éléments soumis à des tests cycliques en laboratoire.

b) Indicateurs de dommage cumulés

Les indicateurs de dommage cumulés se présentent généralement sous forme d'une fonction cumulative sommant les déformations plastiques ou l'énergie hystérétique absorbée au cours du chargement.

L'un des premiers indicateurs de dommage cumulés basés sur les déplacements étend le concept de ductilité au cas d'une réponse dynamique. Sa formulation rappelle celle de l'équation 2.70 :

$$D_L = \sum_{j=1}^M (\mu_{\delta,j} - 1) \quad (2.74)$$

où $\mu_{\delta,j}$ est la ductilité maximale en déplacement au cycle j et M est le nombre total de cycles.

Cet indicateur proposé par Banon *et al.* [70] représente la rotation cumulée normalisée *Normalized Cumulative Rotation* d'un élément de structure. Bien que des tests en flexion et en cisaillement aient montré des corrélations valables avec les dommages observés, la dispersion des valeurs prises par cet indicateur reste importante.

Stephens *et al.* [72] ont proposé un indicateur basé sur la ductilité en déplacement en sommant chaque incrément dans le domaine plastique. En considérant M cycles, l'indicateur de dommage est donné sous la forme suivant :

$$D_L = \sum_{j=1}^M \left(\frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-br} \quad (2.75)$$

où $\Delta\delta^+$ et $\Delta\delta^-$ représentent les amplitudes des déplacements correspondants aux incréments dans le domaine plastique (figure 2.4.49), $r = \frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta^-}$, $\Delta\delta_f$ représente le déplacement plastique conduisant à la ruine en un cycle pris égal à 10% de la hauteur de l'étage et b est une constante calée à 0.77. Les corrélations tentées pour valider cet indicateur ont montré

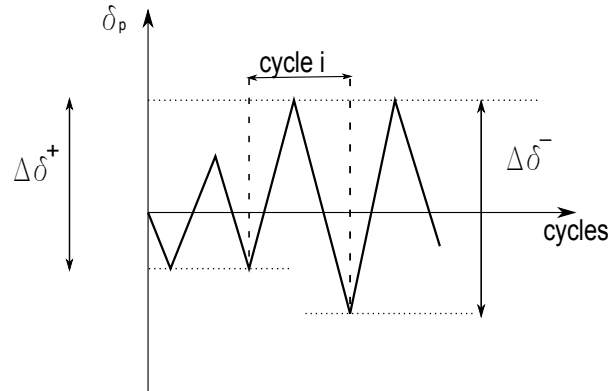


Figure 2.4.49 – Incréments plastiques positifs et négatifs comptabilisés par Stephens *et al.* [72]

que la dispersion des résultats augmentait considérablement avec l'intensité des dommages.

Wang *et al.* [73] ont supposé que le dommage devait dépendre du déplacement maximum atteint au cours d'un cycle. En cumulant à chaque cycle le dommage, l'indicateur qu'ils proposent s'écrit :

$$D_L = \frac{e^{s\beta} - 1}{e^s - 1} \quad \text{avec} \quad \beta = c \sum \left(\frac{\delta_m}{\delta_f} \right) \quad (2.76)$$

où c et s sont des constantes, β représente donc la ductilité cumulée en déplacement. Les auteurs ont proposé une valeur de $c = 0.1$, $\delta_f = 5\delta_y$ et s variant de 1 à -1 en fonction du ferrailage des noeuds d'ossatures pour des structures poteaux-poutres testées.

Certains auteurs ont proposé des indicateurs basés sur une formulation classique de la fatigue. Jeong *et al.* [74] définissent un indicateur de dommage à partir du nombre de cycle n_f conduisant à la ruine pour une ductilité donnée μ_δ . Une relation du type Manson-Coffin permet de relier ces deux paramètres :

$$n_f \mu_\delta^s = c \quad (2.77)$$

où c et s sont des constantes.

L'indicateur de dommage correspondant est alors donné en combinant les effets des cycles d'amplitudes différentes par la relation suivante :

$$D_L = \sum_{i=1}^M \frac{n_i}{n_{f,i}} \quad (2.78)$$

où n_i est le nombre de cycles au niveau d'amplitude i et $n_{f,i}$ est le nombre de cycles à la rupture au même niveau d'amplitude.

L'un des premiers indicateurs de dommage basés sur l'énergie mécanique absorbée par un élément au cours d'un séisme a été proposé par Gosain *et al.* [75]. L'énergie cumulée est donnée par :

$$D_L = \sum_i \frac{F_i \delta_i}{F_y \delta_y} \quad (2.79)$$

Seuls les cycles pour lesquels $\frac{F_i}{F_y} > 0.75$ sont pris en compte dans l'évaluation de cet indicateur, la capacité résistante d'un élément étant considérée négligeable quand la force ultime a chuté en dessous de 75% de la force élastique initiale.

Kratzig *et al.* [76] ont développé une formulation plus complexe d'un indicateur de dommage cumulé basé sur l'énergie. Ses auteurs définissent d'abord un premier demi-cycle, PDC, dont l'amplitude doit dépasser celle des demi-cycles suivants notés SDC (figure 2.4.50). Pour courbures positives, le dommage cumulé est défini par :

$$D^\pm = \frac{\sum_i E_{p,i}^\pm + \sum_i E_i^\pm}{E_f^\pm + \sum_i E_i^\pm} \quad (2.80)$$

où $E_{p,i}$ est l'énergie correspondant au premier demi-cycle i , E_i est l'énergie correspondant aux demi-cycles suivants, et E_f l'énergie absorbée au cours d'un chargement monotone conduisant à la rupture. Pour les courbures négatives, le paramètre D est calculé sur le même principe et l'indicateur de dommage proposé prend la forme suivante :

$$D_L = D^+ + D^- + D^+ D^- \quad (2.81)$$

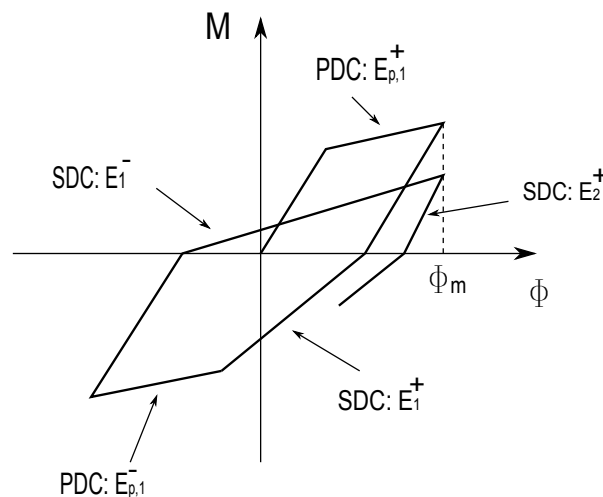


Figure 2.4.50 – Demi-cycles principaux et secondaires selon Kratzig *et al.* [76]

La formulation de cet indicateur montre facilement qu'un large cycle contribue davantage à l'endommagement que les cycles d'amplitude plus faible qui peuvent le suivre. Cette même formulation met aussi en évidence l'origine du dommage pouvant provenir soit d'un dépassement de seuil (cycle générant de grandes déformations PDC) soit d'un phénomène de fatigue (cycles répétés d'amplitude plus faible SDC). Dans les deux cas l'indicateur tend

vers 1 à l'approche de la ruine. La fiabilité de cet indicateur a essentiellement été testée pour des valeurs proches de 1.

c) *Indicateurs cumulés combinés*

L'indicateur de dommage cumulé basé à la fois sur la notion de déplacement et d'énergie le plus utilisé est certainement celui de Park *et al.* [77] défini comme une combinaison linéaire de la déformation normée et de l'énergie absorbée :

$$D_L = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (2.82)$$

Kunnath *et al.* [78] ont modifié l'équation 2.82 et l'indicateur de dommage de Park *et al.* modifié a pris la forme suivante :

$$D_L = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (2.83)$$

Cet indicateur peut être décliné en moment courbure sous la forme :

$$D_L = \frac{\phi_m - \phi_u}{\phi_u - \phi_y} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y \delta_u} \quad (2.84)$$

Le calcul de ces indicateurs soulève quelques difficultés : la détermination de la déformation ou de la courbure ultime (δ_u ou ϕ_u) ainsi que du paramètre β_e n'est pas triviale. Park et Ang ont proposé des régressions sur ces deux paramètres en fonction de nombreuses variables mais les résultats devaient fournir une valeur de β_e qui minorait considérablement les effets cycliques dans le calcul de D. Certains auteurs ont une définition aléatoire de β_e comme une variable de moyenne 0.27 et d'écart type valant 0.6 [16]. Une valeur de β_e comprise entre 0.1 et 0.5 semble être raisonnable mais le choix de cette valeur apporte un caractère arbitraire inopportun à l'indicateur de dommage.

Un couplage explicite la loi hystérétique et l'indicateur de dommage D a été préposé par Wang *et al.* [79]. L'indicateur de dommage utilisé par Wang *et al.* [79] est l'indicateur de Wang et Shah [73] qui est donné précédemment par l'équation 2.76. La détérioration est alors exprimée sous la forme suivante :

$$F_D(X_i) = F(X_i)(1 - D_L) \quad (2.85)$$

où $F(X_i)$ est la valeur de la résistance non dégradée pour un cycle de déplacement maximum de niveau X_i et $F_D(X_i)$ est la résistance dégradée du fait de l'accumulation de dommage. Le facteur $(1 - D_L)$ est le facteur de détérioration de résistance, qui est fonction de la variable de dommage β correspondant au cumul des déplacements normés par la valeur à la plastification des aciers suivant une loi classique de fatigue oligocyclique. La figure 2.4.51 montre la dégradation de la courbe enveloppe suivent le dommage.

Un indicateur combiné proposé par Miramontés [80] dans lequel la dégradation de la raideur de l'élément étudié est piloté par un paramètre α défini par :

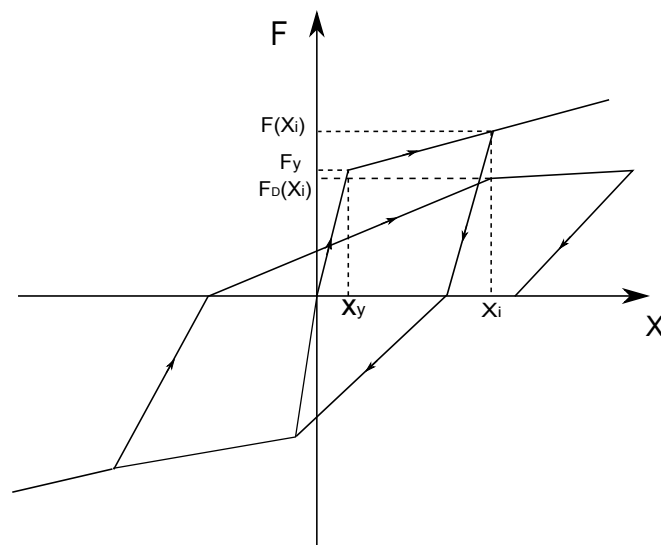


Figure 2.4.51 – Détérioration de la résistance couplée à l'indicateur de dommage D_L de Wang et Shah

$$\alpha = \left(\frac{\phi_y}{\phi_m} \right)^{0.5} \quad (2.86)$$

où ϕ_y est la rotation élastique et ϕ_m est la rotation maximale atteinte. Pour la dégradation de la raideur, l'auteur introduit un indicateur de type cumulatif exprimé en termes d'énergie cumulée. Ce modèle montre l'interaction entre l'indicateur de dommage et le modèle hystérétique élastoplastique.

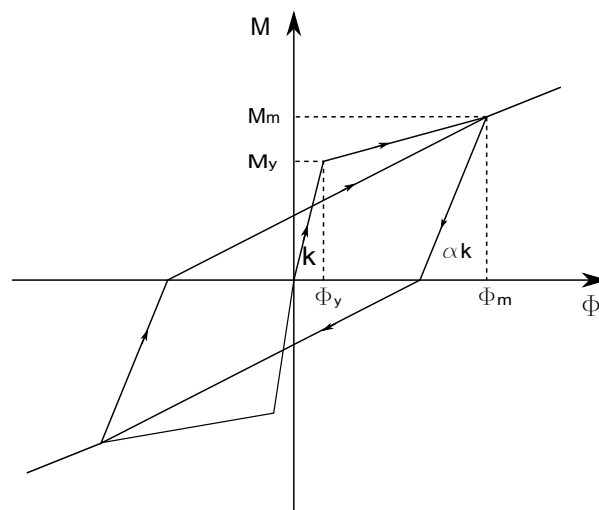


Figure 2.4.52 – Dégradation de la raideur suivant le coefficient α

Krawinkler *et al.* [81] ont introduit un indicateur de dommage. Ils ont utilisé trois types de mesure de détérioration pour définir ses dommages (la résistance, la rigidité et l'énergie dissipée). Tout d'abord, Krawinkler *et al.* ont proposé un indicateur de dommage qui utilise

la notion de fatigue cyclique donné par l'équation suivante :

$$N_{f_i} = A^{-1}(\Delta\delta_p)^{-b} \quad (2.87)$$

L'indicateur de dommage proposé par Krawinkler *et al.* est alors donné par l'équation suivante :

$$d_i = \frac{1}{N_{f_i}} = A(\Delta\delta_p)^b \quad (2.88)$$

où $\Delta\delta_p = \delta_m - \delta_y$ est la déformation plastique et d_i est le dommage résultant d'un seul cycle inélastique. A et b sont des paramètres de Krawinkler et Zohrei [81], qui dépendent des propriétés de la composante structurelle. Ces paramètres peuvent être calculés à partir des relations, qui ont été obtenues par des essais expérimentaux sur des échantillons d'acier en forme de I, à l'origine menée par Krawinkler *et al.* [81].

Donc l'indicateur de dommage cumulé de Krawinkler *et al.* [81] a la forme suivante :

$$D_L = \sum_{i=1}^N (d_i) = A \sum_{i=1}^N (\Delta\delta_{p_i}/\delta_y)^b \quad (2.89)$$

où N est le nombre de cycles inélastiques et i est le numéro de cycle.

Un modèle de détérioration des éléments de structure a été développé par Ibarra-Krawinkler [82]. Les paramètres de base de ce modèle sont présentés dans la figure 2.4.53. La détérioration cyclique de la résistance et de la rigidité des éléments de structure est basée sur l'énergie dissipée dans chaque cycle de chargement. Ainsi que ce modèle est basé sur une courbe squelette qui définit une référence squelette pour le comportement d'une composante structurelle et un ensemble de règles qui définissent la base caractéristique du comportement hystérétique entre les limites définies par la courbe squelette.

Quatre modes de détérioration cyclique sont définis, associées aux quatre composantes paramètres : la limite d'élasticité, la force ultime, la rigidité au moment déchargement et de rechargement. La figure 2.4.53(a) montre la courbe de la colonne vertébrale de modèle de détérioration qui consiste en trois phases : une phase élastique, une phase de plastification, et une phase chute de résistance. La phase élastique est caractérisée par la rigidité élastique et le moment à la limite élastique M_y . La deuxième phase est décrite par la capacité plastique de rotation et le moment maximal de résistance M_c . La dernière phase est définie par la capacité de rotation plastique θ_{pc} .

Plusieurs chercheurs ont essayé d'améliorer le modèle d'Ibarra-Krawinkler dans les dernières années dans l'objectif de mieux prédire le comportement cyclique des éléments structurelle de bâtiments [83].

2.4.2.2 | Evaluation des dommages basés sur les propriétés dynamiques

La plupart des indicateurs de dommage basés sur le concept de changement des propriétés dynamiques de structure sont des indicateurs globaux de dommage. L'indicateur global de dommage évalue l'état de détérioration générale de la structure. Il est dépendant des paramètres basiques qui reflètent les changements globaux des caractéristiques modales de

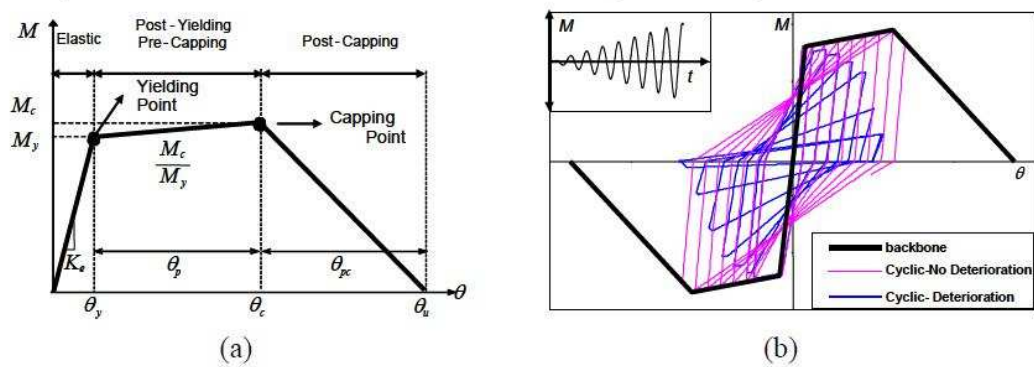


Figure 2.4.53 – Modèle de détérioration Ibarra-Krawinkler : (a) courbe de caractère, (b) effet de la détérioration cyclique sur le comportement hystérétique d'un assemblage

structure. Ces indicateurs globaux présentés dans cette partie ne précisent pas exactement l'endroit de détérioration.

L'endommagement d'une structure au cours d'un séisme modifie évidemment ses propriétés modales. Il apparaît alors naturel de s'intéresser à la dégradation de ses propriétés notamment la valeur des fréquences propres pour mesurer le dommage. Si considérer l'évolution des fréquences propres permet de remonter à l'état global d'endommagement d'une structure, la localisation de ces dommages ne peut être cernée qu'en s'intéressant aux déformées modales. Une structure endommagée voit d'une part sa fréquence propre fondamentale diminuer et d'autre part son amortissement augmenter. La sensibilité de l'amortissement à bien d'autres paramètres que l'endommagement a naturellement orienté les indicateurs vers la dégradation de la fréquence ou la période fondamentale.

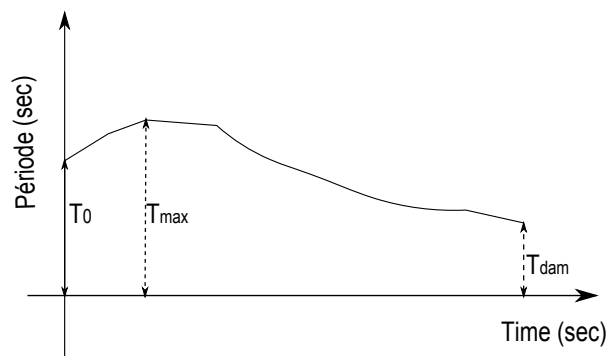


Figure 2.4.54 – Représentation de l'évolution de la période propre d'une structure au cours du temps

A ce titre, une série d'indicateurs a été définie par DiPasquale *et al.* [84] et Cakmak *et al.* [85] qui ont utilisé la période fondamentale de la structure saine comme une référence de l'indicateur de dommage. En comparant la période fondamentale initiale avec la période fondamentale instantanée de la structure endommagée, un indicateur global de dommage

peut être calculé :

$$D_G = \frac{T_i - T_0}{T_0} \quad (2.90)$$

où T_0 est la période fondamentale de la structure non-endommagée et T_i représente la période fondamentale au cycle i .

DiPasquale *et al.* [85] ont développé un indicateur d'assouplissement final :

$$D_{G,f} = 1 - \frac{T_0^2}{T_{dam}^2} \quad (2.91)$$

Ensuite, DiPasquale *et al.* [85] ont développé un indicateur d'assouplissement plastique qui isole les effets non-linéaires de l'assouplissement en raison de la dégradation de la rigidité. Il est nommé l'indicateur d'assouplissement plastique :

$$D_{G,pl} = 1 - \frac{T_{dam}^2}{T_{max}^2} \quad (2.92)$$

où T_{max} et T_{dam} sont la période fondamentale maximale au cours de la réponse temporelle et la période fondamentale de la structure endommagée (voir figure 2.4.54). Aussi Cakmak *et al.* [84] ont proposé un indicateur qui combine les effets de la dégradation de rigidité et l'effet de plasticité. Il est appelé l'indicateur d'assouplissement maximal :

$$D_{G,m} = 1 - \frac{T_0}{T_{max}} \quad (2.93)$$

Roufiel *et al.* [71] ont proposé un indicateur pouvant s'exprimer soit à partir de la variation de la fréquence fondamentale de la structure et à partir de son déplacement en tête :

$$D_G = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2\delta_y (\sqrt{\frac{f_{ini}}{f_{dam}}} - 1)}{\delta_f - \delta_y} \quad (2.94)$$

où f_{ini} et f_{dam} sont les fréquences fondamentales de la structure avant et après l'endommagement.

Il reste qu'au cours d'un séisme, la fréquence fondamentale ou la période propre ne varient pas de manière monotone. La mesure de f_{dam} si elle est pratiquée in-situ à partir d'une excitation à bas niveau sous-estime, généralement la chute de fréquence maximale observée au cours du mouvement sismique. L'évolution de la période propre fondamentale suit la courbe représentée sur la figure 2.4.54.

Les indicateurs de dommage présentés dans toute cette partie se rapportent essentiellement au comportement en flexion des structures. Les structures étudiées par la suite sont des portiques en acier chargés principalement à la fondation qui exhibent ce type de comportement. Les indicateurs proposés sont donc adaptés à la description des dommages subis par ces structures.

2.5 | Conclusion

Nous avons expliqué dans ce chapitre quelques aspects de comportement de l'assemblage boulonné. L'idée générale de l'endommagement par fatigue d'un assemblage boulonné montre tout d'abord la perte de serrage du boulon due à l'effet d'accumulation de glissement entre la surface de contact et le boulon dans le cas d'un boulon soumis à une charge cyclique transversale. Le comportement de micro-macro glissement nous permet d'imaginer le processus d'accumulation du glissement qui amène directement au desserrage du boulon. Dans le cas d'un boulon soumis à une charge cyclique axiale, les efforts cycliques peuvent causer la séparation des pièces avec un glissement important au niveau des pièces assemblées et ils peuvent provoquer avec le temps la fatigue de boulon en traction.

Comme l'endommagement du boulon est un phénomène cumulatif, ce problème est tout à fait relié avec le phénomène de fatigue. Le problème de fatigue exige une connaissance de la courbe $S - N$ qui est identifiée expérimentalement. Enfin quelques lois du cumul de dommage sont présentées avec l'hypothèse que le dommage est un phénomène cumulatif. Pour la pratique de l'ingénieur, la représentation de la courbe $S - N$ par la relation de Manson-Coffin et la loi du cumul de dommage par Miner qui sont les deux lois les plus largement utilisés.

Ensuite, nous avons exposé une étude du phénomène de comportement élasto-plastique d'un assemblage boulonné, ainsi que quelques études bibliographiques sur les essais cycliques. Ces études montrent que le modèle phénoménologique de Richard-Abbott est capable d'exprimer explicitement la relation moment-rotation de l'assemblage boulonné et ce modèle peut être utilisé dans l'analyse structurale de bâtiment en acier.

Comme nous l'avons montré dans ce chapitre, plusieurs chercheurs ont étudié l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité avec l'objectif de comprendre son comportement quand il est soumis à des charges cycliques. Mais peu de recherche ont été effectuées pour étudier l'effet de fatigue oligocyclique sur son comportement.

Le besoin d'un modèle capable de décrire le comportement cyclique hystérétique de l'assemblage boulonné et de prendre en même temps l'effet de fatigue oligocyclique est indispensable. La réponse de la structure soumise à une excitation dynamique ou sismique dépend totalement aux modèles utilisés pour ses éléments structurels et de la définition des critères de dommage et de rupture de ces éléments.

Chapitre 3

Etude expérimentale de la fatigue vibratoire d'un assemblage boulonné

3.1 | Introduction

L'endommagement des structures est fréquemment dû au phénomène de fatigue vibratoire. C'est la raison pour laquelle l'ingénieur doit le prendre en compte lors de la conception d'un système. Les expériences faites sur de nombreuses structures montrent que ce type d'endommagement se localise le plus souvent au niveau des assemblages entre les différentes parties de la structure considérée [4]. Ainsi, l'assemblage boulonné poutre-poteau, très couramment utilisé, s'avère critique pour de nombreux bâtiments et ouvrages en osatures. Dans l'approche classique, cet assemblage est considéré comme rigide, par contre dans des approches plus récentes il est considéré, comme semi-rigide [4, 86, 87]. Mais le concept de l'assemblage doit en plus prendre en considération les effets d'endommagement de l'assemblage boulonné au cours de son service sous les effets des charges dynamiques et sismiques répétées.

C'est dans ce contexte que nous nous intéressons au problème de fatigue vibratoire d'un assemblage boulonné. Dans ce chapitre, nous étudierons le comportement de l'assemblage boulonné soumis à fatigue à faible nombre de cycles. L'objectif de ce travail expérimental est d'examiner les effets de fatigue oligocyclique sur le comportement de l'assemblage boulonné et de développer un modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité soumis à des charges dynamiques.

Pour cela, un montage expérimental mettant en oeuvre un assemblage boulonné poutre-poteau a été construit, permettant ainsi d'accéder à la courbe S-N représentant le nombre de cycles à la rupture pour un niveau de rotation ou de déplacement donné. Depuis de nombreuses années, les essais quasi-statiques et monotoniques ont été utilisés pour étudier le comportement des assemblages boulonnés. Dans le cadre de cette thèse, des essais dynamiques réels en utilisant un pot vibrant ont été effectués pour considérer les effets dynamiques des excitations appliquées sur le comportement des assemblages boulonnés.

Ce chapitre présente les résultats des essais de fatigue oligocyclique réalisés sur des

assemblages boulonnés à plaque d'extrémité. Douze essais expérimentaux ont été réalisés en appliquant trois niveaux différents de déplacement constant. Les modes de rupture des assemblages dans chaque essai ont été étudiés. Le système testé est une poutre encastrée dans un coté par un assemblage boulonné à plaque d'extrémité et libre de l'autre coté (une poutre encastrée-libre). Le coté libre de la poutre est chargé par une masse de 15 kg. Le principe consiste à réaliser une charge dynamique cyclique sur la masse qui va appliquer un moment cyclique et une force en cisaillement sur l'assemblage boulonné.

Les résultats de ces essais expérimentaux ont été utilisés pour développer un modèle de prévision de la durée de vie en fatigue oligocyclique des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité. La relation de Manson-Coffin a été adoptée pour interpréter la courbe S-N. Les résultats de cette expérimentation peuvent alors être utilisés dans le cadre du calcul de la fatigue d'une structure avec assemblages boulonnés. Enfin, une comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats d'autres essais publiés dans la littérature est faite en utilisant les courbes S-N.

3.2 | Programme expérimental

3.2.1 | Présentation de banc d'essais et installation expérimentale

Nous nous intéressons à l'élaboration d'un banc d'essai de fatigue vibratoire appliqué à un assemblage boulonné (voir figure 3.2.1). Nous choisissons un type d'assemblage boulonné représentant un assemblage poutre-poteau qui est le plus fréquemment utilisée comme illustré en figure 3.2.2. Ce banc d'essai a pour but d'étudier le phénomène de dommage en fatigue oligocyclique de l'assemblage boulonné permettant d'estimer l'endommagement global pour une structure. Plus spécifiquement, nous nous intéressons à la courbe S-N et à la méthode de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné.

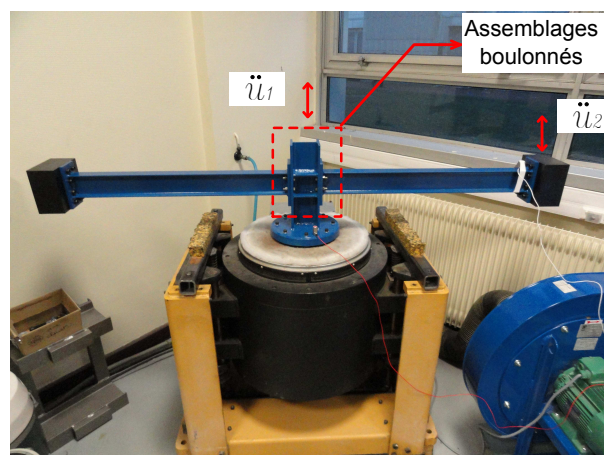


Figure 3.2.1 – Le banc d'essai de fatigue vibratoire avec le spécimen

La courbe S-N est construite en reliant le nombre de cycles à la rupture N_f (Number of cycle to failure) au niveau d'excitation donné qui est la rotation plastique de l'assemblage.

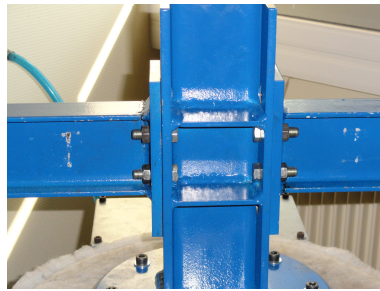


Figure 3.2.2 – L'assemblage boulonné à plaque d'extrémité pour ce travail

L'endommagement pour ce type d'assemblage se localise au niveau des boulons qui sont alors cisailés et soumis à des forces axiales tout en dépendant de la direction de moment fléchissant. Le cisaillement d'un boulon crée un phénomène de micro-glissement qui peut produire un phénomène de desserrage des boulons et provoquer la dégradation de rigidité de l'assemblage boulonné. Ainsi que la force axiale dans le boulon cause une diminution de la force de serrage et peut provoquer, selon le niveau d'excitation appliqué au système, une fatigue du boulon. La diminution des forces de serrage des boulons est un facteur important qui s'accumule avec les effets de cisaillement pour augmenter le taux de macro-glissement entre les pièces assemblées.

Afin de réaliser ce banc d'essai, un pot vibrant d'une capacité de 13 kN est utilisé, permettant de créer une excitation sinusoïdale. La fréquence d'excitation appliquée est égale à la fréquence propre du système (poutre encastrée-libre). Dans ce contexte, nous avons pris deux signaux de réponse, \ddot{u}_1 et \ddot{u}_2 (voir figures 3.2.3 et 3.2.4). A partir de ces mesures, nous pouvons envisager des stratégies pour résoudre notre problème consistant à trouver la courbe S – N. Ces stratégies consistent à :

- Contrôler l'amplitude. Nous devons contrôler u_2 qui doit être constant, ce qui nous permet d'avoir un moment fléchissant constant quelle que soit la dégradation de rigidité.
- Mesurer la phase 0 de \ddot{u}_2/\ddot{u}_1 et contrôler la fréquence d'excitation pour que le déphasage soit toujours de $\pi/2$ à tout instant.

Pour contrôler la fréquence et l'amplitude d'excitation, nous intervenons directement sur l'amplificateur de charges en suivant les réponses à l'oscilloscope et nous pouvons alors enregistrer toutes les réponses au cours du temps. Le schéma de principe et l'ensemble du banc d'essai sont illustrés en figure 3.2.3.

L'installation typique de l'essai s'est composée d'une poutre qui est reliée au poteau en utilisant un assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Le poteau est installé sur le pot vibrant par une base métallique rigide et circulaire. La base est fixée à son tour avec des boulons haute résistance au pot. La configuration de l'essai et la poutre sont présentées en figure 3.2.4.

Deux poutres sont installées sur le pot dans l'objectif de maintenir l'équilibre au sein du système vibrant lorsque l'excitation harmonique est appliquée. Dans le but de révéler l'effet du moment sur l'assemblage, une masse supplémentaire de 15 kg est ajoutée aux extrémités

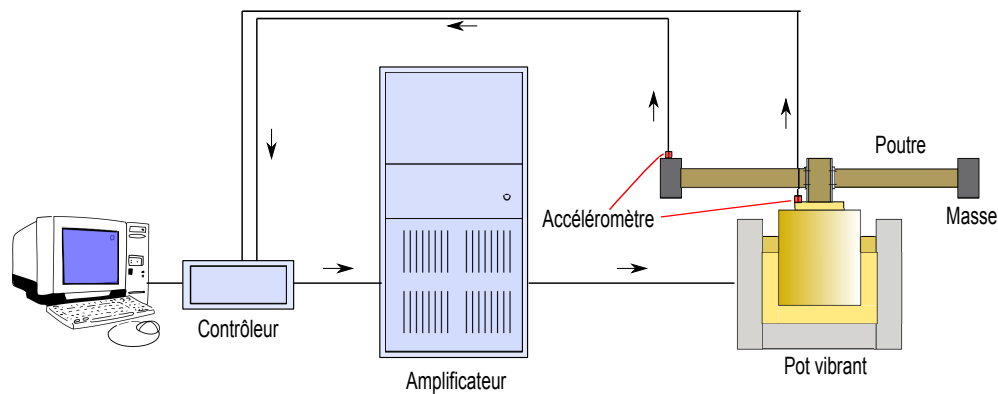


Figure 3.2.3 – Schéma de principe du banc d'essais

des poutres. Comme cette expérience représente le modèle de l'assemblage poutre-poteau sur une petite échelle, le paramètre d'excitation pour la courbe S-N est défini comme la rotation au niveau de l'assemblage.

Notons ici que pour chaque essai, nous utilisons des boulons et des écrous neufs et nous effectuons les serrages du couple avec une clé dynamométrique pour contrôler le niveau de serrage.

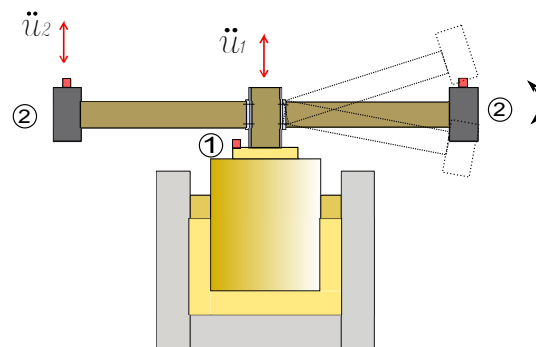


Figure 3.2.4 – Le pot vibrant

3.2.2 | Présentation des spécimens

Cette investigation examine le comportement de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Un spécimen de l'essai est représentée dans les figures 3.2.5 et 3.2.6. Le système considéré est une poutre de longueur 0.75 m en flexion simple fixée à l'une de ses extrémités par un assemblage boulonné et à l'autre extrémité par une masse M de 15 kg comme le montre la figure 3.2.5. La poutre a une section transversale I et elle a été encastrée à l'aile d'un poteau qui a une section H . Les sections des poutres et le poteau sont choisis parmi les profils européens *Standard European Steel Profiles* IPE 80 et HEB 100, respectivement.

Les valeurs nominales de la limite d'élasticité (f_y) et les valeurs ultimes de résistance à la traction (f_{u1}) des sections sont respectivement (260 MPa), (450 MPa). Le module d'élasticité

Composante	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)
IPE 80	260	450	210
HEB 100	260	450	210
Plaque	260	450	210
Boulon M10	480	600	210

Tableau 3.2.1 – Propriétés mécaniques des composants de l'assemblage

pour les sections est de ($E = 210$ GPa) (voir le tableau 3.2.1). Les sections ont été fabriquées selon les exigences de la norme NF EN 10025 avec S275 acier de qualité.

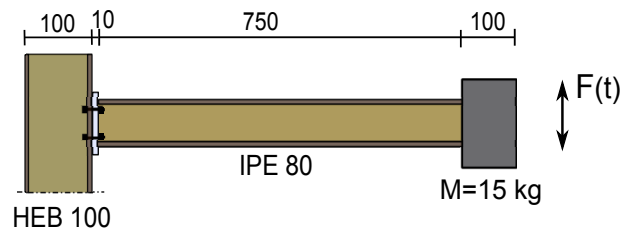


Figure 3.2.5 – Détails de la poutre encastree-libre testee en flexion (en mm)

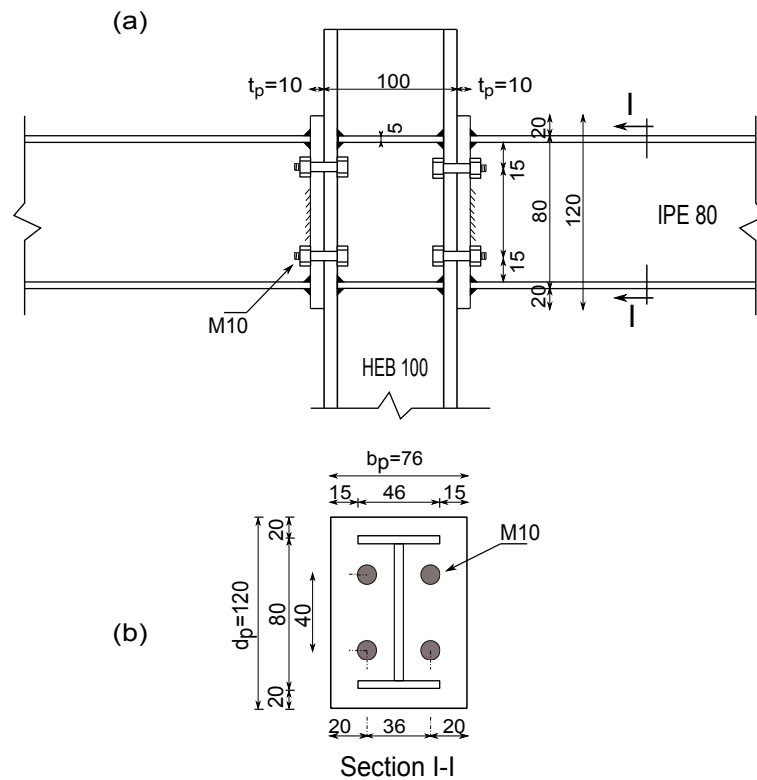


Figure 3.2.6 – Détails de l'assemblage boulonne a plaque d'extremite (en mm)

Douze essais sur l'assemblage boulonné ont été effectués. Quatre boulons standard (M10-1.25 × 35 mm Grade 6.8 DIN 975 carbon steel) sont utilisés pour chaque assemblage boulonné dans chaque essai. Les configurations générales de l'assemblage boulonné sont représenté en figure 3.2.6. La plaque d'extrémité est en acier S275 d'épaisseur ($t_p = 10$ mm) et des dimensions ($d_p = 120$ mm, $b_p = 76$ mm). Le module d'Young (ou élasticité) du matériau de la plaque est ($E = 210$ GPa) (voir le tableau 3.2.1). Tous les trous de passage pour le boulon M10 sont de diamètre 11 mm.

3.2.3 | Equipement et instrumentation

Le montage d'essai est instrumenté avec deux accéléromètres pour mesurer la réponse du système. Les accéléromètres, avec des sensibilités de 100 mV/g, sont montés sur la poutre avec de la colle forte et du ruban adhésif, pour recueillir la réponse à l'extrémité libre de la poutre et à la base. Les instruments de mesure sont connectés à l'oscilloscope pour observer les accélérations mesurées. Ils sont également reliés à un système d'acquisition de données pour enregistrer les mesures. En outre, un marteau-chocs est utilisé pour déterminer la fréquence propre du système de poutre encastrée-libre. La figure 3.2.3 illustre la disposition de l'instrumentation sur le spécimen.

D'ailleurs, une clé dynamométrique est utilisée pour serrer les 4 boulons de chaque assemblage au même niveau pour tous les essais, et pour assurer la cohérence des conditions aux limites. Les boulons sont serrés au couple de serrage ($F_C = 39$ N.m) (voir la section 2.2.1). Le couple de serrage peut être calculé, en utilisant les coefficients de frottement entre les fils et entre les surfaces d'appui, par l'équation suivante [31, 88] :

$$F_C = F_N(0.16P + 0.583d_2\mu + \mu_2\rho_m) \quad (3.1)$$

où F_N est la force de serrage. P est le pas de vis, d_2 correspond au diamètre du boulon et ρ_m est le rayon de contact efficace entre l'écrou et la surface articulaire. μ , μ_2 sont des coefficients de frottement.

Boulon	A_s (mm ²)	P (mm)	d_2 (mm)	ρ_m (mm)	μ	μ_2
M10	58	1.25	9.188	7.6	0.14	0.14

Tableau 3.2.2 – Caractéristiques des boulons M10 de l'assemblage à plaque d'extrémité

Les propriétés relatives aux caractéristiques de serrage tels que les facteurs écrou ρ_m et les coefficients de frottement (μ , μ_2) dépendent de tolérance des filetés donnée par le fabricant, la rugosité de surface et de lubrification (voir le tableau 3.2.2). Les caractéristiques de serrage peuvent être obtenues ou estimées par les expériences qui représentent ces conditions réelles dans l'assemblage boulonné.

3.2.4 | Procédure de test

Nous présentons dans ce contexte, la stratégie de traitement du résultat de l'expérimentation. Chaque essai a commencé avec l'assemblage des pièces constituant le système (les deux poutres avec les masses fixes, les boulons M10 et le poteau). Le spécimen est mis en place dans le pot d'essai et les boulons sont ensuite mis en place dans l'assemblage comme le montre la figure 3.2.1. Chaque boulon est ensuite serré au couple nécessaire en utilisant la clé dynamométrique. Nous utilisons les boulons de diamètre 10 mm dans ce travail avec des serrages de 39 N.m pour chaque boulon.

Pendant l'essai, une commande manuelle est exercée sur : (1) la fréquence d'excitation, afin de suivre la fréquence naturelle ; (2) l'amplitude d'excitation, afin de maintenir l'amplitude de l'accélération de \ddot{u}_2 toujours constante.

Grâce à une excitation répétée, un phénomène desserrage réduit la force de serrage des boulons et par la suite le chargement cyclique peut faire glisser les éléments assemblés, qui peut changer la répartition des contraintes et peu à peu entraîner l'endommagement par fatigue. La courbe S-N peut être obtenue en rapportant le nombre de cycles à la rupture et le niveau de la rotation appliquée. La valeur de la rotation appliquée peut être calculée grâce aux informations de \ddot{u}_1 et \ddot{u}_2 . La courbe S-N est construite en se basant sur la relation de Manson-coffin.

Chaque spécimen est testé jusqu'à ce que la rupture de l'assemblage boulonné ait lieu. Puis, le temps à la rupture sera enregistré et ainsi que le niveau de rotation utilisé pour cet essai. Ces résultats seront utilisés pour déterminer les coordonnées d'un point de la courbe S-N.

3.2.5 | Critères de rupture

Des critères de rupture spécifiques sont nécessaires pour définir exactement le nombre de cycles à la rupture du système. La rupture de l'assemblage boulonné dans ce système peut avoir lieu lorsque l'un des trois types de dommage s'est produite : (1) un desserrage important de l'écrou qui conduit à la rotation de l'écrou par rapport la vis ; (2) une rupture dans l'un des quatre boulons de l'assemblage ; (3) une déformation plastique ou une fissuration de la plaque d'extrémité ; (4) une rupture de la soudure entre la poutre et la plaque d'extrémité.

3.3 | Modèle Manson-Coffin de fatigue à faible nombre de cycle

Dans les études expérimentales sur la fatigue, les durées de vie en fatigue sont généralement exprimées en fonction des déformation plastiques (Déformation - Nombre de cycles). Si la déformation locale dans un élément de structure peut être mesurée, la fatigue causée par chargement cyclique peut rapidement être prédite avec précision, en utilisant un modèle de fatigue Manson-Coffin.

Toutefois, pour les systèmes complexes, il est presque impossible et irréaliste de vouloir

mesurer des contraintes et des déformations à des points critiques d'un assemblage. L'application des lois exprimées en fonction des déformations ou des contraintes à des structures reste difficile puisqu'elle nécessite des mesures très spécifiques. Au lieu de cela, des modèles analogiques basés sur la rotation plastique de l'assemblage sont utilisés ultérieurement. Des études précédentes ont été réalisées pour déterminer la durée de vie des structures, en appliquant l'équation de Manson-Coffin. Un moyen utile pour décrire la fatigue oligocyclique est exprimée par Mander *et al.* [9] pour un assemblage boulonné. Ainsi, la rotation plastique peut être liée au nombre de cycles N_f par l'équation suivante :

$$N_f = c(\Delta\theta_p)^{-b} \quad (3.2)$$

où $\Delta\theta_p$ est l'amplitude de la rotation plastique de l'assemblage et c , b sont des paramètres de fatigue qui dépendent à la fois de la typologie de l'assemblage et des propriétés mécaniques des éléments de l'assemblage.

La fatigue oligocyclique calculée cause le dommage de l'assemblage boulonné. Ce dommage peut entraîner la rupture de l'assemblage lorsqu'il atteint un certain niveau.

3.4 | L'analyse dynamique du système

3.4.1 | Fréquence naturelle d'une poutre encastree-libre avec masse à l'extrémité

Dans cette partie, l'équation du mouvement du système de poutre est développée en utilisant deux méthodes : la méthode du travail virtuel (Virtual Work Method VWM) et la méthode des modes supposés (Assumed-Modes Method AMM).

Il est supposé que le système a un seul degré de liberté, et son mouvement doit être représenté par une seule coordonnée. Il est le déplacement vertical de la masse à l'extrémité libre. Nous choisissons d'utiliser le terme η pour le déplacement de la masse M , qui est définie comme positive dans le sens vers le haut. La vitesse $\dot{\eta}$ et l'accélération $\ddot{\eta}$ seront également positive dans le sens vers le haut.

L'inertie, les raideurs et les forces qui agissent sont présentées en figure 3.4.7. Le travail total effectué par les forces présentées en figure 3.4.7(b), agissant sur les déplacements virtuels correspondants, est, par le principe des travaux virtuels égale à zéro. Nous comptons le travail comme positif lorsque la force et le déplacement virtuels sont dans la même direction, et négatif quand la force et le déplacement sont dans des directions opposées. Nous pouvons donc écrire l'équation suivante :

$$\delta(W) = -M_1\delta(\theta) - \int_0^l m dx \dot{\eta}(t) \frac{x}{l} \delta(\eta) \frac{x}{l} - M \ddot{\eta}(t) \delta(\eta) = 0 \Rightarrow \quad (3.3)$$

$$-M_1 \frac{\delta(\eta)}{l} - \int_0^l m \dot{\eta}(t) \frac{x^2}{l^2} \delta(\eta) dx - M \ddot{\eta}(t) \delta(\eta) = 0 \quad (3.4)$$

où ($m = \rho A$) est la masse de la poutre en (kg/m) et (M_1) est le moment à la base qui peut être calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$M_1 = R_0 \theta(t) = R_0 \frac{\eta(t)}{l} \quad (3.5)$$

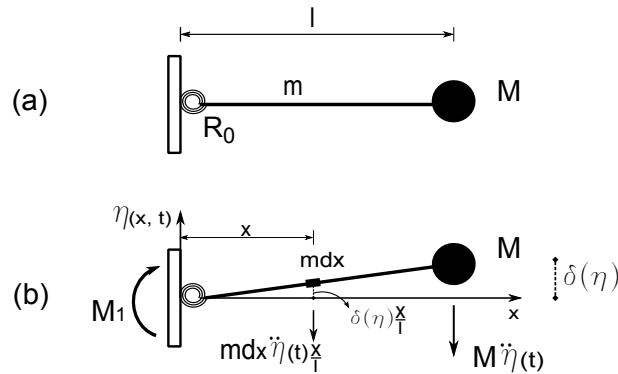


Figure 3.4.7 – (a) Un modèle de poutre étudiée; (b) Modèle déformé : Méthode de travail virtuel

En divisant l'équation 3.4 par le $\delta(\eta)$, et en simplifiant, nous pouvons obtenir l'équation du mouvement nécessaire :

$$\frac{R_0}{l^2} \eta(t) + \frac{ml}{3} \ddot{\eta}(t) + M \ddot{\eta}(t) = 0 \Rightarrow \frac{R_0}{l^2} \eta(t) + \left(\frac{ml}{3} + M \right) \ddot{\eta}(t) = 0 \quad (3.6)$$

Il est possible de voir que le processus ci-dessus a regroupé les deux masses (M) et (ml) en une seule masse effective $M_e = \frac{ml}{3} + M$. De même, $K_e (= \frac{R_0}{l^2})$ est la rigidité effective du système. L'équation du mouvement peut être écrite comme suit :

$$M_e \ddot{\eta} + K_e \eta = 0 \quad (3.7)$$

Pour considérer le travail de la force d'amortissement, l'équation suivante peut être utilisée :

$$\delta(W_D) = \int_0^l c(x) \dot{\eta}(t) dx \frac{x}{l} \delta(\eta) \frac{x}{l} \quad (3.8)$$

Ensuite, l'amortissement est donné par :

$$C_e = \int_0^l c(x) \left(\frac{x}{l} \right)^2 dx \quad (3.9)$$

Les mêmes résultats peuvent être obtenus par la méthode AMM et elle peut être appliquée pour dériver les équations du mouvement du système. L'énergie de déformation d'une poutre d'Euler-Bernoulli est donnée par :

$$v = \frac{1}{2} \int_0^l EI (\eta''(x, t))^2 dx \quad (3.10)$$

où $\eta(x, t)$ représente le déplacement transversal comme dans la figure 3.4.8(b).

L'énergie cinétique peut être donnée par :

$$\tau = \frac{1}{2} \int_0^l \rho A (\dot{v})^2 dx \quad (3.11)$$

Et le déplacement peut être écrit avec la méthode AMM :

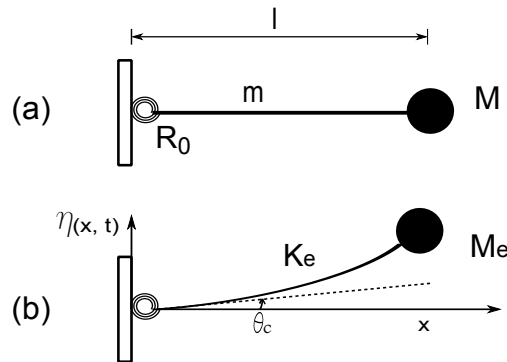


Figure 3.4.8 – (a) Un modèle de poutre étudiée ; (b) Modèle déformé : Méthode des modes supposés

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1}^N \psi_i(x) \eta_i(t) \quad (3.12)$$

où $\eta_i(t)$ sont les coordonnées généralisées et $\psi_i(x)$ est la fonction de forme pour le mode de i . N est le nombre de modes.

La méthode AMM consiste à substituer l'équation 3.12 dans les expressions appropriées pour l'énergie cinétique τ , l'énergie de déformation v et le travail virtuel des forces $\delta(W)$. Selon la méthode, une application des équations de Lagrange doit être réalisée pour dériver l'équation du mouvement pour ce modèle à plusieurs degrés de liberté (N-DOF).

Lorsque l'équation 3.12 est remplacée dans les équations 3.10 et 3.11, l'expression suivante pour les rigidités et les coefficients de masse sont obtenus :

$$k_{ij} = \int_0^l EI \psi_i'' \psi_j'' dx + R_0 \psi_i(0) \psi_j(0)' \quad (3.13)$$

$$m_{ij} = \int_0^l \rho A \psi_i \psi_j dx + M \psi_i(l) \psi_j(l) \quad (3.14)$$

L'équation du mouvement du modèle à plusieurs degrés de liberté (N-DOF) peut être déterminé en utilisant les équations de Lagrange et par la suite, nous pouvons obtenir :

$$\sum_{j=1}^N m_{ij} \ddot{\eta}_j + \sum_{j=1}^N k_{ij} \eta_j = 0 \quad (3.15)$$

Puisque la poutre est libre de tourner au $x = 0$, la poutre se déforme comme montré en figure 3.4.8. Donc, la seule condition prescrite aux limites est le suivant :

$$\eta_i(0, t) = 0 \quad (3.16)$$

Ainsi, la fonction de forme doit satisfaire :

$$x = 0 \Rightarrow \psi = 0 \quad (3.17)$$

Pour le modèle à un degré unique de liberté (SDOF) utilisé dans cette étude, nous pouvons considérer une fonction de la forme ψ comme suit :

$$\psi = \frac{x}{l} \quad (3.18)$$

La rigidité du système à un degré unique de liberté (SDOF) est calculée comme suit :

$$K_e = k_{11} = \int_0^l EI\psi''^2 dx + R_0\psi'(0)^2 = 0 + R_0/l^2 \quad (3.19)$$

Ainsi, la masse effective du système est :

$$M_e = m_{11} = \int_0^l \rho A\psi^2 dx + M\psi'(l)^2 = \frac{\rho Al}{3} + M \quad (3.20)$$

Pour considérer le travail de la force d'amortissement dans la méthode AMM, l'équation suivante est utilisée :

$$C_e = \int_0^l c(x)(\psi(x))^2 dx \quad (3.21)$$

Après cela, l'équation du mouvement est écrite comme suit :

$$M_e\ddot{\eta} + C_e\dot{\eta} + K_e\eta = 0 \quad (3.22)$$

En considérant les deux méthodes ci-dessus, la fréquence naturelle du système est :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_e}{M_e}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{R_0/l^2}{(\frac{ml}{3} + M)}} \quad (3.23)$$

3.4.2 | Détermination des caractéristiques mécaniques d'un assemblage boulonné

Pour un assemblage boulonné à plaque d'extrémité, la rigidité initiale calculée selon le code EC3 peut être déterminée en combinant les rigidités individuelles de chaque composant. La rigidité initiale R_0 de la courbe caractéristique moment-rotation de l'assemblage est donnée par l'équation suivante :

$$R_0 = Ez_{eq}^2 k_{eq} \quad (3.24)$$

où E est le module d'élasticité de l'acier ;

k_{eq} est le coefficient de rigidité équivalente associé au composant de l'assemblage et z_{eq} est le bras de levier équivalent, calculé en fonction des caractéristiques des composants soumis à la traction, en considérant le centre de compression au niveau de la semelle inférieure de la poutre.

Le bras de levier équivalent z_{eq} , qui est d'ailleurs utilisé aussi dans l'équation 3.24, est donné en fonction des bras de levier des composants tendus h_r , par l'équation suivante :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (3.25)$$

où $k_{eff,r}$ sont les coefficients de rigidité efficace des composants de la rangée r en traction et h_r est la distance entre le centre de compression et la rangée r des boulons.

Le coefficient de rigidité équivalente k_{eq} peut être obtenu en utilisant la formule :

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (3.26)$$

Selon l'Annexe J-Révisée de l'EC3 [89], le comportement de chaque rangée de boulons r peut aussi cumuler les contributions des différents composants (âme du poteau, semelle du poteau, boulons et plaque), avec leurs coefficients de rigidité associés en série.

Le moment résistant ultime M_u d'un assemblage boulonné à plaque d'extrémité peut être calculé par la formule suivante [89] :

$$M_u = t_p^2 f_y \left\{ \left((h_p - p_t) \left(\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right) \right) + \frac{b_p}{2} \left(\frac{h_p}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\} \quad (3.27)$$

où g est la distance horizontale les rangées de boulons ;

p_f est la distance verticale entre l'axe du boulon et la semelle de poutre ;

p_t est la somme de deux mesures, la distance p_f et l'épaisseur de la semelle de poutre ;

b_p est la largeur de plaque ;

t_p est l'épaisseur de la plaque ;

$s = \frac{1}{2} \sqrt{h_p g}$ et

h_p est la hauteur de poutre.

Selon les paramètres de l'assemblage boulonné (voir figure 3.2.6), la rigidité initiale est égale à $R_0 = 5.6 \times 10^5$ N.m/rad et le moment ultime est égal à $M_u = 2.9 \times 10^3$ N.m.

3.4.3 | Modélisation des déformations

Afin de caractériser le comportement du système en fatigue oligocyclique, il est d'abord nécessaire de comprendre le comportement et les sources de déformation qui contribuent à la réponse totale de système en déplacement [9, 90]. L'objectif principal de cette étude expérimentale est d'étudier le comportement en fatigue oligocyclique, qui exige d'analyser le comportement post-élastique.

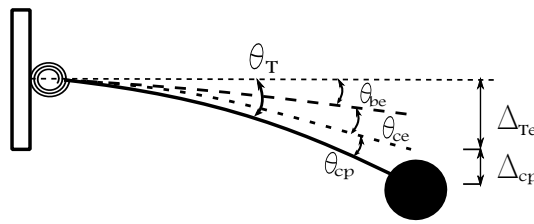


Figure 3.4.9 – Rotations des composants de la poutre

La rotation totale de l'assemblage peut être écrite en fonction du comportement élastique et plastique de ses composants :

$$\theta_T = \theta_{Te} + \theta_{cp} \quad (3.28)$$

où θ_{Te} et θ_{cp} sont la rotation élastique totale du système et la rotation plastique de l'assemblage, respectivement (voir figure 3.4.9).

La rotation élastique peut être définie comme suit :

$$\theta_{Te} = \theta_{ce} + \theta_{be} \quad (3.29)$$

La rotation élastique due à la déformation de la poutre est donnée comme suit :

$$\theta_{be} = \frac{Fl^2}{3EI_b} \quad (3.30)$$

La rotation élastique due à la déformation de l'assemblage est donnée comme suit :

$$\theta_{ce} = \frac{Fl}{R_0} \quad (3.31)$$

où F est la force maximale appliquée.

Par la suite, la rotation plastique de l'assemblage est définie comme :

$$\theta_{cp} = \theta_T - \frac{Fl}{R_0} - \frac{Fl^2}{3EI_b} \quad (3.32)$$

3.4.4 | Vibration du système excité par la base

Le système présenté dans la section 3.4.1, et illustré en figure 3.4.7(a), a été excité en appliquant un mouvement vertical à la base. Ce cas est illustré en figure 3.4.10. Un système de translation est représenté, mais un système de rotation est également possible. Le regroupement est nécessaire pour réduire le système à cette forme simplifiée.

Comme montré en figure 3.4.10, l'accélération absolue et le déplacement absolu de la base sont \ddot{u}_1, u_1 , le déplacement et l'accélération de la masse par rapport à la base sont η et $\dot{\eta}$. \ddot{u}_2 et u_2 sont l'accélération absolue et le déplacement absolu de la masse dans l'espace.

Dans le diagramme du corps libre, il y a trois forces agissant sur la masse, donc pour l'équilibre nous avons :

$$M_e \ddot{u}_2 + C_e \dot{\eta} + K_e \eta = 0 \quad (3.33)$$

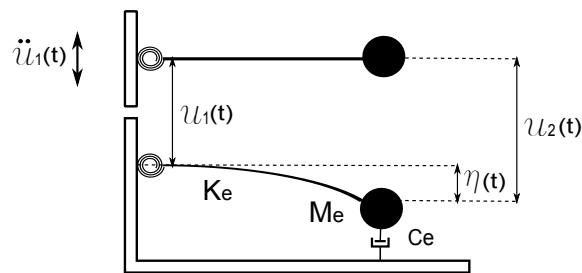


Figure 3.4.10 – Système de poutre encastré-libre et excitée à sa base

où

$$M_e(\ddot{u}_1 + \ddot{\eta}) + C_e\dot{\eta} + K_e\eta = 0 \quad (3.34)$$

Donc :

$$M_e\ddot{\eta} + C_e\dot{\eta} + K_e\eta = -M_e\ddot{u}_1 \quad (3.35)$$

Il est important de souligner que η est en coordonnées relatives mais pas en coordonnées absolues et que la force d'inertie agissant sur (M) est ($M_e\ddot{u}_2$), et elle n'est pas ($M_e\ddot{\eta}$). De l'équation 3.35, la force exercée sur le système est considérée comme égale à ($-M_e\ddot{u}_1$).

3.5 | Résultats expérimentaux

3.5.1 | Fréquence naturelle d'une poutre encastré-libre avec masse à l'extrémité

Dans cette étape, une analyse modale expérimentale de la poutre encastré-libre est effectuée en utilisant un marteau de choc. La fréquence du premier mode propre de la poutre est calculée en premier lieu sur la base des paramètres de l'assemblage boulonné et la mesure fréquence naturelle sera comparée à la valeur calculée obtenue à partir de l'équation 3.23. La masse effective du système est M_e ($M_e = 17.42$ kg), ou la masse de la poutre est m ($m = 7.9$ kg/l). La masse (m) considère la masse propre de la poutre et de l'assemblage boulonné.

Mode	f_n (Hz) mesurée	f_n (Hz) estimée	Erreur (%)
1	30	31.02	3.3

Tableau 3.5.3 – Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées du système

La figure 3.5.11 montre les fréquences propres mesurées après l'essai au marteau de choc. Nous pouvons observer qu'il existe une faible différence entre la première fréquence propre calculée et mesurée (voir le tableau 3.5.3).

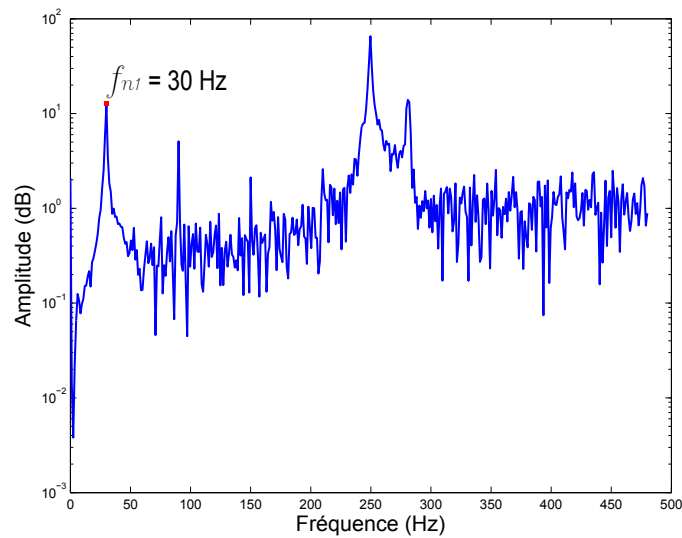


Figure 3.5.11 – Fréquences propres mesurées du système en utilisant le marteau de choc

3.5.2 | Propriétés de fatigue

Les résultats expérimentaux ont montré que deux modes de rupture peuvent être trouvés dans les assemblages boulonnés soumis à des charges cycliques : un desserrage des boulons et une rupture par fatigue des boulons qui peuvent être identifiés par une fissure ou une fracture du boulon (figures 3.5.12 et 3.5.13).



Figure 3.5.12 – Photo des boulons fissurés

Le desserrage se passe au début et la rotation de l'écrou est observée après. Ce phénomène cause une perte progressive de la force de serrage dans les assemblages boulonnés sous chargement cyclique externe. Il peut en résulter une diminution de la rigidité structurale ou la séparation des membres serrés. Le processus du desserrage d'un assemblage boulonné est constitué de deux étapes distinctes. La première se produit lorsqu'il n'y a pas



Figure 3.5.13 – Photo des boulons fracturés

de rotation relative entre l'écrou et le boulon, et il est très difficile de l'observer visuellement [35, 12]. La seconde est caractérisée par la rotation relative de l'écrou qui a été observée clairement dans ces tests [34].

Les boulons dans le cadre de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité sont soumis à des forces axiales (à partir de moment de flexion cyclique) et aux forces transversales (force de cisaillement). En conséquence, les deux types de fatigue (axiale et transversale) peuvent travailler ensemble et causer des dommages en fatigue dans l'assemblage boulonné comme les résultats d'essais ont montré (voir la figure 3.5.14). Les premières études ont concentré aussi sur le comportement des assemblages boulonnés sous le chargement dynamique axial [11]. Elles ont révélé que les boulons soumis à des vibrations axiales peuvent se desserrer et la force de serrage peut diminuer. Ce problème de desserrage de la vis peut entraîner une diminution des forces de serrage et conduire à une rupture dans l'assemblage avec l'accumulation des dommages.

La plupart des investigations [23, 12] a prouvé que les glissements d'écrou sur le filet du boulon se produisent à cause de la force de serrage interne et la charge transversale externe appliquée sur les assemblages boulonnés. Les chercheurs ont en généralement affirmé que la force de serrage est la source de la force de desserrage interne qui entraîne le desserrage en rotation de la vis ou l'écrou. Pai *et al.* [12] ont également indiqué que les phénomènes de desserrage du boulon commencent par macro-glissement situé sur la tête et par micro-glissement sur le partie fileté de la vis, et par la suite de sa progression, un glissement total dans la tête et le fil peut être produite.

La figure 3.5.15 montre une photo d'un boulon qui s'est fracturé dans la zone fileté. La fatigue du boulon à ce stade est caractérisée par une croissance de fissuration progressive au cours du chargement cyclique. Une fissure est souvent initiée à une concentration de contraintes dans une partie. Les forces cycliques et les chocs répétés augmentent la taille de la fissure jusqu'au moment où le boulon ne peut plus supporter la charge, et une rupture finale se produit comme le montre la figure 3.5.15. Le chargement cyclique peut produire

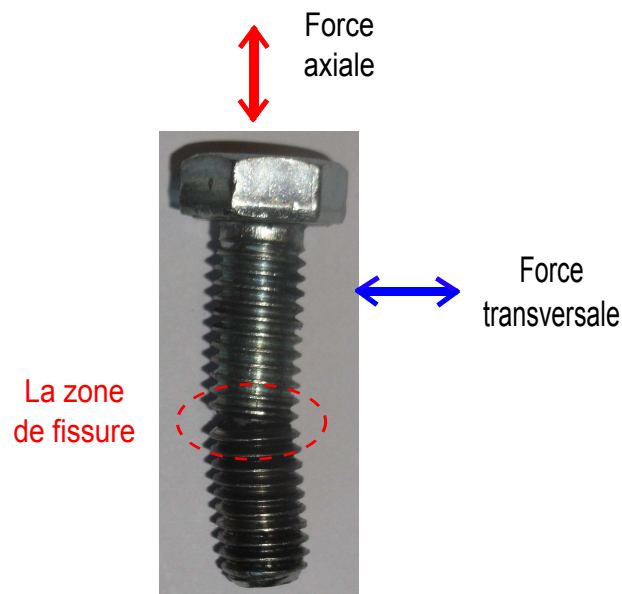


Figure 3.5.14 – Forces cycliques appliquées aux boulons

des discontinuités microscopiques de surface résultant des étapes de glissement qui peuvent également agir en tant que concentration de contraintes, et donc que la fatigue commence par l'initiation d'une fissure.

Les forces agissant dans le boulon peuvent créer un moment de flexion (voir la figure 3.5.14). Ce moment contribue à un glissement localisé en changeant la distribution des réactions qui causent un glissement dans les régions avec une force de réaction plus faible. Ce moment de flexion provoque aussi un glissement sur les flancs du fil, et contribue à faire glisser les éléments par déformation élastique. Progressivement, ces forces peuvent provoquer l'apparition d'une fissure initiale. La figure 3.5.15 montre une fracture en fatigue d'un boulon. Les flèches indiquent les sites d'initiation de la fissure en fatigue.

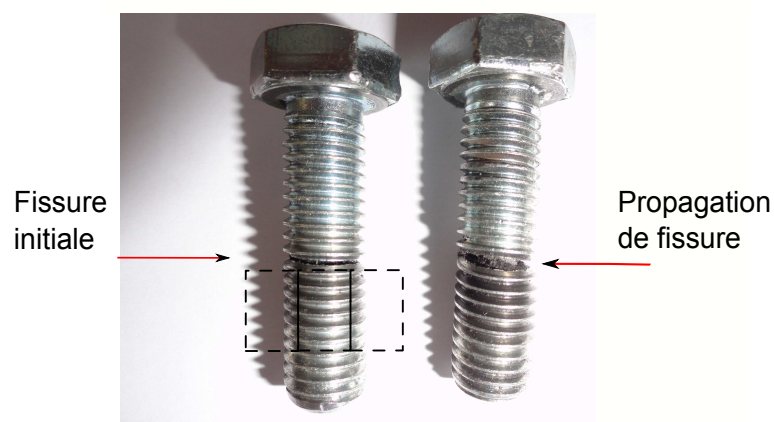


Figure 3.5.15 – Le progrès des fissures dans les boulons

Un résultat courant de la rupture finale est que le mouvement léger d'un côté de la fissure par rapport à l'autre entraîne souvent de graves dommages aux surfaces de rupture et tend à faire apparaître de nombreuses marques (voir la figure 3.5.16). Un indicateur important de la fatigue dans le boulon a été la présence de ces marques. Les petites lignes sur la surface métallique montrent la progression de la fissure de l'extérieur (voir la marque A en figure 3.5.16) à l'intérieur de la section du boulon (voir la marque C en figure 3.5.16). La zone défoncée (voir la marque B en figure 3.5.16) dans le milieu de la surface est la zone de fracture finale où la section de boulon a été réduite et le boulon ne pouvait pas supporter la charge. La région de surcharge finale (identifiés en figure 3.5.16) n'a pas été au coeur de la rupture de surface, ce qui indique une situation de chargement préférentiel.

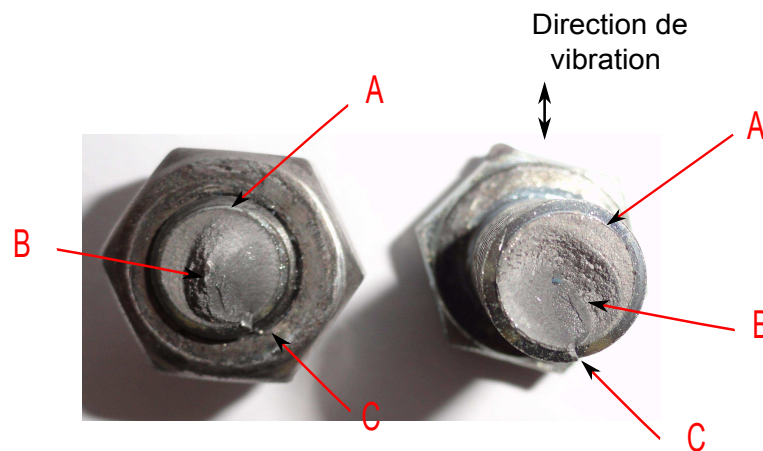














Figure 3.5.16 – Un boulon fracturé : L'écrou (à gauche) et le vis (à droite); (A) Endroit de fatigue (B) Endroit de la fracture de surcharge (C) Endroit de la rupture finale

À partir de ces résultats, le processus de rupture par fatigue peut être caractérisé par trois étapes distinctes. La première est une initiation de la fissure, dans laquelle il se forme une petite fissure (figure 3.5.14). Comme nous pouvons le voir, les boulons dans tous les essais échouent dans la partie filetée du boulon au premier fileté qui est en contact avec l'écrou. Dans cette partie, la plus grande contrainte était due à la charge appliquée.

La deuxième étape est la propagation de la fissure, au cours de laquelle la fissure progresse graduellement à chaque cycle de chargement, et finalement l'étape de la rupture finale qui se produit très rapidement une fois que la fissure a atteint une taille critique.

Les résultats de douze essais sont présentés dans le tableau 3.5.4. Dans ce tableau, les déplacements maximaux Δ_1 et Δ_2 , de la base et de la masse de l'extrémité libre de poutre, sont calculés à partir des accélérations enregistrées \ddot{u}_1 et \ddot{u}_2 . Ensuite, la rotation de la poutre totale est donnée par : $\theta_T = (\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l})$. Les rotations élastiques de la poutre (θ_{be}) et de l'assemblage (θ_{ce}) sont calculées avec les équations 3.30 et 3.31. D'après l'équation 3.32, la rotation plastique de l'assemblage (θ_{cp}) peut être calculée. Le nombre de cycles à la rupture et les modes de rupture de chaque assemblage boulonné dans chaque essai ont également été présentés (deux dernières colonnes).

Nous avons calculé l'équation reliant le nombre de cycles à la rupture d'un assemblage

Test	\ddot{u}_1 (m/sec ²)	\ddot{u}_2 (m/sec ²)	Δ_1 (m x10 ⁻³)	Δ_2 (m x10 ⁻³)	θ_T (rad x10 ⁻³)	θ_{ce} (rad x10 ⁻³)	θ_{be} (rad x10 ⁻³)	θ_{cp} (rad x10 ⁻³)	2Nf (cycles x10 ⁴)	Modes de rupture
1	16	70	0.5	2	2	0.4	0.31	1.3	5.34	
2	16	70	0.5	2	2	0.4	0.31	1.3	6.36	
3	16	70	0.5	2	2	0.4	0.31	1.3	6.78	
4	16	70	0.5	2	2	0.4	0.31	1.3	4.53	
5	28	110	0.8	3.1	3.1	0.7	0.54	1.9	1.5	
6	28	110	0.8	3.1	3.1	0.7	0.54	1.9	1.74	
7	28	110	0.8	3.1	3.1	0.7	0.54	1.9	1.86	
8	28	110	0.8	3.1	3.1	0.7	0.54	1.9	1.2	
9	50	200	1.4	5.6	5.6	1.2	0.97	3.5	0.24	
10	50	200	1.4	5.6	5.6	1.2	0.97	3.5	0.27	
11	50	200	1.4	5.6	5.6	1.2	0.97	3.5	0.288	
12	50	200	1.4	5.6	5.6	1.2	0.97	3.5	0.396	

● Boulon intact ● Boulon desserré ● Boulon fissuré ● Boulon fracturé

Tableau 3.5.4 – Résultats des 12 essais expérimentaux réalisées sur la poutre encastree-libre

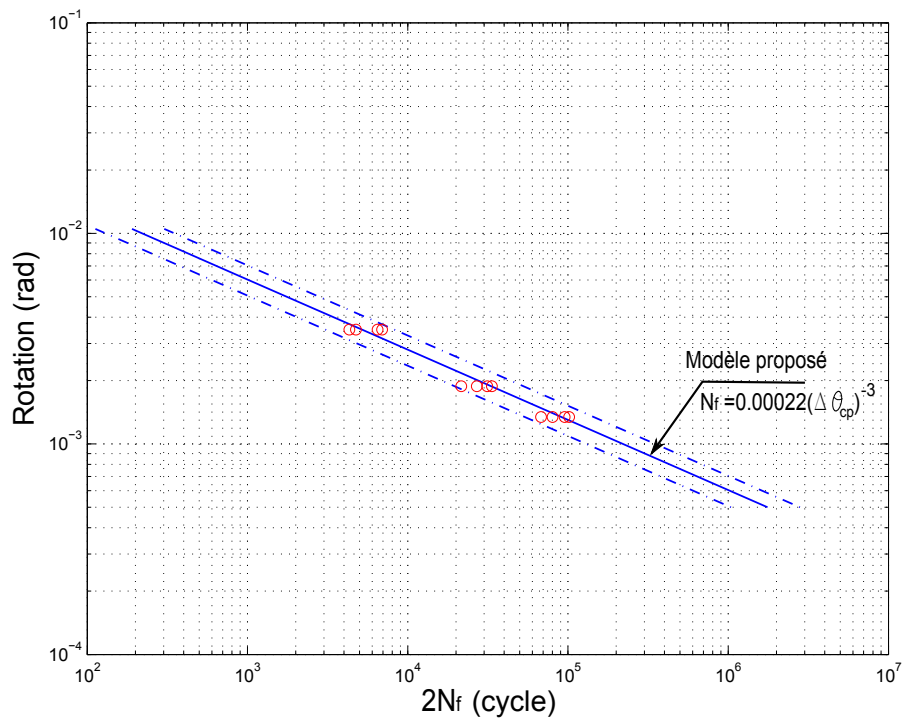


Figure 3.5.17 – Nombre de cycles à la rupture d’un assemblage boulonné par rapport à la rotation plastique correspondant : La limite en haut/en bas (- - -), et le modèle expérimental (—)

boulonné et la rotation plastique correspondant à partir des données du tableau 3.5.4 (voir la figure 3.5.17). Après l’ajustement, un modèle de prédiction de la durée de vie de l’assemblage boulonné à plaque d’extrémité peut être défini comme :

$$N_f = 0.00022(\Delta\theta_{cp})^{-3} \quad (3.36)$$

Cette équation 3.36 peut être utilisée pour déterminer le nombre de cycle équivalent à la rupture de l’assemblage boulonné à plaque d’extrémité.

La figure 3.5.18 représente également une comparaison entre le modèle expérimental proposé et le modèle de Mander pour un assemblage boulonné de type semi-rigide [9]. Il est possible de dire qu’une bonne corrélation peut être observée. La différence entre les deux modèles vient de la différence dans les propriétés géométriques et morphologiques des assemblages testés.

Ce résultat indique aussi que le modèle proposé peut être utilisé avec succès pour prédire la rupture par fatigue oligocyclique dans les assemblages boulonnés à plaque d’extrémité. Le modèle peut alors être utilisé dans le cadre du calcul à la fatigue d’une structure avec des assemblages boulonnés.

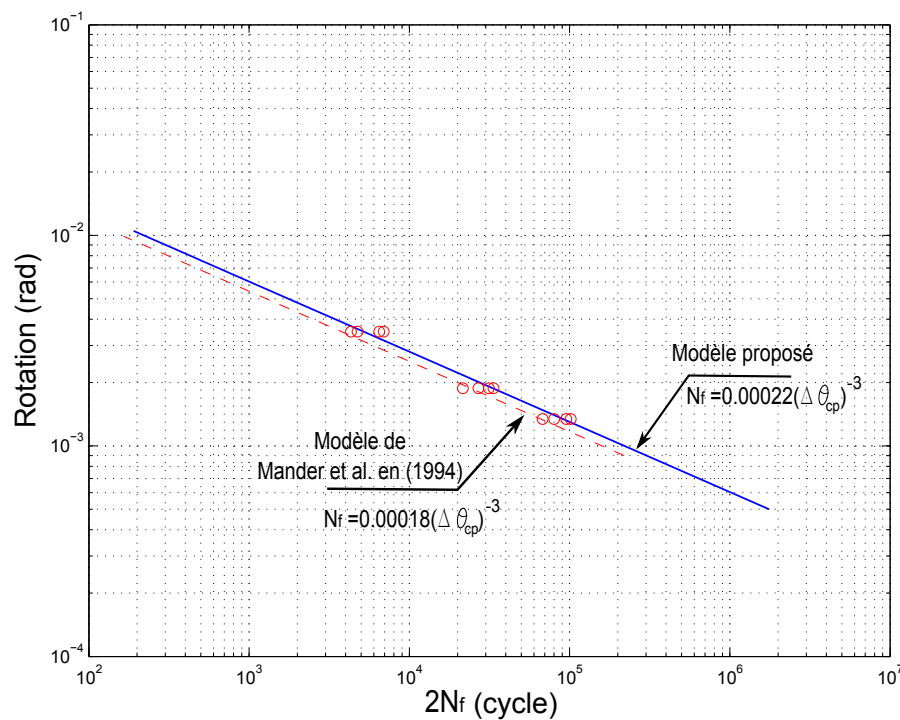


Figure 3.5.18 – Nombre de cycles à la rupture d'un assemblage boulonné par rapport à la rotation plastique correspondant : Le modèle de Mander (- - -) et le modèle proposé (—)

3.6 | Conclusion

Ce chapitre porte sur le calcul de la durée de vie en fatigue d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Un banc d'essai représentant un assemblage boulonné est testé afin de déterminer sa durée de vie en fatigue oligocyclique. Douze essais expérimentaux ont été effectués sur une poutre encastree-libre. Le système a été excité par un pot vibrant. Nous avons appliqué plusieurs niveaux d'excitation (amplitude) à fréquence constante. Deux accéléromètres ont été installés pour mesurer les déplacements aux extrémités de la poutre. Ces mesures ont été utilisées pour calculer la rotation plastique de la poutre et le nombre de cycles à la rupture. Le résultat des calculs nous a permis de construire la courbe S-N.

Nous avons vérifié la présence du phénomène de fatigue de l'assemblage boulonné. Ce phénomène est dû au glissement du boulon qui provoque la perte des serrages des boulons. Les résultats expérimentaux montrent que, en raison de l'excitation répétée, un phénomène desserrage peut réduire la force de serrage des boulons, puis le chargement cyclique peut causer un glissement dans les éléments assemblés qui changent la distribution des contraintes et peu à peu entraînent des dommages par fatigue dans l'assemblage boulonné. Le processus de rupture par fatigue peut être caractérisé aussi par l'ouverture d'une petite fissure initiale dans la partie filetée de la vis, par la propagation de la fissure et par la rupture finale qui se produit très rapidement une fois la taille critique atteinte.

Nous avons développé un modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage bou-

onné à plaque d'extrémité en utilisant la loi Manson-Coffin. Les informations fournies par la courbe S-N et le modèle proposé peuvent être utilisés par les ingénieurs pour la prédiction de la durée de vie sous charge répétée dynamique ou sismique. Il est un outil efficace pour évaluer le nombre de cycles à la rupture d'un niveau de rotation considéré. En outre, les résultats expérimentaux fournissent des données indispensables sur les caractéristiques d'endommagement par fatigue de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Ces résultats permettent désormais d'envisager l'étude des structures plus complexes telles que des structures en ossature.

Nos résultats d'observation sont confirmés à ceux de Pai *et al.* [23, 12] et le modèle proposé diffère peu de celui de Mander [9] qui a travaillé sur des assemblages de propriétés un peu différentes.

Chapitre 4

Développement d'un modèle amélioré de l'assemblage boulonné

4.1 | Introduction

Nous nous intéressons dans ce chapitre à l'analyse non-linéaire des ossatures en acier multi-étages ou des assemblages boulonnés de type à plaque d'extrémité reliant les éléments poutre-poteau. Nous proposons un nouveau modèle prenant en compte les dommages dus à des phénomènes de comportement élasto-plastique et ceux causés par la fatigue oligocyclique. Ce modèle permet d'estimer le dommage dans l'assemblage boulonné à travers les données fournies par les indicateurs de dommage. Le modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité (cf. Chapitre 3) sera utilisé dans l'analyse de dommage par fatigue.

Le modèle retenu a été implanté dans un code de calcul par éléments finis développés pour le calcul de structures à ossatures en acier. Une approche originale fondée sur l'analyse temporelle non-linéaire a été développée pour tenir compte du changement dans les paramètres modaux tels que les fréquences propres et les modes de vibration. Selon cette approche, les modes et les fréquences propres non-linéaires peuvent être déterminés par une procédure itérative qui est basée sur la méthode de linéarisation équivalente. Avec ce principe, une introduction de la notion de modes non-linéaires peut être effectuée. Il permet une extension de la méthode de synthèse modale linéaire pour des cas non-linéaires afin d'obtenir la réponse dynamique des systèmes non-linéaires à multi-degrés de liberté. De cette façon, la dégradation de rigidité et l'influence de toutes les valeurs propres significatives dégradées peuvent être explicitement considérées.

Des essais dynamiques effectués sur une ossature à deux étages ont été réalisés et des comparaisons entre les réponses numériques et expérimentales sont effectuées. L'objectif des essais expérimentaux est de comprendre le comportement inélastique des structures en acier soumises à des charges dynamiques. Par ailleurs, ces essais ont également pour but d'étudier les changements dans les paramètres modaux en raison du développement de dommages dus aux comportements élasto-plastiques et à la fatigue oligocyclique dans les assemblages

boulonnés.

Le banc d'essai sera d'abord décrit en détail. Puis les spécimens d'essai, les installations expérimentales et ainsi les procédures d'essais seront présentés. Une comparaison des résultats obtenus à partir de l'analyse numérique à ceux des essais sur la table vibrante est présentée.

Finalement un algorithme, développé pour analyser les ossatures en acier multi-étages soumis aux charges sismiques, sera présenté. À partir de l'algorithme et du modèle développé, deux exemples d'ossatures seront calculés. Pour chaque exemple, nous présenterons des résultats de simulations numériques sur différents niveaux de chargement sismique.

4.2 | Modèle hystérétique développé

Le comportement cyclique de l'assemblage boulonné a besoin d'être bien simulé par un modèle robuste. Nous proposons dans cette section un modèle numérique qui est capable à prendre en compte les deux phénomènes de dommage, présentés dans le chapitre 2, survenant lors de comportement cyclique. Le principe de notre modèle est de faire un couplage entre l'indicateur de dommage par fatigue et l'indicateur de dommage par plasticité. Nous construisons notre modèle numérique à partir du modèle Richard-Abbott.

Basé sur la formulation de l'indicateur de dommage par fatigue, un modèle hystérétique dégradant peut être développé. Dans le modèle Richard-Abbott, le cycle de la courbe $M - \theta$ commence avec une rigidité sécante R_0 qui change de manière non-linéaire jusqu'à atteindre une valeur R_p , ce qui est exprimé par l'indicateur non cumulatif de dommage D_p . Mais l'assemblage peut perdre une partie de sa rigidité à chaque cycle d'excitation appliquée à cause du phénomène cumulatif de fatigue oligocyclique.

Pour cette raison, la rigidité sécante de l'assemblage doit être modifiée à la fin de chaque cycle en utilisant un indicateur de dommage par fatigue D_n pour considérer l'impact de la rigidité perdue sur le comportement de l'assemblage. La rigidité initiale peut être modifiée avec le facteur $(1 - D_n)$ qui prend en compte l'effet de la fatigue cumulée (voir la figure 4.2.1).

Les équations suivantes présentent la relation moment-rotation et la rigidité sécante pour le modèle hystérétique proposé ici basé sur le dommage par fatigue (*Fatigue Damage-Based Hysteretic model FDBH*) :

$$M^* = M_a - \frac{(R_0(1 - D_n) - R_p)(\theta_a - \theta)}{\left(1 + \left|\frac{(R_0(1 - D_n) - R_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{1}{\gamma}}} - R_p(\theta_a - \theta) \quad (4.1)$$

$$R^* = \frac{(R_0(1 - D_n) - R_p)}{\left(1 + \left|\frac{(R_0(1 - D_n) - R_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0}\right|^\gamma\right)^{\frac{\gamma+1}{\gamma}}} + R_p \quad (4.2)$$

où M^* est le moment dégradé de l'assemblage et R^* est la rigidité sécante dégradée.

L'indicateur de dommage par fatigue D_n peut être calculé par l'équation suivante de la

règle de Miner :

$$D_n = \sum_{x=1}^X d_{n_x} = \sum_{x=1}^X \frac{n_x}{Nf_x} = \sum_{x=1}^X \frac{1}{Nf_x} \quad (4.3)$$

où d_{n_x} est le dommage par fatigue à un niveau de rotation donné x . n_x est le nombre de cycles effectués à un niveau x et $n_x = 1$, car l'accumulation de la fatigue est calculée cycle par cycle. X est un indice du nombre total des cycles comptés. Nf_x est le nombre de cycles à la rupture à un niveau de rotation donné x qui peut être calculé dans le cas d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité par l'équation 3.36.

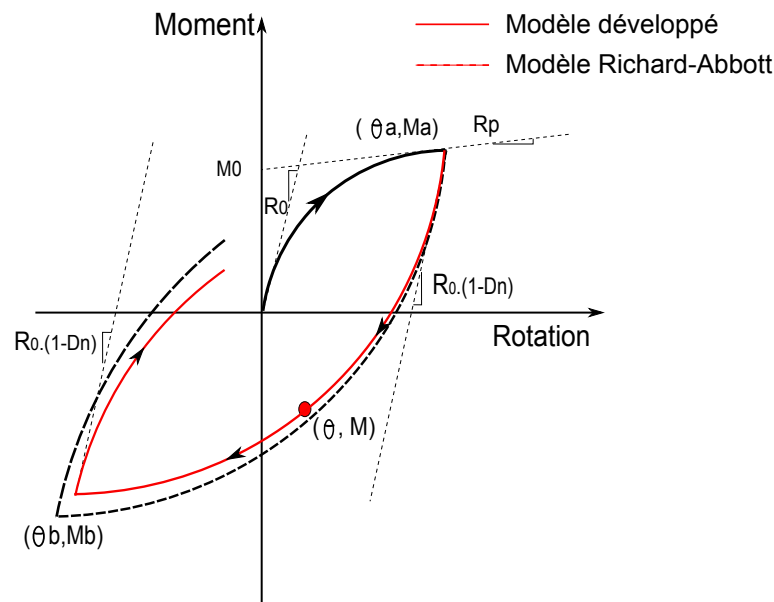


Figure 4.2.1 – Modèle FDBH développé de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité.

Il est à noter que la rigidité sécante dans l'équation 4.2 est modifiée par l'indicateur de dommage par fatigue (voir la figure 4.2.1). Cette modification affecte la réponse hystérétique de l'assemblage comme la présente la courbe $M - \theta$.

Par ailleurs, il est possible avec cette idée de combiner les deux indicateurs par l'équation :

$$D_p^* = 1 - \frac{R^*}{R_0} \quad (4.4)$$

où D_p^* est l'indicateur modifié de dommage par plasticité qui dépend de D_n .

Le but de ce modèle est de simuler la réponse non-linéaire des structures en ossature avec des assemblages boulonnés sous chargement dynamique ou sismique par des indicateurs de dommages combinés. L'indicateur dommage combiné est le point clé de ce modèle dans lequel la dégradation de rigidité est décrite comme dépendant de l'indicateur de dommage par fatigue.

4.3 | Approche des éléments finis

4.3.1 | Analyse non-linéaire du système : Le cas de synthèse modale linéaire

Bien que l'analyse modale classique n'ait pas vocation pour les systèmes non-linéaires, elle a été utilisée par des chercheurs comme Chopra *et al.* [91] pour transformer l'équation de mouvement d'un système dans la base normale en un autre système linéaire correspondant dans la base modale. Chopra *et al.* ont supposé que les modes et les fréquences propres de vibration du système linéaire correspondant sont les mêmes que les propriétés dynamiques du système non-linéaire. Ce rapprochement permet de transformer un système de N équations couplées d'un système possédant N degrés de liberté (d.l.l) dans la base physique normale en une série de N équations découplées dans la base modale. Cette méthode a été utilisée largement pour des systèmes avec de faibles sources de non-linéarité ou des systèmes faiblement non-linéaires [91, 92]. Un nombre considérable de problèmes dynamiques peuvent être résolus à l'aide de cette approximation. Cette possibilité est évidemment due à la propriété d'orthogonalité des vecteurs propres.

Le cas d'excitation par mouvement imposé de la base intervient fréquemment en dynamique des structures. Citons, à titre d'exemple, le cas d'essais sur table vibrante de structures aérospatiales ou le cas d'excitation sismique d'ouvrage de génie civil (voir la figure 4.3.2). Dans ce cas, les seules forces d'excitation dynamiques de la structure sont les forces d'inertie produites par le mouvement de la base. Par ailleurs, nous considérerons ici que la base de la structure qui constitue son interface mécanique avec l'environnement extérieur est isostatique ou infiniment rigide de telle sorte que l'on puisse exprimer le mouvement de la base par r d.d.l. permettant de définir correctement les déplacements de corps rigides de la structure.

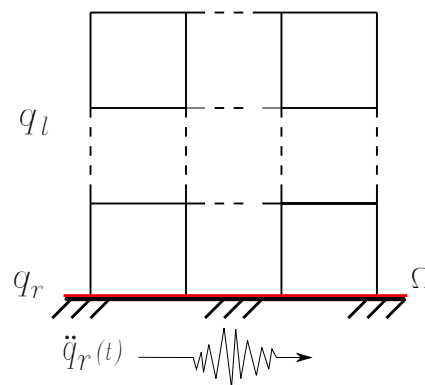


Figure 4.3.2 – Système multi-degrés de liberté soumis à une excitation sismique

Nous considérons une structure qui se compose d'une fondation rigide r et un sous-ensemble l , indiqué dans la figure 4.3.2. Ω est l'interface entre r et l . L'équation de la réponse forcée correspondant au mouvement du système non-linéaire multi-degrés de liberté s'exprime sous la forme matricielle suivante :

$$M\ddot{q} + \bar{C}\dot{q} + \bar{K}(q)q = F(t) \quad (4.5)$$

où q , M , \bar{C} , $\bar{K}(q)$ et $F(t)$ sont respectivement les déplacements relatifs du système en coordonnées normales, la matrice de masse, la matrice non-linéaire d'amortissement, la matrice non-linéaire de rigidité et la force appliquée. La matrice de rigidité du système $\bar{K}(q)$ dans ce cas est non-linéaire et elle dépend de la réponse du système q .

L'amortissement de Rayleigh peut être utilisé pour représenter l'amortissement dans la structure. Il peut s'écrire comme suit :

$$\bar{C} = \alpha M + \beta \bar{K}(q) \quad (4.6)$$

où α et β sont les coefficients de l'amortissement de Rayleigh.

Après élimination des d.d.l. dépendants (cas de la base rigide), nous effectuons la partition des d.d.l. de la structure entre le sous-ensemble r déjà défini et le sous-ensemble complémentaire l . C'est-à-dire :

$$q(t) = \begin{Bmatrix} q_l \\ q_r \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

Soient les partitions correspondantes des matrices de masse et de rigidité ainsi que du vecteur des forces externes :

$$M = \begin{bmatrix} M_{ll} & M_{lr} \\ M_{rl} & M_{rr} \end{bmatrix}, \bar{K}(q) = \begin{bmatrix} \bar{K}_{ll} & \bar{K}_{lr} \\ \bar{K}_{rl} & \bar{K}_{rr} \end{bmatrix}, F(t) = \begin{Bmatrix} F_l = 0 \\ F_r \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

où F_r étant le vecteur des forces inconnues de réaction à la base.

Dans le cas d'une excitation par la base, le mouvement de la structure est la superposition d'un mouvement d'entraînement de corps rigide imposé par le mouvement de la base q_r et d'un mouvement relatif par rapport à la base η_p qui peut s'exprimer dans la base des modes de la structure encastrée à la base [91]. Nous pouvons donc écrire l'expression suivante :

$$q(t) = \Phi_r q_r + \varphi_p \eta_p \quad (4.9)$$

Avec :

Φ_r matrice des modes rigides définis par les d.d.l. de la base.

φ_p matrice des modes propres de la structure encastrée à la base.

En ce qui concerne l'obtention des modes rigides, nous avons par définition :

$$\Phi_r = \begin{bmatrix} \Phi_{lr} \\ I \end{bmatrix} \begin{matrix} \leftarrow l \\ \leftarrow r \end{matrix} \quad (4.10)$$

Nous allons présenter maintenant la méthode envisageable d'obtention de Φ_r . La matrice peut être développée par un calcul cinématique. Dans le cas général de 6 modes rigides définis par 3 déplacements et 3 rotations en un point de référence de la base, nous aurons :

$$q_r = \left\{ \begin{array}{l} u_r \\ v_r \\ w_r \\ \theta_{xr} \\ \theta_{yr} \\ \theta_{zr} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \leftarrow \text{déplacements} \\ \\ \\ \leftarrow \text{rotations} \end{array} \quad (4.11)$$

Nous pouvons exprimer tout mode de déplacement d'ensemble par la relation :

$$q_l = \Phi_{lr} q_r \quad (4.12)$$

Dans le cas de 6 d.d.l. par noeud, nous aurons la partition suivante :

$$q_l = \left\{ \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_i \\ \vdots \\ q_L \end{array} \right\} \text{ avec } q_i = \left\{ \begin{array}{l} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \\ \theta_{zi} \end{array} \right\} \quad (4.13)$$

Alors la matrice Φ_{lr} peut s'exprimer sous la forme suivante :

$$\Phi_{lr} = \left[\begin{array}{c} \Phi_{1r} \\ \Phi_{2r} \\ \vdots \\ \Phi_{ir} \\ \vdots \\ \Phi_{Lr} \end{array} \right] \leftarrow \text{noeud}(i) \quad (4.14)$$

Avec :

$$\Phi_{ir} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} & & & 0 & z_i & -y_i \\ & I_{(3 \times 3)} & & -z_i & 0 & x_i \\ & & & y_i & -x_i & 0 \\ - & - & - & - & - & - \\ & & & & & \\ & 0 & & & I_{(3 \times 3)} & \\ & & & & & \end{array} \right] \quad (4.15)$$

où x_i, y_i, z_i sont les coordonnées du noeud i et r est le noeud de référence.

La matrice des modes propres de la structure encastrée à la base s'exprime sous la forme suivante :

$$\varphi_p = \begin{bmatrix} \varphi_{1p} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_l^{(1)} & x_l^{(2)} & \dots & x_l^{(p)} \\ 0 & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

Dans le cas de synthèse modale linéaire, les $x_l^{(i)}$ sont les solutions propres du système homogène :

$$[\bar{K}_{ll}(q=0) - \lambda M_{ll}] \varphi_{lp} = [K_{ll} - \lambda M_{ll}] \varphi_{lp} = 0 \quad (4.17)$$

Après substitution de la transformation (en équation 4.9), dans les équations du mouvement (en équation 4.5) après prémultiplication par $([\Phi_r^T \varphi_p^T])$ nous obtenons le système suivant, compte tenu des propriétés des modes rigides ($\bar{K}\Phi_r = 0$, $\bar{C}\Phi_r = 0$) :

$$\begin{bmatrix} \Phi_r^t M \Phi_r & \Phi_r^t M \varphi_p \\ \varphi_p^t M \Phi_r & \varphi_p^t M \varphi_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_r \\ \ddot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \varphi_p^t \bar{C} \varphi_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_r \\ \dot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \varphi_p^t \bar{K}(q) \varphi_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_r \\ \eta_p \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_r \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.18)$$

Soit encore :

$$\begin{bmatrix} m_{rr} & L_{pr}^t \\ L_{pr} & [m_p] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_r \\ \ddot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [\bar{c}_p] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_r \\ \dot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [\bar{k}_p] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_r \\ \eta_p \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_r \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.19)$$

Avec :

$m_{rr} = \Phi_r^t M \Phi_r$ est la matrice de masse du corps rigide.

$L_{pr} = \varphi_p^t M \Phi_r$ est la matrice des facteurs de participation modale.

$[m_p] = \varphi_p^t M \varphi_p$ est la matrice des masses généralisées.

$[\bar{c}_p] = \varphi_p^t \bar{C} \varphi_p$ est la matrice des amortissements généralisés.

$[\bar{k}_p] = \varphi_p^t \bar{K}(q) \varphi_p$ est la matrice des rigidités généralisées.

Le système en équation 4.19 peut s'écrire sous la forme développée suivante :

$$[m_p] \ddot{\eta}_p + [\bar{c}_p] \dot{\eta}_p + [\bar{k}_p] \eta_p = -L_{pr} \ddot{q}_r \quad (4.20)$$

$$F_r = m_{rr} \ddot{q}_r + L_{pr}^t \ddot{\eta}_p \quad (4.21)$$

Le système (en équation 4.20) est le système des équations modales du mouvement de la structure par rapport à la base excitée par les forces modales inertielles $f_p = -L_{pr} \ddot{q}_r$. Ainsi, nous pouvons écrire l'équation du mouvement du i ème mode sous la forme :

$$m_i \ddot{\eta}_i + \bar{c}_i \dot{\eta}_i + \bar{k}_i \eta_i = -L_{ir} \ddot{q}_r \quad (4.22)$$

où m_i , \bar{c}_i et \bar{k}_i sont respectivement la masse modale, l'amortissement modal non-linéaire et

la rigidité modale non-linéaire. Ils peuvent être calculés par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} m_i &= x_l^{(i)t} M x_l^{(i)} \\ \bar{c}_i &= x_l^{(i)t} \bar{C} x_l^{(i)} \\ \bar{k}_i &= x_l^{(i)t} \bar{K}(q) x_l^{(i)} \end{aligned} \quad (4.23)$$

Ainsi $L_{ir} = x_l^{(i)t} M \Phi_r$ dans l'équation 4.22 est le i ème ligne de la matrice L_{pr} : $-L_{ir} \ddot{q}_r = f_i(t)$.

La matrice de force généralisée du i ème mode peut être écrite à partir de l'équation 4.22 sous la forme suivante :

$$f_i(t) = x_l^{(i)t} F(t) = -x_l^{(i)t} M \Phi_r \ddot{q}_r \quad (4.24)$$

d'où :

$$F(t) = -M \Phi_r \ddot{q}_r \quad (4.25)$$

Après avoir résolu les équations modales du mouvement en équation 4.22, nous calculons les réactions à la base en utilisant l'équation 4.21.

4.3.2 | Analyse non-linéaire du système : Le cas de synthèse modale non-linéaire

Selon S. Setio [92] et C. Gibert [93], les valeurs et les vecteurs propres d'un système non-linéaire ne peuvent pas être obtenus en résolvant le problème standard aux valeurs propres (voir l'équation 4.17). Comme la solution d'un système non-linéaire dépend fortement de l'amplitude du mouvement, les fréquences et les modes normaux dépendent aussi de l'amplitude non-linéaire modale. L'introduction de la notion de modes non-linéaires permet une extension de la méthode de synthèse modale linéaire pour des cas non-linéaire afin d'obtenir la réponse dynamique des systèmes non-linéaires multi-degrés de liberté. Par ailleurs, il est nécessaire de trouver une procédure de résolution de problème aux valeurs propres, adaptable aux problèmes non-linéaires des systèmes à plusieurs degrés de liberté.

Les modes normaux et les fréquences non-linéaires peuvent être calculés par une procédure itérative. Dans cette section, nous présentons une procédure qui est basée sur la méthode linéarisation équivalente. L'idée de base de cette méthode est de remplacer l'équation différentielle d'un système dynamique non-linéaire par une équation différentielle linéaire équivalente telle que la différence entre les deux systèmes soit minimale. Le système non-linéaire est alors remplacé par un système dynamique linéaire équivalent pour lequel la solution analytique exacte est connue.

D'après cette méthode, pour chaque pas de temps de calcul, les matrices M , C et K du système seront obtenus. Ces matrices transforment le système non-linéaire en un système linéaire équivalent. Les fréquences et les modes normaux non-linéaires peuvent alors être calculés en utilisant une solution standard aux valeurs propres. Un ensemble de N modes et fréquences non-linéaires peuvent être obtenus en fonction de leurs amplitudes modales.

Dans le cas de synthèse modale non-linéaire, le problème non-linéaire peut-être écrit sous la forme suivante :

$$[\bar{K}(\eta_p, \bar{\varphi}_p(\eta_p)) - \bar{\omega}_p^2(\eta_p)M]\bar{\varphi}_p(\eta_p) = 0 \quad (4.26)$$

où η_p , $\bar{\omega}_p(\eta_p)$ et $\bar{\varphi}_p(\eta_p)$ sont respectivement la réponse de la structure fixe en coordonnées modales, les fréquences et les modes normaux non-linéaires.

S. Setio [92] suppose que les coordonnées normales non-linéaires sont associées à des modes normaux non-linéaires. Dans ce cas, la propriété d'orthogonalité des vecteurs, utilisés pour traiter le problème linéaire, peut être étendue à des problèmes non-linéaires. Cette option permet de transformer un système de N équations couplées d'un système possédant N degrés de liberté dans la base physique normale en un ensemble de N équations découplées dans la base modale.

Enfin, la réponse du système non-linéaire en coordonnées normales peut être obtenue efficacement par une synthèse modale sous la forme suivante :

$$q(t) = \Phi_r q_r + \bar{\varphi}_p(\eta_p) \eta_p \quad (4.27)$$

La matrice des modes propres de la structure encastrée à la base s'exprime sous la forme suivante :

$$\bar{\varphi}_p = \begin{bmatrix} \bar{\varphi}_{1p} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{x}_1^{(1)} & \bar{x}_1^{(2)} & \dots & \bar{x}_1^{(p)} \\ 0 & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

Après substitution de la transformation (en équation 4.27), dans les équations du mouvement (en équation 4.5), nous obtenons le système suivant :

$$\begin{bmatrix} \Phi_r^t M \Phi_r & \Phi_r^t M \varphi_p \\ \bar{\varphi}_p^t M \Phi_r & \bar{\varphi}_p^t M \bar{\varphi}_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_r \\ \ddot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \bar{\varphi}_p^t \bar{C} \bar{\varphi}_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_r \\ \dot{\eta}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \bar{\varphi}_p^t \bar{K} \bar{\varphi}_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_r \\ \eta_p \end{bmatrix} = \begin{cases} F_r \\ 0 \end{cases} \quad (4.29)$$

Le système (en équation 4.29) peut s'écrire sous la forme développée suivante :

$$[\bar{m}_p] \ddot{\eta}_p + [\bar{c}_p] \dot{\eta}_p + [\bar{k}_p] \eta_p = -\bar{L}_{pr} \ddot{q}_r \quad (4.30)$$

$$F_r = m_{rr} \ddot{q}_r + \bar{L}_{pr}^t \dot{\eta}_p \quad (4.31)$$

Ainsi à partir de l'équation 4.30, nous pouvons écrire l'équation du mouvement du $i^{\text{ème}}$ mode sous la forme :

$$\bar{m}_i \ddot{\eta}_i + \bar{c}_i \dot{\eta}_i + \bar{k}_i \eta_i = -\bar{L}_{ir} \ddot{q}_r \quad (4.32)$$

où \bar{m}_i , \bar{c}_i et \bar{k}_i sont respectivement la masse modale, l'amortissement modal non-linéaire et la rigidité modale non-linéaire. Ils peuvent être calculés par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \bar{m}_i &= \bar{x}_1^{(i)t} M \bar{x}_1^{(i)} \\ \bar{c}_i &= \bar{x}_1^{(i)t} \bar{C} \bar{x}_1^{(i)} \\ \bar{k}_i &= \bar{x}_1^{(i)t} \bar{K}(\eta_p, \bar{\varphi}_p(\eta_p)) \bar{x}_1^{(i)} \end{aligned} \quad (4.33)$$

Après la résolution des équations modales du mouvement en équation 4.32, nous pouvons calculer les déplacements du système en coordonnées normales.

4.3.3 | Procédures itératives de résolution des systèmes non-linéaires

Pour calculer la réponse d'un système dynamique, comme le système donné par l'équation 4.22 (ou l'équation 4.32), qui est soumis à des charges dynamiques sismiques aléatoires, les méthodes d'intégration temporelle sont considérées comme les seules méthodes applicables à des systèmes non-linéaires avec nombreux degrés de liberté. Nous allons présenter dans cette section les procédures itératives de résolution des systèmes non-linéaires dans le cas de synthèse modale linéaire.

De nombreuses méthodes existent pour l'intégration directe des équations différentielles, comme la méthode différence centrée (*Centered Difference Method*), Newmark et Runge-Kutta [94, 95]. Dans cette étude, la méthode de Runge-Kutta est adoptée. Le logiciel de programmation Matlab utilise la méthode d'intégration de Runge-Kutta pour construire des fonctions ODE (*Ordinary Differential Equation*). Les fonctions ODE de Matlab sont de bons outils pour la solution numérique des équations différentielles. Le principe de l'algorithme d'intégration consiste à superposer des fonctions décrivant les variations de déplacement, de vitesse et d'accélération pendant un intervalle de temps ($\Delta t_n = t_{n+1} - t_n$). L'algorithme doit aussi satisfaire l'équation du mouvement dans l'intervalle de temps.

À partir de l'équation 4.20 pour le cas de synthèse modale linéaire, les équations du mouvement pour le $i^{\text{ème}}$ mode aux temps n et $n + 1$ peut être écrite comme suit :

$$m_i \ddot{\eta}_{n,i} + \bar{c}_{n,i} \dot{\eta}_{n,i} + \bar{k}_{n,i} \eta_{n,i} = f_{n,i}(t) \quad (4.34)$$

$$m_i \ddot{\eta}_{n+1,i} + \bar{c}_{n,i} \dot{\eta}_{n+1,i} + \bar{k}_{n,i} \eta_{n+1,i} = f_{n+1,i}(t) \quad (4.35)$$

Ainsi, l'équation incrémentale d'équilibre du système dynamique au cours du temps Δt_n peut être écrite sous la forme suivante :

$$m_i \Delta \ddot{\eta}_i + \bar{c}_{n,i} \Delta \dot{\eta}_i + \bar{k}_{n,i} \Delta \eta_i = \Delta f_i(t) \quad (4.36)$$

où $\bar{c}_{(n,i)}$ et $\bar{k}_{(n,i)}$ sont les propriétés tangentées définies au temps t_n .

En général, $\eta_{(n,i)}$, $\dot{\eta}_{(n,i)}$, $\ddot{\eta}_{(n,i)}$ au temps de t_n sont connus et l'algorithme Runge-Kutta peut être utilisé pour calculer $\eta_{(n+1,i)}$, $\dot{\eta}_{(n+1,i)}$, $\ddot{\eta}_{(n+1,i)}$ au temps t_{n+1} . Une fois que les déplacements modaux sont obtenus, la réponse relative du système en coordonnées normales au temps t_{n+1} peut être calculée par l'équation 4.12 comme suit :

$$q_{n+1} = \sum_i^N x_l^{(i)} \eta_{n+1,i} \quad (4.37)$$

Dans le cas de synthèse modale non-linéaire, l'équation incrémentale d'équilibre du système dynamique peut être écrite sous la forme suivante :

$$\bar{m}_i \Delta \ddot{\eta}_i + \bar{c}_{n,i} \Delta \dot{\eta}_i + \bar{k}_{n,i} \Delta \eta_i = \bar{\Delta} f_i(t) \quad (4.38)$$

La réponse relative du système en coordonnées normales au temps t_{n+1} peut être donnée par l'équation suivante :

$$q_{n+1} = \sum_i^N \bar{x}_{l_n}^{(i)} \eta_{n+1,i} \quad (4.39)$$

La matrice de rigidité du système doit être recalculée en tenant compte le comportement non-linéaire des assemblages. Pour cette raison, les déplacements calculés sont utilisés pour évaluer les forces internes des éléments. De l'équation 4.37, les rotations des assemblages boulonnés sont connues et en utilisant le modèle hystérétique développé représenté par les équations 4.1, 4.2 et 4.4, le moment de l'assemblage $M_{j(n+1)}$, la rigidité tangente $R_{j(n+1)}$ et l'indicateur de dommage par plasticité $D_{p_{j(n+1)}}$ de chaque assemblage boulonné de l'élément poutre (j) seront calculés au moment t_{n+1} .

Monfortoon *et al.* [96], Hasan *et al.* [97] ont défini des facteurs de rigidité pour les éléments poutres encastées aux extrémités par des assemblages semi-rigides. Les facteurs de rigidité proposés par ces chercheurs modifient la matrice de rigidité élastique pour l'élément poutre et ils tiennent compte de la flexibilité des assemblages semi-rigides. Ces facteurs ont des valeurs comprises entre 0 et 1, mais leurs valeurs sont l'inverse des indicateurs d'endommagement par plasticité D_p présentés dans ce travail. Cela signifie qu'il y a un endommagement total de l'assemblage quand le facteur a la valeur 0 et il n'y a pas d'endommagement de l'assemblage quand le facteur atteint la valeur 1.

Par conséquent, il est possible de conclure que (*indicateur de dommage par plasticité = 1 - facteur de rigidité*). Donc, la matrice de correction Cr proposé par Monfortoon *et al.* peut être adoptée et utilisée pour modifier la matrice de rigidité standard de chaque poutre dans le système au temps t_{n+1} . La matrice de correction Cr pour l'élément (j) au temps t_{n+1} est présentée comme suit :

$$Cr_{j(n+1)} = \sum_q \sum_s c_{qs_{j(n+1)}}; c_{qs_{j(n+1)}} = f(D_{p_{j,l(n+1)}}, D_{p_{j,r(n+1)}}) L_b \quad (4.40)$$

où $D_{p_{j,l(n+1)}}$, $D_{p_{j,r(n+1)}}$ sont les indicateurs de dommage par plasticité des assemblages (le gauche l et la droite r, respectivement) pour l'élément (j) au temps t_{n+1} . L_b est la longueur de l'élément poutre (j). Les valeurs de c_{qs} sont représentées par R. Hasan *et al.* [97] pour un élément poutre avec des assemblages boulonnés à ses extrémités.

La matrice de rigidité non-linéaire pour l'élément poutre (j) à l'instant t_{n+1} peut être calculée en utilisant la matrice de correction avec l'équation suivante :

$$\bar{k}_{j(n+1)} = k_j \cdot Cr_{j(n+1)} \quad (4.41)$$

où k_j est la matrice de rigidité élastique standard pour l'élément poutre j.

La matrice $\bar{K}(q)$ peut être assemblée par les matrices de rigidité de chaque élément poutre et élément poteau dans le système avec l'équation suivante :

$$\bar{K}(q)_{(n+1)} = \sum_{e=1}^{n_e} \bar{k}_{e(n+1)} \quad (4.42)$$

où n_e est le nombre total d'éléments dans le système multi-degrés de liberté et les éléments sont génériquement identifiés par l'index e .

Dans l'objectif d'évaluer le dommage par fatigue oligocyclique, à chaque instant l'indicateur de dommage par fatigue D_n peut être estimé pour chaque assemblage boulonné. Selon la loi de Miner, D_n peut être présenté, pour un assemblage de l'élément poutre (j) au temps t_{n+1} , en utilisant l'équation suivante :

$$D_{nj(n+1)} = \sum_{x=1}^{X_{(n+1)}} \frac{1}{Nf_x} \quad (4.43)$$

où x est le numéro du cycle correspondant à un niveau défini de rotation et $X_{(n+1)}$ est le nombre de cycles de $t = 0$ jusqu'à l'instant du calcul t_{n+1} .

Cet indicateur sera utilisé dans le modèle développé (voir les équations 4.1, 4.2 et 4.4) pour modifier la rigidité sécante R_0 comme il a été souligné dans les sections précédentes. La rigidité sécante R_0 dans les équations 4.1 et 4.2 devient $R_0(1 - D_{nj(n+1)})$. Ce modèle analytique permet de simuler la réponse du système inélastique multi-degrés de liberté sous chargement dynamique en utilisant des indicateurs de dommage combinés.

4.4 | Modélisation numérique et validation expérimentale

Dans le but de valider le modèle numérique présenté dans cette thèse, des essais dynamiques sur une ossature métallique ont été réalisés en utilisant une table vibrante. Plusieurs essais de validation ont été faits. Des mesures de déplacements effectuées permettent de les comparer avec les résultats de la méthode numérique développée.

Dans un premier temps, nous présenterons les spécimens d'essai et les détails de l'ossature testée. Les installations expérimentales et les installations seront ensuite détaillées et les procédures effectuées pour réaliser les essais seront aussi expliquées. Dans la dernière partie, nous comparerons les résultats numériques avec les mesures expérimentales effectuées sur l'ossature. La simulation numérique de l'ossature est basée sur la méthode proposée en éléments finis et le modèle dynamique. Ce travail a été réalisé à l'aide de MATLAB et de la toolbox SDT-6.4 *Structural Dynamics Toolbox*.

4.4.1 | Les spécimens d'essai, les propriétés et les détails

La structure choisie pour l'étude expérimentale est une ossature en portique à deux étages présentée dans la figure 4.4.3(a). Cette étude expérimentale examine le comportement de l'ossature avec des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité. L'ossature en acier a eu 1.6 m de large et 2.42 m de hauteur. L'ossature a été construite au sein du Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Structures de l'Ecole Centrale de Lyon (LTDS-ECL). Les poutres

du système sont des poutres droites de 1.4 m longue avec une section transversale I. Les assemblages poutre-poteau sont des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité montrés dans la figure 4.4.3(b).

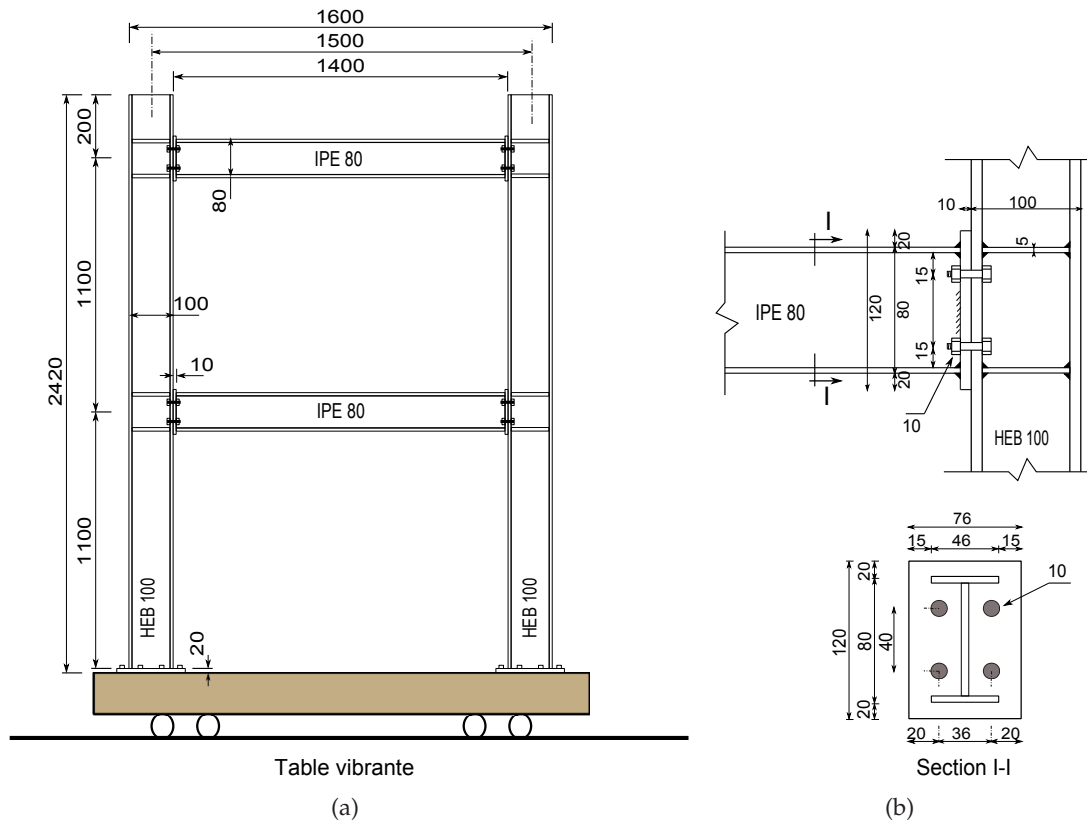


Figure 4.4.3 – (a) Détail d'installation de l'essai et description de l'ossature en portique (en mm); (b) Détails de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité (en mm)

Les sections de poutres et de poteaux ont été choisies à partir des profils standards européens de l'acier IPE 80 et HEB 100, respectivement. La valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier (f_y) et la valeur ultime de la résistance en traction (f_u) de l'acier des sections I sont respectivement de 260 MPa et de 450 MPa. Les sections ont été fabriquées selon les exigences de la norme NF EN 10025. Les éléments en acier de l'ossature ont un module d'élasticité de 210 GPa. Les caractéristiques des sections en acier et les éléments des assemblages utilisés pour l'ossature sont donnés dans le tableau 4.4.1.

Quatre boulons standards (M10 – 1.25 × 35 mm, classe 6.8, catégorie DIN975) ont été utilisés pour chaque assemblage de la poutre. La disposition générale de l'assemblage boulonné est montrée dans la figure 4.4.3(b), avec l'épaisseur (10 mm) et des dimensions (120 mm, 76 mm) de la plaque. Tous les trous sont fabriqués avec une tolérance (diamètre 11 mm) pour les boulons M10. La nuance d'acier S275 a été utilisée pour la plaque d'extrémité de l'assemblage et le module d'élasticité du matériau de plaque est de $E = 210$ GPa.

Basée sur le mécanisme de rupture de l'assemblage à plaque d'extrémité, la rigidité initiale et le moment ultime calculé conformément à l'Eurocode 3 ont été $R_0 = 5.6 \times 10^5$

Composant	f_y (MPa)	f_u (MPa)
IPE 80	260	450
HEB 100	260	450
End plate	260	450
Bolt M10	480	600

Tableau 4.4.1 – Les propriétés mécaniques des composants de l'ossature en acier

N.m/rad et $M_u = 2.9 \times 10^3$ N.m, respectivement (voir la section 3.4.2). Le moment à l'état limite élastique peut être évalué comme $M_y = 2/3M_u$ [19].

4.4.2 | Installation expérimentale et instrumentation

Le montage expérimental montré dans la figure 4.4.4 a été utilisé pendant l'essai sur la table vibrante. Les essais ont été effectués en utilisant une table vibrante unidirectionnelle avec des dimensions de 1.7m \times 1.3m (voir la figure 4.4.5). La table vibrante a été dérivée par un système de vérin hydraulique qui a la capacité d'appliquer des fréquences d'excitation différentes entre 0.1 et 30 Hz et avec divers déplacements entre 0.1 mm et 30 mm.

Avant d'effectuer les essais officiels sur la table vibrante, un pré-test a été effectué sous des charges sinusoïdales pour évaluer la capacité et les caractéristiques de la table vibrante et l'équipement de mesure. Des limitations physiques dues à la taille de la table et des interactions table-ossature ont provoqué des erreurs à l'égard de la forme de mouvement souhaité. En général, nous avons observé que le déplacement mesuré à la table a diminué avec l'augmentation de la fréquence de consigne ou le déplacement de consigne. Pour cette raison, le déplacement de consigne donné par l'ordinateur et le déplacement réel de la table vibrante ont été comparé pour chaque essai. Une excitation sinusoïdale horizontale à une fréquence de 15 Hz a été utilisée dans tous les essais effectués. La gamme d'amplitude de l'excitation sinusoïdale horizontale était de 3, 5, 6 et 10 mm. Pendant chaque essai, les données ont été acquises et enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition de données (voir la figure 4.4.4).

L'ossature était équipée de deux accéléromètres pour mesurer les déplacements horizontaux du système. Les accéléromètres, avec des sensibilités de (100 mV/g), étaient montés sur la poutre en utilisant la super glue et du ruban adhésif, pour recueillir les accélérations en fonction de temps du premier et du deuxième étage. Les accéléromètres ont été connectés à un dispositif de mesure des déplacements qui permet d'intégrer l'accélération. Ils ont également été connectés à un système d'acquisition de données pour enregistrer les données mesurées (voir la figure 4.4.4) et un oscilloscope a été utilisé pour observer les déplacements mesurés.

Par ailleurs, un marteau de choc a été utilisé pour déterminer la fréquence naturelle de l'ossature. La figure 4.4.6 illustre la disposition de l'instrumentation sur la structure testée. Le marteau se compose d'une tête contenant un capteur de force (PCB Piezotronics 281B)

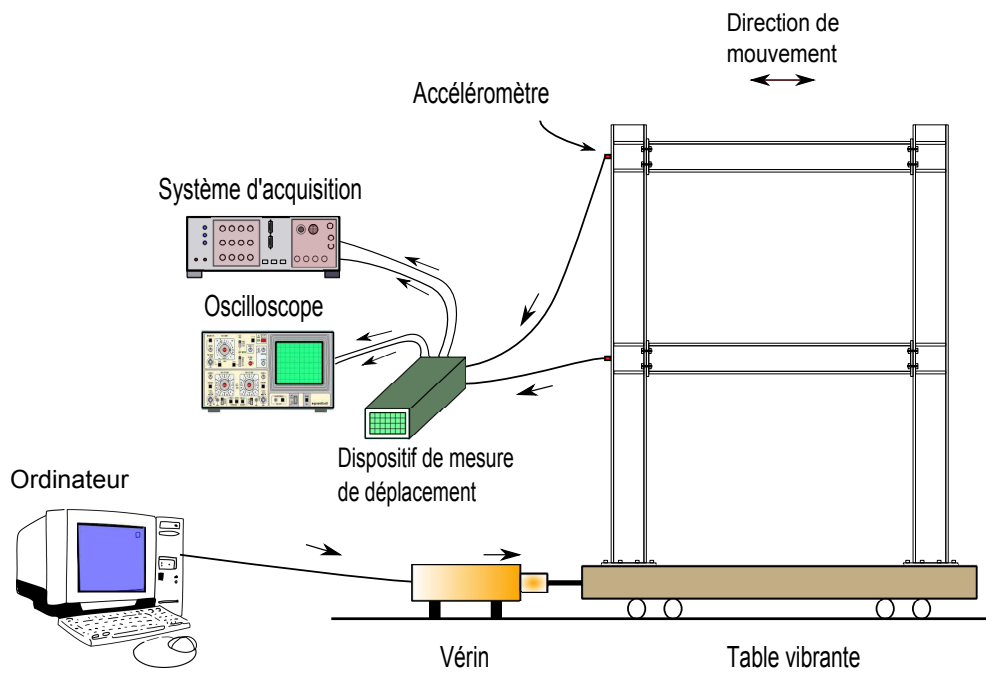


Figure 4.4.4 – Principe de fonctionnement de la table vibrante

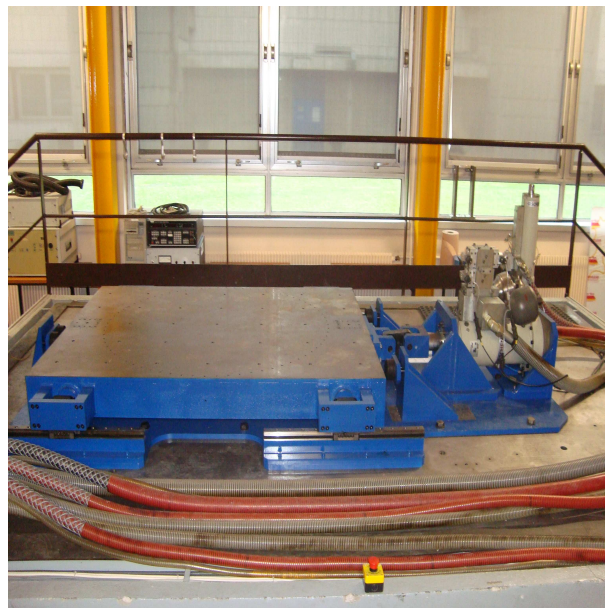


Figure 4.4.5 – Photo du système de table vibrante (à droite le système de vérin hydraulique)

avec 4.084 pC/N de sensibilité et d'une poignée. La masse totale du marteau est de 0.716 kg . Deux mini accéléromètres PCB avec $1.03 \text{ mV}/(\text{m/s}^2)$ de sensibilité ont été installés pour enregistrer le signal d'impact. Les accéléromètres ont été placés successivement dans chaque des deux étages, orientés dans le sens horizontal.

Une clé dynamométrique a été utilisée pour serrer les 4 boulons de chaque assemblage

boulonné au même niveau de force de serrage pour tous les essais dans l'objectif d'assurer les mêmes conditions aux limites. Les boulons ont été serrés au couple de serrage requis 39 N.m (voir la section 2.2.1).

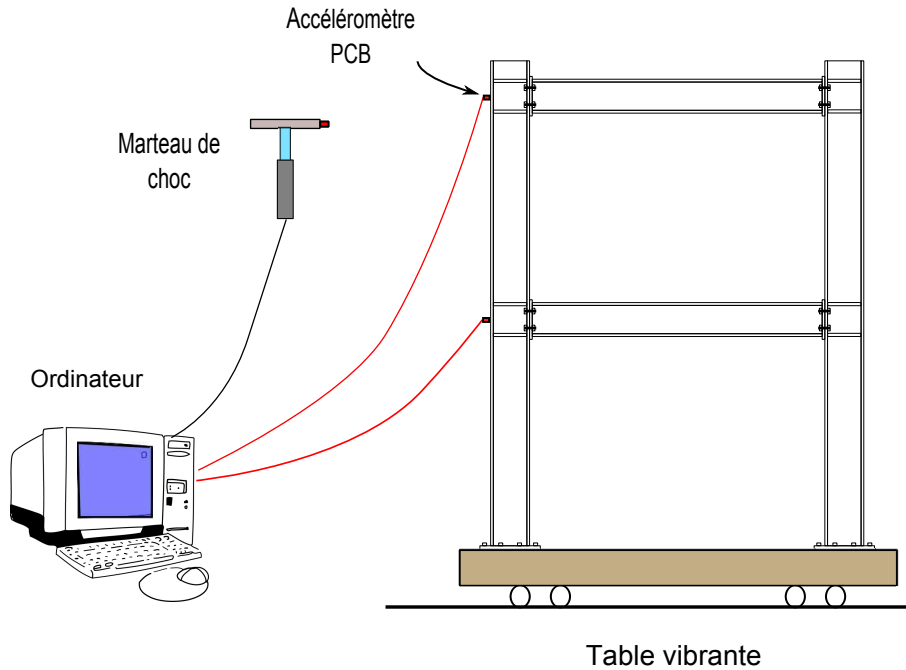


Figure 4.4.6 – Fréquences naturelles du système mesurées à l'aide de marteau de choc

Finalement, il est à noter que nous avons utilisé, pour les essais de fatigue réalisés dans le Chapitre 3, une poutre qui a environ la moitié de la longueur de la poutre utilisée pour fabriquer l'ossature. Les assemblages boulonnés ont aussi les mêmes dimensions et détails pour les deux types d'essais. L'objectif de cette démarche est d'étudier et tester l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité dans les mêmes conditions pour les deux types d'essais.

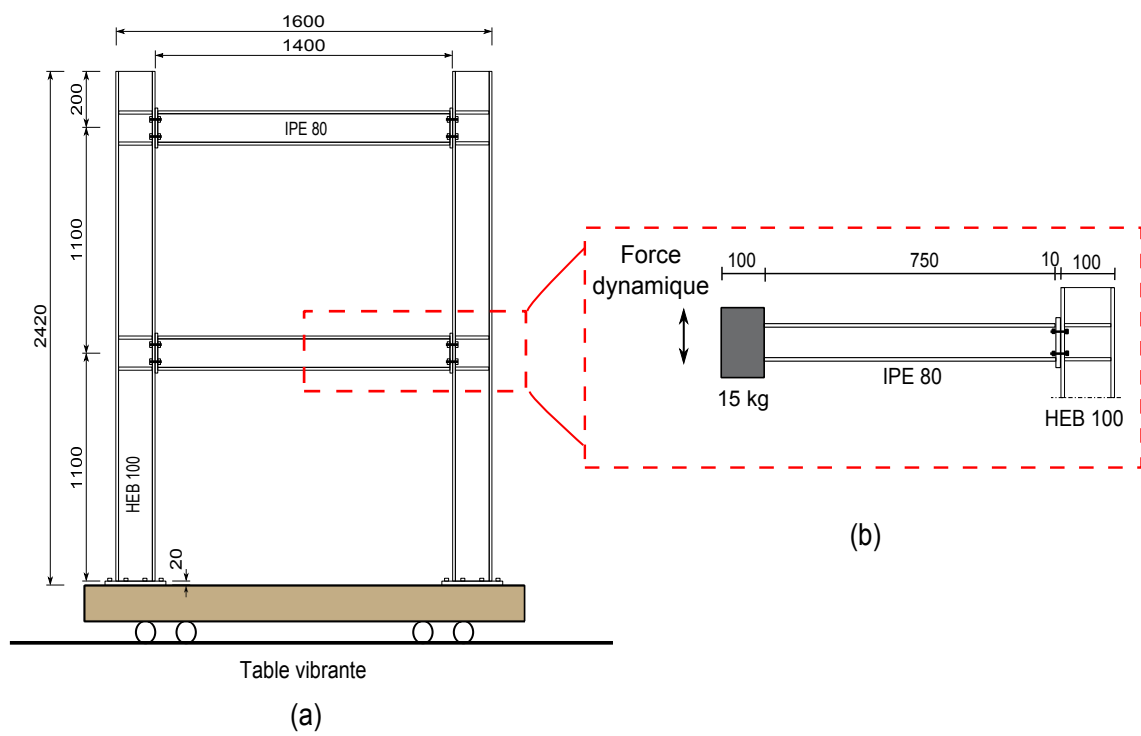


Figure 4.4.7 – Concordance entre les deux assemblages boulonnés utilisés pour les deux tests : (a) Ossature ; (b) Poutre

4.4.3 | Procédure d'essai

Chaque essai a débuté par l'assemblage de l'ossature en portique. Tout d'abord, les deux poteaux ont été positionnés et fixés à la table vibrante en utilisant vingt-quatre boulons M10 à haute résistance selon DIN 975. Par la suite, les deux poutres ont été assemblées aux poteaux avec des assemblages boulonnés en utilisant des boulons M10. Pour tous les tests, les boulons de ces assemblages ont été serrés, en utilisant la clé dynamométrique, de la valeur du couple requis (figure 4.4.8(a)).

Le modèle d'ossature a été conçu pour être capable de montrer clairement le comportement inélastique dans les assemblages boulonnés sous des charges dynamiques ou sismiques et d'éviter des dommages dans les poutres et les poteaux. Les assemblages poteaux-table ont été conçus pour qu'ils soient le plus rigide possible. Alors, la base est solidaire de la table vibrante et le modèle est libre de se déplacer aux premier et deuxième étages. Les figures 4.4.8(a) et 4.4.8(b) présentent des photos de l'arrangement d'ossature testé et l'assemblage poteau-table, respectivement.

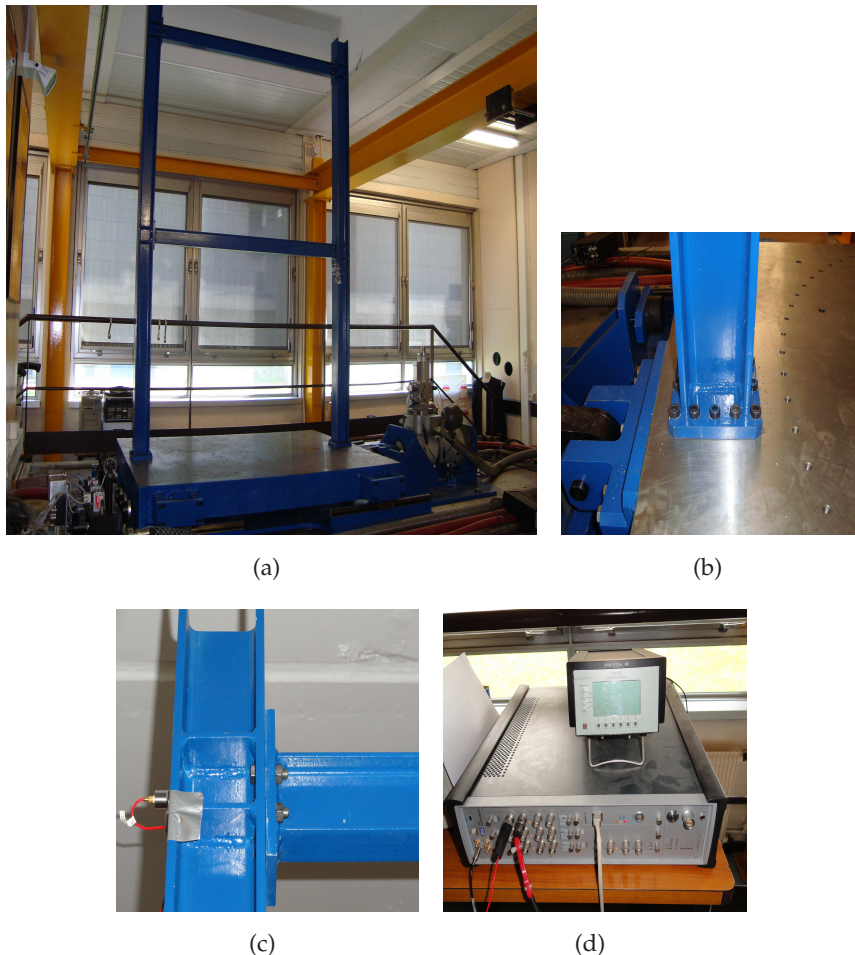


Figure 4.4.8 – (a) Arrangement d'essai ; (b) Assemblage d'un pied de poteau ; (c) Un accéléromètre ; (d) Un système d'acquisition de données (en bas) et un dispositif utilisé pour mesurer les déplacements (en haut)

Deux accéléromètres ont été installés aux deux niveaux (voir la figure 4.4.8(c)) et connectés à un dispositif représenté par la figure 4.4.8(d) pour mesurer les déplacements de l'ossature. Le dispositif peut intégrer l'accélération mesurée de l'ossature et donner les déplacements qui peuvent être vus par un oscilloscope. Le système d'acquisition de données installé pour enregistrer les déplacements de système en fonction du temps est présenté dans la figure 4.4.8(d).

Pendant l'essai sur la table vibrante, un phénomène de desserrage dû à l'excitation répétée peut réduire la force de serrage des boulons. Par la suite le chargement cyclique peut faire glisser les éléments assemblés, ce qui change la distribution des contraintes et produit progressivement des dommages par fatigue et par plasticité. Pour cette raison, le modèle a été testé jusqu'à la rupture ultime des assemblages. Par la suite, le temps à la rupture a été enregistré et ainsi le niveau de déplacement utilisé pour cet essai. Ces résultats ont été utilisés pour les comparer avec les résultats numériques.

Après chaque essai sur la table vibrante, les quatre boulons de chaque assemblage doivent être changés et resserrés à la valeur de couple nécessaire. Le test au marteau de choc a aussi été répété avant et après chaque essai pour détecter les variations des fréquences propres du système (voir les figures 4.4.9(a) et 4.4.9(b)).

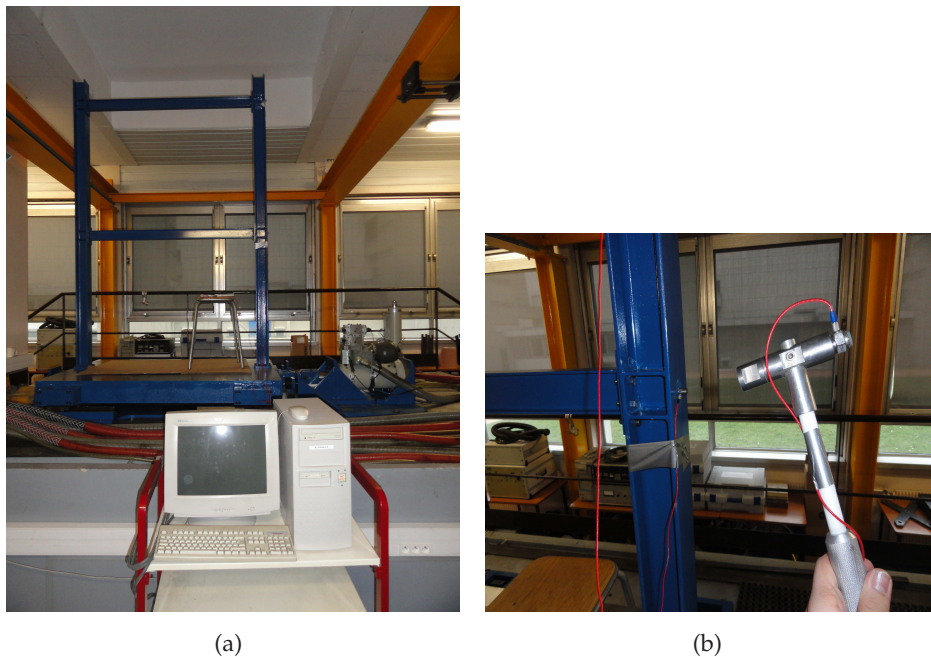


Figure 4.4.9 – (a) Photographie de montage expérimental pour les essais de vibration et l'ordinateur utilisé; (b) Photographie du marteau de choc et le mini accéléromètre PCB

4.4.4 | Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

4.4.4.1 | Comparaison des caractéristiques dynamiques pré-essais

Les fréquences naturelles de l'ossature en acier ont été atteintes expérimentalement par l'essai d'impact au marteau de choc (voir la figure 4.4.10). Cinq impacts ont été appliqués à la base d'un poteau et une moyenne de ces cinq impacts a été faite. Il faut noter que tous les pics ne correspondent pas aux fréquences naturelles de l'ossature car certains pics de spectre d'accélération correspondent simplement à du bruit dans le système de mesure électrique.

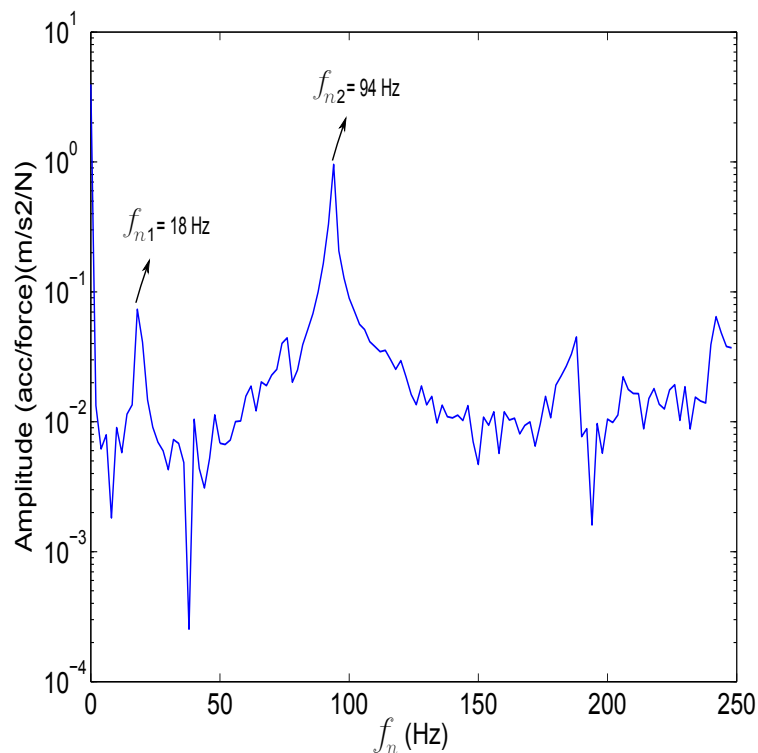


Figure 4.4.10 – Réponse en fréquence de l'ossature intact avant l'exécution des essais

Par ailleurs, les fréquences naturelles de l'ossature ont été déterminées en utilisant une simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis (voir la figure 4.4.11). L'analyse par éléments finis a été effectuée en utilisant le logiciel de calcul Structural Dynamics Toolbox (SDT). Le tableau 4.4.2 compare les fréquences naturelles calculées numériquement avec les valeurs mesurées expérimentalement. Les erreurs entre résultats expérimentaux et numériques sont également présentées dans le tableau 4.4.2. Il est observé que la différence de première fréquence naturelle f_{n1} entre les résultats numériques et expérimentaux est mineure.

Mode	f_n (Hz)		Erreur (%)
	Exp	Num	
1	18	18,5	2,8
2	94	87	7,4

Tableau 4.4.2 – Les fréquences naturelles de l'ossature

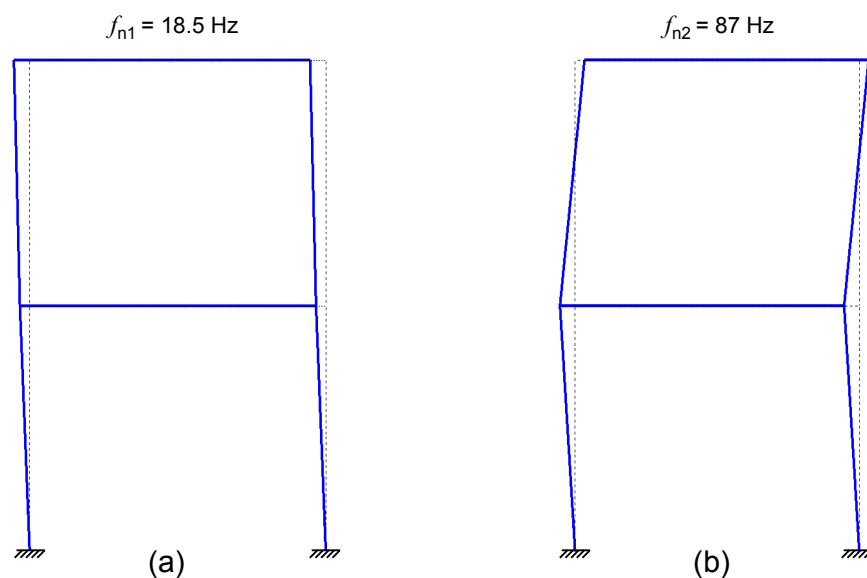


Figure 4.4.11 – Fréquences naturelles de l'ossature d'après la simulation numérique par SDT

4.4.4.2 | Comparaison des réponses et les indicateurs de dommage

Cette section présente les principales observations obtenues à partir des réponses de l'ossature au cours du déplacement sinusoïdal appliqué à ses fondations. Ces observations sont basées sur une comparaison entre les résultats de simulations numériques et les résultats obtenus par les mesures expérimentales sur l'ossature étudiée. Les déplacements numériques et expérimentaux des étages de l'ossature sont présentés au tableau 4.4.3. Dans ce tableau, les résultats de 6 essais sont présentés. Par ailleurs, une comparaison entre les déplacements obtenus par les résultats expérimentaux et les résultats numériques est faite dans le tableau 4.4.3.

Les essais sur la table vibrante ont été réalisés en quatre niveaux d'excitations en déplacement. Les consignes de déplacements étaient de ± 3 , 5, 6 et 10 mm. Deux essais ont été effectués pour chacune des consignes de 3 et 5 mm, et un essai pour chacune des autres consignes. La fréquence des excitations en déplacement appliquées sur l'ossature à chaque essai a été fixée à 15 Hz. De toute évidence, à partir du tableau 4.4.3, nous pouvons constater que les déplacements de l'ossature augmentent avec la hauteur et aussi avec l'augmentation de l'amplitude de l'excitation appliquée.

Les consignes de déplacement et les déplacements réellement appliquées à la table vibrante aux différents niveaux d'essais sont donnés dans la deuxième et la troisième colonnes du tableau 4.4.3. La différence entre les déplacements Δ_1 et Δ_2 a été précédemment discutée et elle dépend de la capacité de table vibrante. Ensuite, la quatrième colonne du tableau présente la durée de chaque essai. Le temps (t), au cours duquel les déplacements q_1 et q_2 ont été mesurés, est affiché dans la cinquième colonne. Sachant que q_1 et q_2 sont les déplacements de premier et de deuxième étage, respectivement. Les quatre colonnes suivantes indiquent les valeurs maximales expérimentales et numériques des déplacements relatifs q_1 et q_2 de l'ossature. Enfin, les types de défaillance et de rupture résultant des essais de l'ossature sont présentés dans la dernière colonne.

Deux critères de défaillance sont considérés dans les simulations numériques. Le premier est la rotation de l'assemblage boulonné et il ne doit pas dépasser la valeur maximale ϕ_{max} . La rotation maximale de l'assemblage considérée dans cette étude est de $\phi_{max} = 0.0607 - 0.0013h_b = 0.056$ rad, où h_b est la hauteur de la poutre [98]. Le second est le critère de fatigue que l'indicateur de dommage par fatigue D_n ne doit pas dépasser ($D_n < 1$). Si les deux critères ne sont pas remplis, l'assemblage sera considéré comme un assemblage articulé. En revanche, l'indicateur de dommage par plasticité D_p peut prendre la valeur (1) mais ne doit pas la dépasser ($D_p \leq 1$).

La figure 4.4.12(a) illustre les déplacements numériques des étages q_1 et q_2 sous la consigne de déplacement de la table vibrante ± 3 mm. Le déplacement réel appliqué par la table vibrante a été de ± 1.35 mm et il correspond aux essais T1 et T2. Sous cette excitation, les déplacements numériques relatifs de l'ossature q_1 et q_2 à $t = 50$ sec étaient de 1.5 et 3.6 mm, respectivement.

Pour le test T1, les déplacements expérimentaux relatifs q_1 et q_2 à $t = 50$ sec ont été de 1.6 et 3.8 mm, respectivement. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux

a montré des erreurs de 6.7% et 5.6%, respectivement.

De même, les déplacements relatifs q_1 et q_2 pour le essai T2 ont été de 1.7 et 4 mm à $t = 50$ sec, tandis que les erreurs ont été 13% et 11%, respectivement.

Les résultats numériques et expérimentaux à partir des essais T1 et T2 ont constaté que ce niveau de déplacement ne cause pas de dommages importants dans l'ossature malgré les longues durées des essais 400 sec. La figure 4.4.13 montre que la courbe $M - \theta$ de l'assemblage 1 (dans le premier étage) est resté stable pendant le temps de l'essai et il n'y avait aucune dégradation significative de rigidité. En conséquence, les valeurs numériques des indicateurs de dommage par plasticité D_{p1} et D_{p2} pour les assemblages 1 et 2 (figure 4.4.12(d)) étaient égales à 3.4% et 2.1%, respectivement. Ces valeurs ont été égales aux valeurs des indicateurs de dommages par fatigue D_{n1} et D_{n2} (voir la figure 4.4.12(c)). La raison de ces résultats est que il n'y avait pas d'effets de plasticité des assemblages et les effets de la fatigue oligocyclique ont été dominants dans les essais T1 et T2.

Test	Δ_1	Δ_2	Durée de test (sec)	Temps de mesure (t) (sec)	q_1		q_2		Modes de rupture
	Consigne (mm)	Appliqué (mm)			Exp (mm)	Num (mm)	Exp (mm)	Num (mm)	
T1	3	1.35	400	50	1.6	1.5	3.8	3.6	Desserrage léger
T2	3	1.35	400	50	1.7	1.5	4	3.6	Desserrage léger
				10	2.8	2.3	5.9	5.5	Desserrage complet
T3	5	2.32	300	150	3.6	2.9	7.6	7	+
				260	11	9.6	25.5	24	Rupture des boulons
T4	5	2.32	300	150	3.4	2.9	7.4	7	+
				260	9	9.6	21.8	24	Rupture des boulons
T5	6	2.9	17	10	7.9	7.3	17.5	18.2	Desserrage complet + Déformation plastique de la plaque
T6	10	4.8	7	5	14	12.8	34	32.4	+ Déformation plastique de la plaque

Tableau 4.4.3 – Comparaison des déplacements d'étages de l'ossature testée

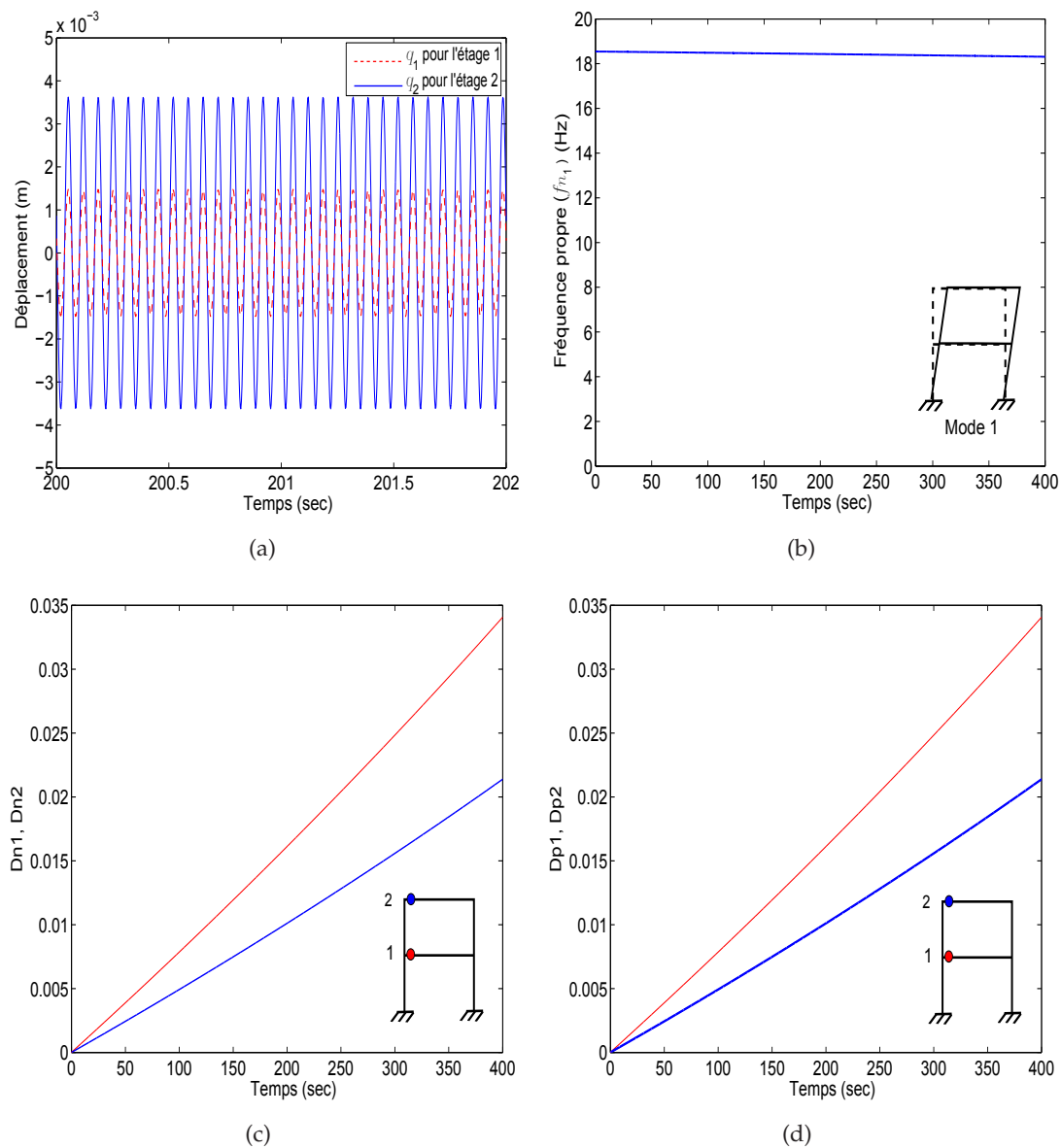


Figure 4.4.12 – Résultats numériques correspondant à T1 et T2 : (a) Réponse en déplacement q_1 et q_2 ; (b) Réponse en fréquence $f_{n1}(t)$; (c) Indicateurs de dommage en fatigue des assemblages; (d) Indicateurs de dommage en plasticité des assemblages

Dans le tableau 4.4.4, les résultats des essais au marteau de choc effectués sur l'ossature, avant et après l'exécution de chaque essai sur la table vibrante, sont présentés. Nous nous intéressons à étudier les changements de la fréquence propre f_{n1} lors des essais car dans ce type de structure en ossature, la fréquence f_{n1} est dominante et elle est aussi la plus proche de la fréquence du mouvement appliqué, ce qui nous permet d'étudier le phénomène de résonance. Tout d'abord, les valeurs numériques et expérimentales de première fréquence naturelle de l'ossature f_{n1} mesurée avant le début de l'essai sur la table vibrante sont présentés dans les trois premières colonnes du tableau 4.4.4. Ensuite, une comparaison entre les valeurs numériques et expérimentales a été effectuée. Les erreurs des valeurs de fréquence

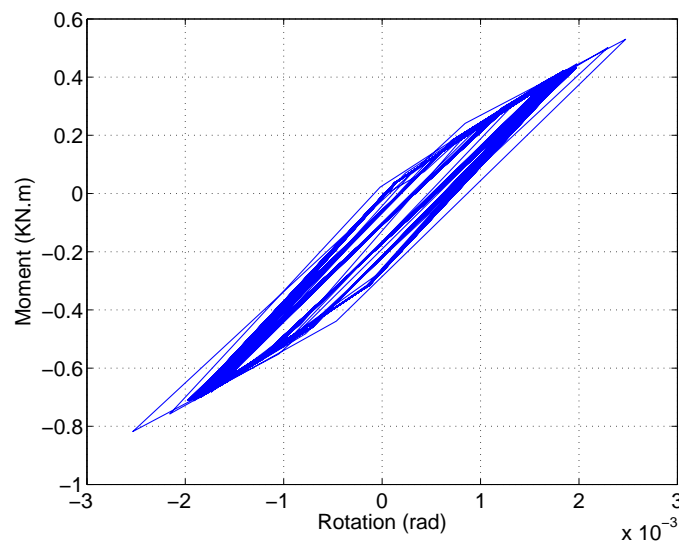


Figure 4.4.13 – Courbe $M - \theta$ de comportement de l'assemblage 1 dans les essais T1 et T2

propre f_{n1} entre les analyses numériques et les résultats expérimentaux, avant de commencer les essais sur la table vibrante, ont été de 2.8% pour les essais T1 à T6. Les deux colonnes suivantes du tableau 4.4.4 montrent les valeurs numériques de f_{n1} et les valeurs mesurées lors des essais de marteau de choc après les six essais sur la table vibrante. Une comparaison entre les valeurs numériques et expérimentales a également été effectuée.

Concernant les tests T1 et T2, les résultats numériques ont révélé que la première fréquence propre a légèrement diminué, passant d'une valeur de 18.5 Hz à une valeur de 18.3 Hz lors de ces essais. Ce petit changement dans la valeur de f_{n1} indique que des dégâts très petits pourraient se produire dans les assemblages de système (voir les figures 4.4.12(c) et 4.4.12(d)). Les résultats numériques sont comparés aux données expérimentales et l'erreur a été de 1.7%. Aussi à partir des résultats de marteau de choc, il est possible de remarquer qu'il n'y a pas eu de perte de la valeur de fréquence propre pendant les essais T1 et T2 (voir Tableau 4.4.4).

Test	f_{n1}		Erreur 1	f_{n1}		Erreur 2
	Avant le test			Après le test		
	Exp	Num		Exp	Num	
	(Hz)	(Hz)	%	(Hz)	(Hz)	%
T1, T2	18	18.5	2.8	18	18.3	1.7
T3, T4	18	18.5	2.8	14	12.55	10.4
T5	18	18.5	2.8	14	12.35	11.7
T6	18	18.5	2.8	11	12.35	12.3

Tableau 4.4.4 – Résultats des essais de marteau de choc pour l'ossature en acier avant et après l'exécution des essais sur la table vibrante

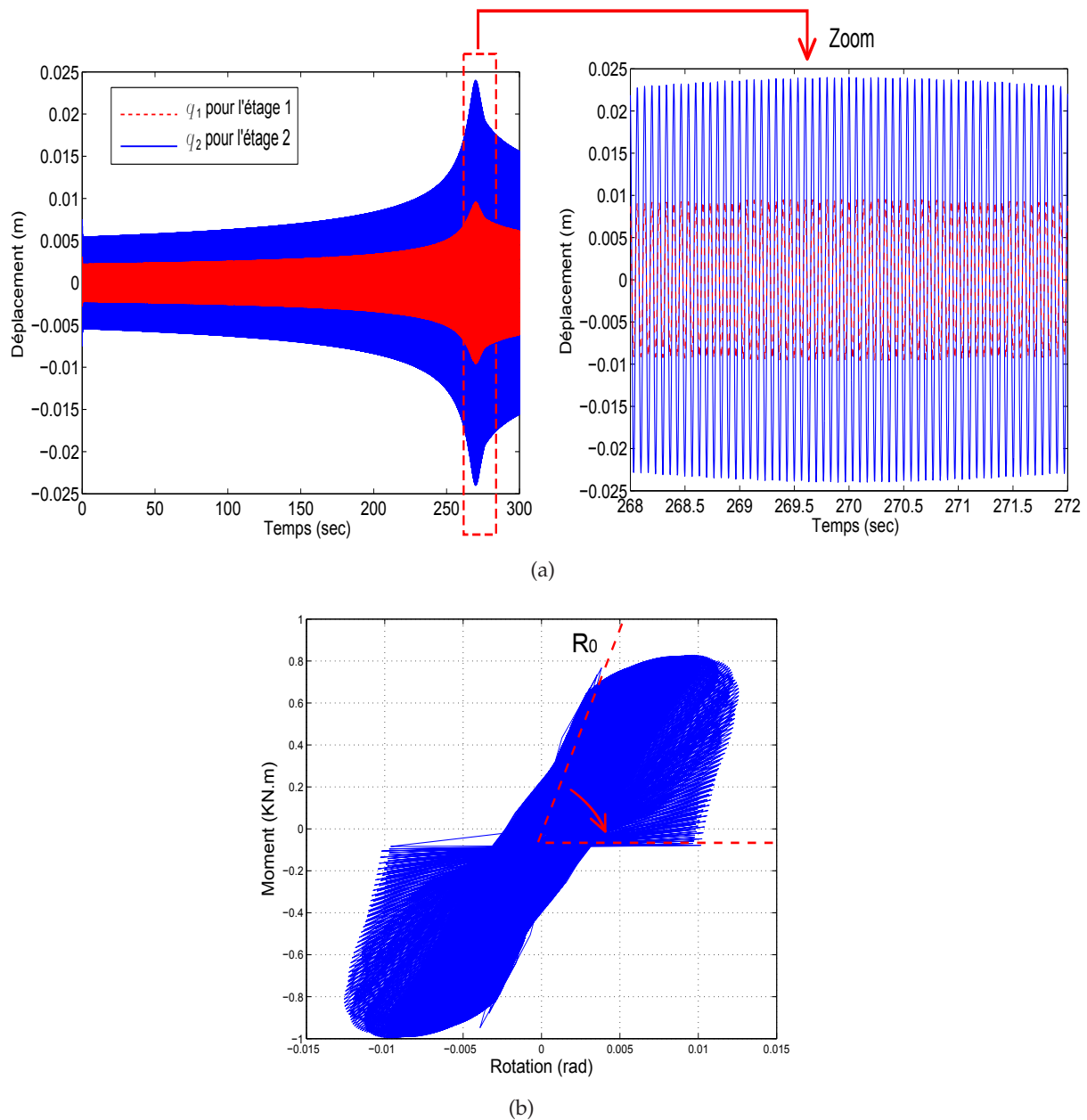


Figure 4.4.14 – Résultats numériques correspondant à T3 et T4 : (a) Réponse en déplacement q_1 et q_2 ; (b) Courbe $M - \theta$ de comportement de l'assemblage 1

Sous une consigne d'amplitude de déplacement ± 5 mm de la table, les assemblages sont soumis à des dommages importants après les essais T3 et T4 (voir la figure 4.4.14). Les valeurs des rigidités initiales des assemblages ont été progressivement dégradées à partir d'une valeur initiale R_0 jusqu'à une valeur finale proche de 0, comme montré dans la figure 4.4.14(b). Numériquement à partir de la figure 4.4.14(a), les réponses en déplacement de l'ossature ont augmenté graduellement jusqu'au temps $t = 270$ sec, où la résonance a pu arriver. Lors des essais T3 et T4, l'emplacement du point de résonance a été observé à $t = 260$ sec. Pendant les essais, les déplacements ont été amplifiés à cause des dommages au

niveau des assemblages au premier et au deuxième étage et les dommages survenus sur les assemblages de deux poutres (voir les figure 4.4.15(a) et (b)).

Le tableau 4.4.3 montre la comparaison des valeurs relatives numériques et expérimentales des réponses en déplacement sous une consigne d'amplitude de déplacement ± 5 mm et à $t = 10, 150$ et 260 sec. Sous l'effet de cette excitation, les déplacements numériques relatifs q_1 et q_2 au point de résonance ($t = 270$ sec) ont été de 9.6 et 24 mm, respectivement. Pour l'essai T3, les déplacements expérimentaux relatifs q_1 et q_2 ont été de 11 et 25.5 mm. Les résultats de la comparaison entre les réponses numériques et expérimentales ont indiqué que les erreurs en pourcentage étaient de 12.7% et 5.9%, respectivement. De même, les réponses en déplacement q_1 et q_2 pour l'essai T4 étaient de 9 et 21.8 mm au point de résonance, tandis que les erreurs étaient de 6.7% et 10%, respectivement.

Les figures 4.4.15(a) et (b) affichent les indicateurs de dommages par fatigue D_{n1} et D_{n2} et les indicateurs de dommages par plasticité D_{p1} et D_{p2} pour les assemblages 1 et 2. L'assemblage 1 a été totalement endommagé à l'instant $t = 275$ sec après la résonance. Dans le même temps, l'indicateur de dommage par fatigue a atteint une valeur de $D_{n1} = 66\%$. Les indicateurs de dommages par plasticité avaient les mêmes valeurs car l'endommagement par fatigue a été dominant. Ces résultats ont confirmé l'observation expérimentale, car les dégâts dans le premier étage étaient plus important que dans le deuxième étage et ce point va être confirmé par la suite en photos des assemblages.

La perte de la première fréquence propre de l'ossature a été observée clairement dans les essais de T3 et T4 (Voir tableau 4.4.4). Lors de ces essais, la fréquence f_{n1} a diminuée progressivement à partir de la valeur initiale 18.5 Hz à une valeur finale de 12.55 Hz selon les analyses numériques. Expérimentalement, la valeur finale de f_{n1} a été trouvée à 14 Hz et en comparant avec les valeur numérique, l'erreur a été de 10.4%. La figure 4.4.15(c) obtenue à partir de l'analyse numérique présente f_{n1} au cours de temps et elle indique le point de résonance à l'instant $t = 270$ sec où f_{n1} peut avoir une valeur de 15 Hz. Après ce point, la perte de fréquence a été accélérée.

Une autre comparaison peut être faite en trouvant la valeur de f_{n1} à partir de la courbe numérique (voir la figure 4.4.15(c)) à $t = 260$ sec qui présente le point de résonance trouvé expérimentalement. Il est possible de dire que l'ossature était très proche du point de résonance avec $f_{n1} = 15.6$ Hz. Il est possible de remarquer que la méthode numérique proposée a donné une bonne évaluation du changement de fréquences propres de système.

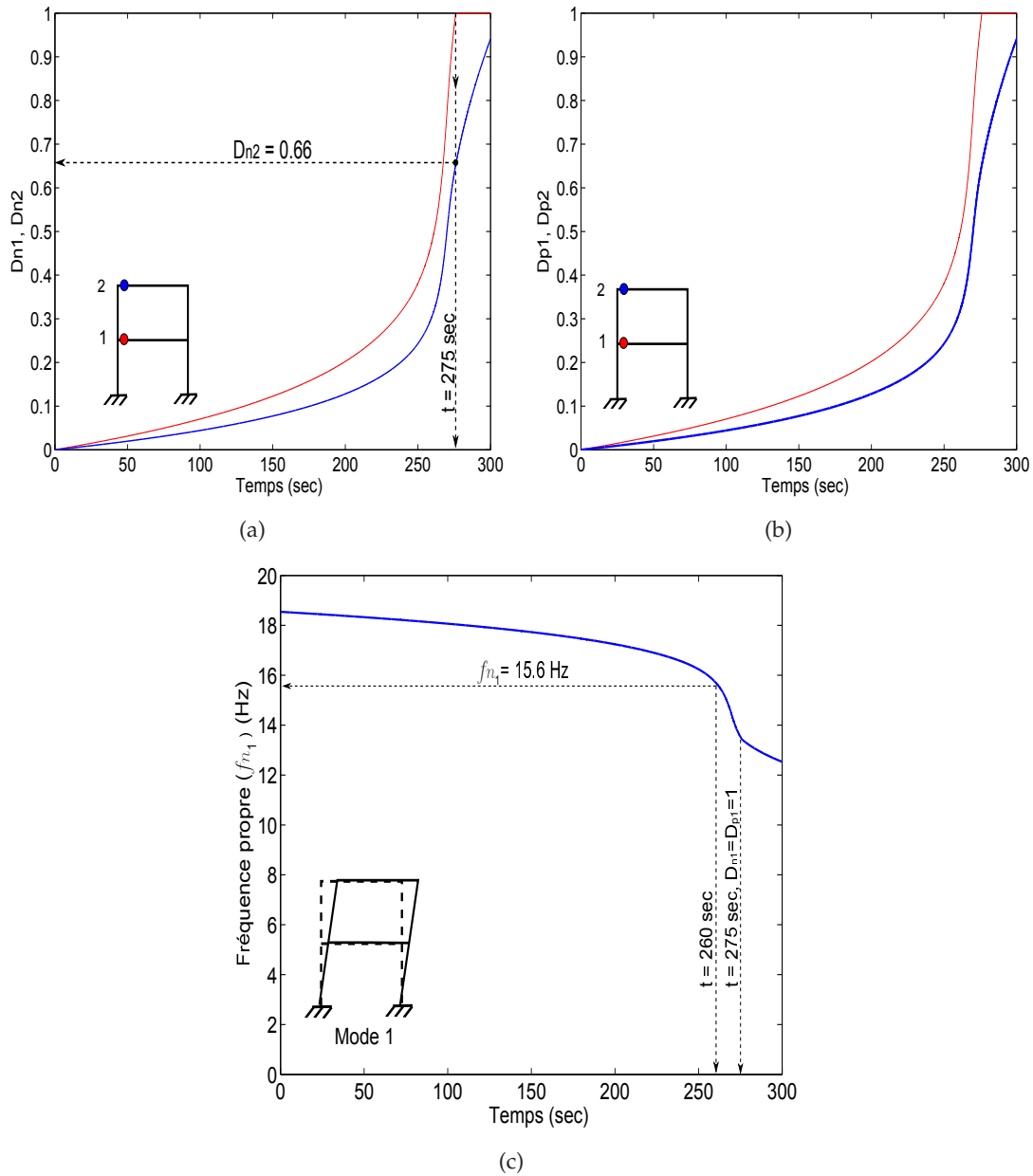


Figure 4.4.15 – Résultats numériques correspondant à T3 et T4 : (a) Indicateurs de dommage par fatigue des assemblages; (b) Indicateurs de dommage par plasticité des assemblages; (c) Réponse en fréquence $f_{n1}(t)$

Les figures 4.4.16(a), (b), (c) et (d) montrent les modes de défaillance et de rupture de chaque assemblage boulonné à plaque d'extrémité après l'essai T3. Un desserrage et un éloignement de l'écrou ont été observés dans les boulons de l'assemblage (voir le point A). De plus, une rupture par fatigue due à l'excitation répétée a été identifiée sur certains boulons. Dans cette figure, les flèches indiquent les boulons endommagés et il peut être possible d'observer que les dégâts dans les boulons ont été beaucoup plus sévères dans le premier étage. Figure 4.4.16(e) présente une vue des boulons fissurés après l'essai T3 et il est possible de détecter visuellement l'état des boulons fissurés.

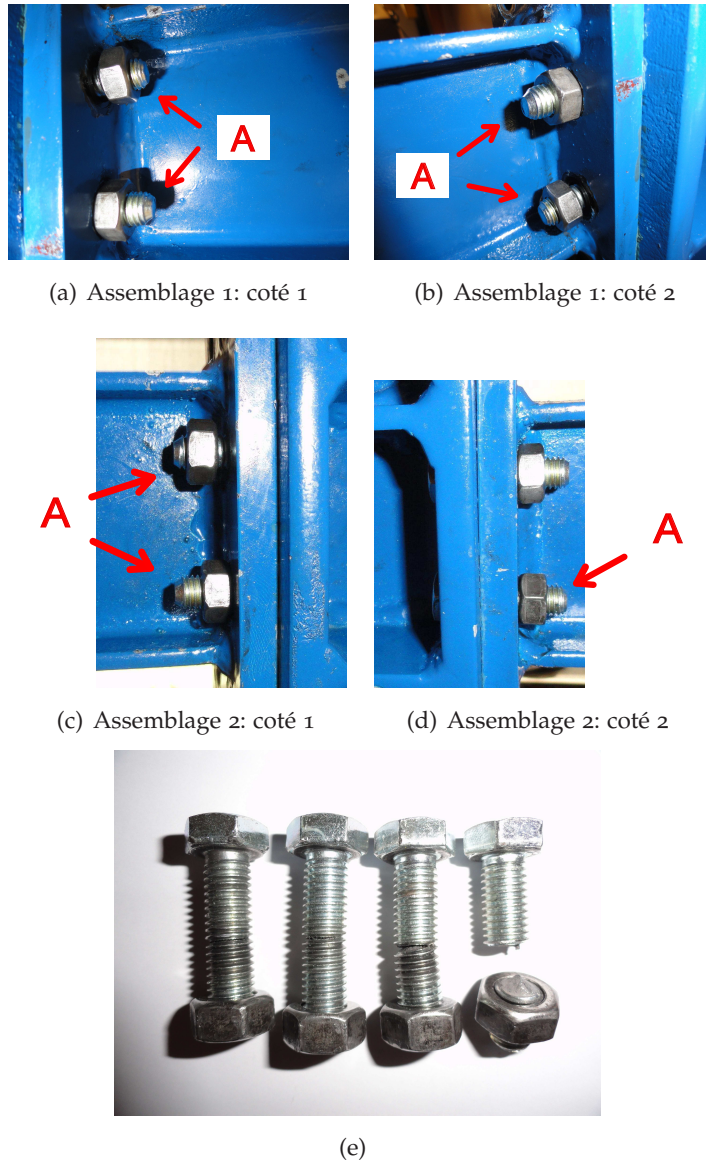


Figure 4.4.16 – Damage dans les assemblages correspondant à T3 : (a), (b) Assemblage 1 (dans l'étage 1) and (c), (d) Assemblage 2 (dans l'étage 2) (e) Photo des boulons fissurés

Après l'augmentation des consignes de déplacement appliqué à la table vibrante dans les essais T5 et T6, l'ossature a été soumise à des grands déplacements causant des graves dommages dans les assemblages (voir le tableau 4.4.3). Ces essais ont été menés avec des courtes durées pour des raisons de sécurité après un dommage intense des assemblages boulonnés de deux étages de l'ossature. La table vibrante a été arrêtée après 17 et 7 sec pour les essais T5 et T6, respectivement.

À partir des figures 4.4.17(a) et 4.4.18(a), il est possible d'observer qu'une amplification des réponses en déplacement a été détectée lors des essais T5 et T6 car un phénomène de résonance se produit dans le système. L'amplification due à la résonance a été attribuée à des dommages séquentiels des assemblages boulonnés dans l'ossature.

La figure 4.4.17(a) présente les réponses numériques en déplacement q_1 et q_2 pour l'essai T5 à $t = 10$ sec qui étaient de 7.3 et 18.2 mm, respectivement. Les réponses expérimentales en déplacement q_1 et q_2 pour cet essai ont été de 7.9 et 17.5 mm, tandis que les pourcentages d'erreur étaient de 7.6% et 4%, respectivement.

De la même façon, la figure 4.4.18(a) présente les réponses numériques en déplacement q_1 et q_2 pour l'essai T6 à $t = 5$ sec qui étaient de 12.8 et 32.4 mm, respectivement. Les réponses expérimentales en déplacement q_1 et q_2 pour cet essai étaient de 14 et 34 mm, tandis que les pourcentages d'erreur étaient de 8.6% et 4.7%, respectivement.

En conséquence, les valeurs numériques des indicateurs de dommage par plasticité affichées dans les figures 4.4.17(d) et 4.4.18(d) étaient égales à 100% pour tous les assemblages. Les valeurs des indicateurs de dommage par fatigue D_{n1} et D_{n2} ont été égales à 5.6×10^{-4} et 6.8×10^{-4} dans l'essai T5, respectivement, et les indicateurs D_{n1} et D_{n2} ont été égales à 0.74×10^{-4} et 1.12×10^{-4} dans l'essai T6. Parce qu'il n'y avait pas d'effet de fatigue oligocyclique dans les assemblages et les effets de plasticité ont été dominants dans les essais T5 et T6. Les assemblages ont été totalement détruits après quelques cycles.

La perte des valeurs de fréquences propres de l'ossature dans les essais T5 et T6 a été plus rapide pour les essais T3 et T4 comme il est montré numériquement dans les figures 4.4.17(b) et 4.4.18(b). Durant ces essais, les assemblages boulonnés à plaque d'extrémité ont été soumis à des moments cycliques excessives. Après quelques secondes, les quatre assemblages ont été totalement détruits et une baisse des fréquences propres s'est produite. La chute des valeurs des fréquences propres avec l'augmentation du dommage a été le résultat direct de la perte de rigidité en flexion pour toutes les assemblages.

La fréquence propre f_{n1} pour l'essai T5 a diminué progressivement à partir de la valeur initiale 18.5 Hz à une valeur finale 12.35 Hz selon les analyses numériques. Expérimentalement, la valeur finale de f_{n1} est à 14 Hz, et en comparant avec la valeur numérique, l'erreur a été de 11,7%.

Concernant l'essai T6, la fréquence propre f_{n1} a diminué jusqu'à une valeur 11 Hz. Normalement sur la base des calculs, la fréquence propre f_{n1} doit être 12.35 Hz correspondant à un endommagement complet de tous les assemblages boulonnés. La cause de cette différence est que les boulons des assemblages au pieds de poteaux ont été desserrés du fait de l'amplitude élevée du déplacement appliqué pendant l'essai T6.

Les figures 4.4.19(a) et 4.4.19(b) montrent les assemblages après une rotation significative au cours de l'essai dynamique T6. Un desserrage et un éloignement des écrous ont été observés dans les boulons des assemblages (voir la marque A). Durant les cycles de grande amplitude, le poutre aussi tourne autour de la plaque et un allongement des boulons jusqu'à la rupture s'est produite. Ce comportement se répète au cours du temps. En conséquence, une déformation plastique et une rupture par fatigue due à l'excitation répétée ont été identifiées dans certains boulons. Les figures 4.4.19 montrent aussi l'ouverture de la plaque d'extrémité durant l'essai T6 qui peut être clairement vu (voir la marque B). La séparation entre la plaque d'extrémité et la semelle du poteau était plus grande que lors des essais T3 et T4.

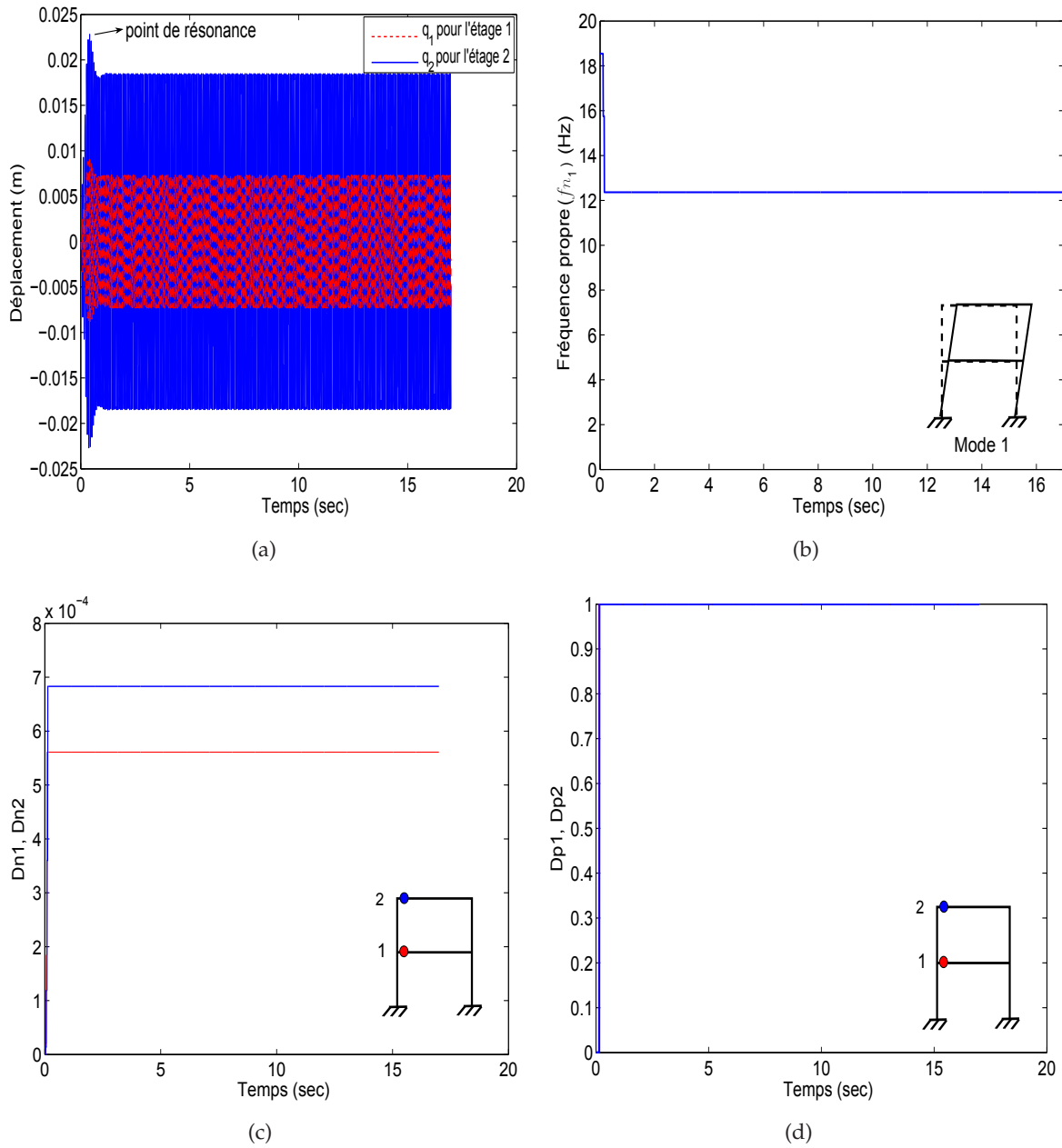


Figure 4.4.17 – Résultats numériques correspondant à T5 : (a) Réponse en déplacement q_1 et q_2 ; (b) Réponse en fréquence $f_{n1}(t)$; (c) Indicateurs de dommage par fatigue des assemblages; (d) Indicateurs de dommage par plasticité des assemblages

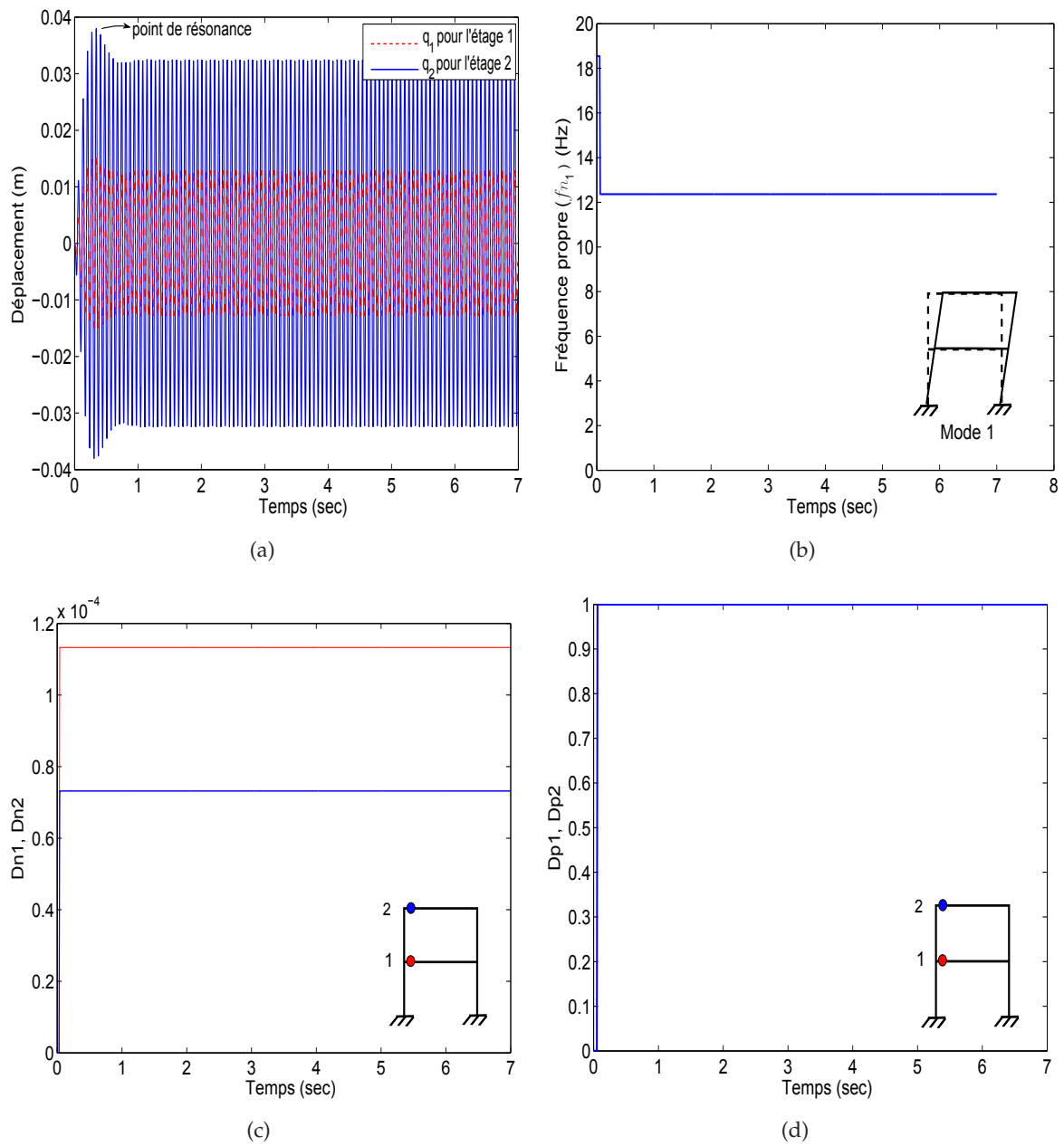


Figure 4.4.18 – Résultats numériques correspondant à T6 : (a) Réponse en déplacement q_1 et q_2 ; (b) Réponse en fréquence $f_{n1}(t)$; (c) Indicateurs de dommage par fatigue des assemblages; (d) Indicateurs de dommage par plasticité des assemblages

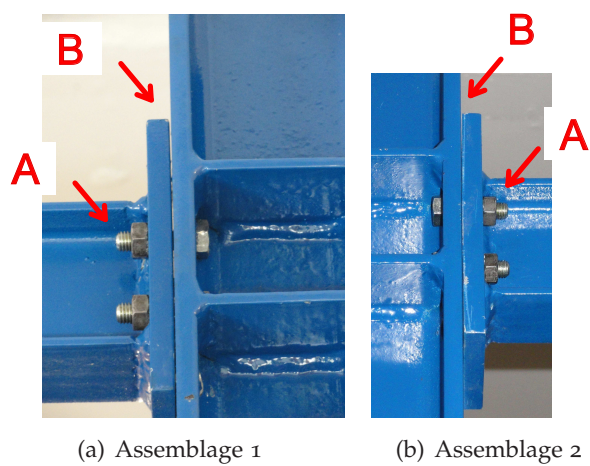


Figure 4.4.19 – Dommages dans les assemblages correspondant à T6 : (a) Assemblage 1 (dans l'étage 1) et (b) Assemblage 2 (dans l'étage 2)

4.4.5 | Analyse de la réponse fréquentielle du système

Les figures 4.4.20(a), (b) et (c) affichent les réponses fréquentielles au marteau de choc, mesurées de l'ossature après les essais sur la table vibrante. Les réponses en fréquence ont indiqué que les valeurs de la fréquence propre de l'ossature en acier diminuent avec l'augmentation de dégâts et de dommages dans les éléments du système. L'amplitude (accélération/force) a augmenté dans les essais de T3 à T5 en raison de l'augmentation de dommages et il est possible d'observer la même tendance dans l'essai T6 (voir la figure 4.4.20(d)). Ce qui peut prouver que la modélisation des dommages dus à la fatigue oligocyclique est importante pour prédire la rupture de l'ossature en acier soumis à des excitations sismiques.

À partir des résultats numériques et expérimentaux, il est possible de dire que la méthode des éléments finis proposée basée sur l'analyse de dommages peut être employée pour évaluer les dégâts dans les assemblages boulonnés et les changements dans l'estimation des propriétés dynamiques du système considéré. Le modèle de l'assemblage boulonné développé intégré dans l'analyse par éléments finis semble de fournir des estimations raisonnables pour les déplacements horizontaux des étages de l'ossature. Ce modèle peut décrire l'accumulation du dommage par fatigue oligocyclique et les dommages induits par la plasticité cyclique.

Par conséquent, le modèle proposé peut être utilisé pour l'analyse dynamique non-linéaire des ossatures en acier sous l'effet des excitations dynamiques ou sismiques de longue et de courte durée, pour une amplitude de déformations élevée ou basse. En regardant les dernières études sur le sujet, le modèle et l'approche proposés peuvent considérer explicitement l'aspect principal du dommage survenu dans le système lors d'une excitation dynamique appliquée.

En conclusion, les résultats présentés dans cette section ont révélé un très bon ajustement entre les réponses expérimentales et numériques du système. La différence des réponses simulées par rapport aux résultats expérimentaux a été attribuée à la précision des mesures effectuées. Une autre raison pour les différences observées est qu'il y a peut-être une incertitude au niveau de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité liée à la variation des propriétés mécaniques.

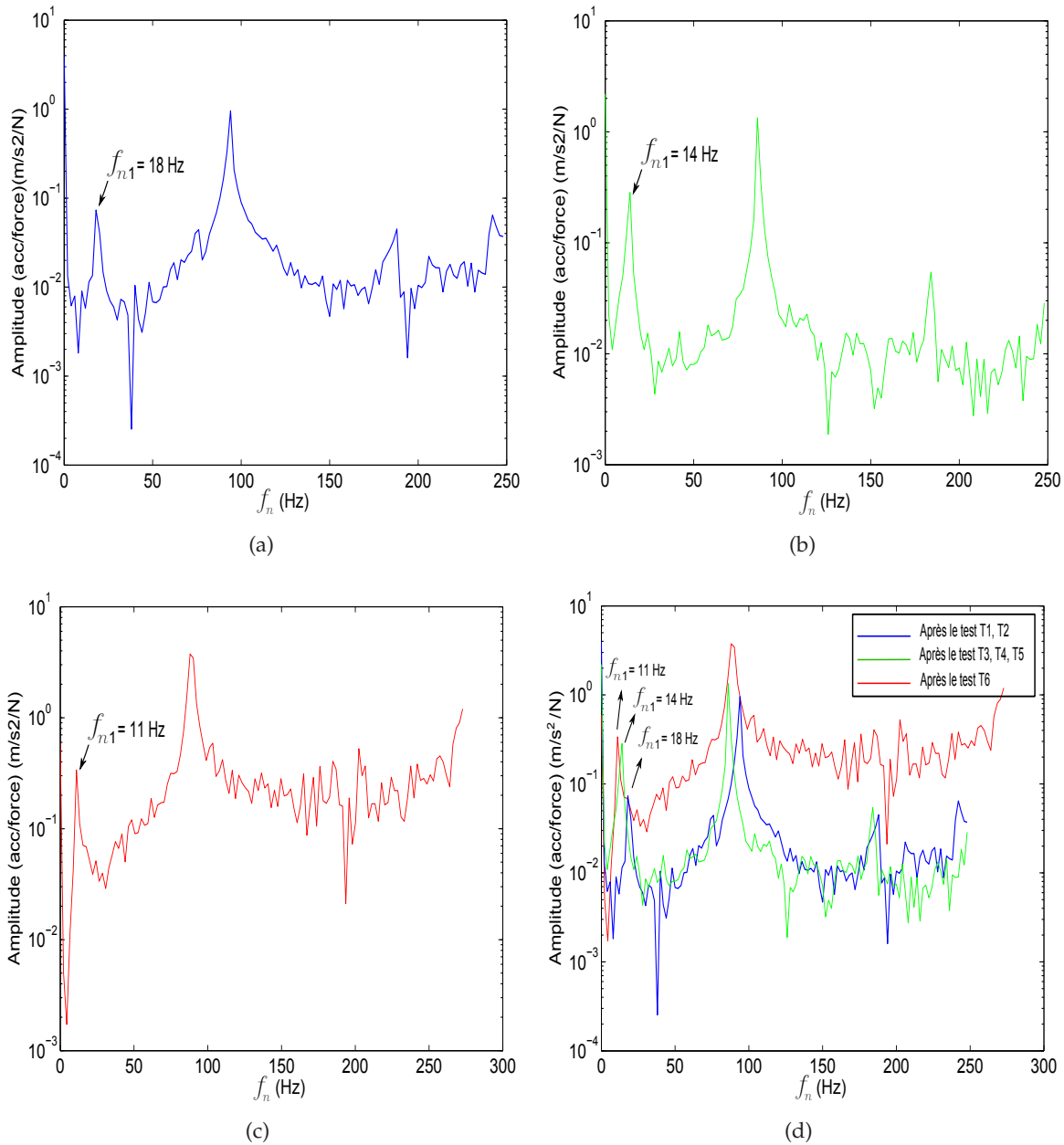


Figure 4.4.20 – Réponse fréquentielle du système : (a) Après les essais T1 et T2 (b) Après les essais T3, T4 et T5; (c) Après l'essai T6; (d) Comparaison expérimentale des réponses fréquentielles

4.5 | Analyse numérique des ossatures sous chargement sismique

4.5.1 | Algorithme développé pour l'analyse sismique des structures

L'analyse de dommage par fatigue en utilisant des indicateurs de dommage pour chaque assemblage boulonné dans un système complexe, comme la structure montrée dans la figure 4.5.21, est une opération délicate et difficile surtout lorsque le système est soumis à une excitation sismique aléatoire.

Dans le cas d'excitation sismique, nous rencontrons deux problèmes au niveau de la réponse de l'assemblage boulonné. Le premier est la présence de bruit dans la réponse rotation-temps. Ce bruit apparaît sous forme de petits cycles dans la courbe $M - \theta$ et ces cycles ne doivent pas être pris en compte dans l'analyse de dommage. Il faut les négliger car ils ne considèrent pas des cycles réels. Ce qui n'est pas le cas en utilisant une excitation dynamique en régime stationnaire. En plus, il y a des demi-cycles qui doivent absolument être considérés dans l'analyse et le comptage des cycles.

Le deuxième problème est le niveau de rotation correspondant des cycles considérés (comptés) et leurs localisations. Dans le cas d'équation dynamique sinusoïdale, il est plus facile de préciser le niveau de rotation correspondant des cycles comptés. Cependant, sous une excitation sismique aléatoire, la répartition des cycles de rotation et leurs niveaux d'amplitude en fonction de temps sont difficiles à obtenir.

Ces problèmes sont pertinents dans le cas d'excitation sismique aléatoire. Une procédure pour éliminer les cycles jugés parasites et connaître la localisation exacte des cycles de rotation dans le temps, doit être développée.

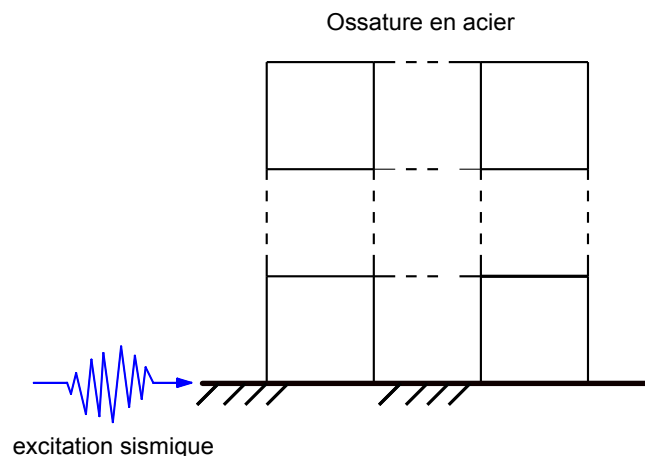


Figure 4.5.21 – Ossature en acier à plusieurs étages soumise à une excitation sismique

Par ailleurs, l'analyse de dommage nécessite d'avoir la réponse de l'assemblage en avance pour calculer les indicateurs de dommage en fonction de temps et estimer le dommage de chaque assemblage boulonné. Mais, nous ne connaissons pas encore les réponses des assemblages boulonnés ou les histogrammes rotation-temps des assemblages boulonnés sous l'effet de l'excitation sismique appliquée à la structure globale.

Dans cette section, un algorithme a été développé pour évaluer la performance sismique des ossatures en acier avec des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité (voir la figure 4.5.22). En utilisant cet algorithme, l'influence de la fatigue oligocyclique sur le comportement des assemblages boulonnés à plaques d'extrémité peut être étudiée. Pour évaluer l'accumulation du dommage par fatigue, deux phases d'analyse sont effectuées dans cet algorithme. Dans les deux phases, une analyse modale par éléments finis en utilisant le logiciel de calcul Structural Dynamics Toolbox (SDT) est réalisée pour trouver la réponse dynamique de l'ossature en acier soumise à une excitation sismique.

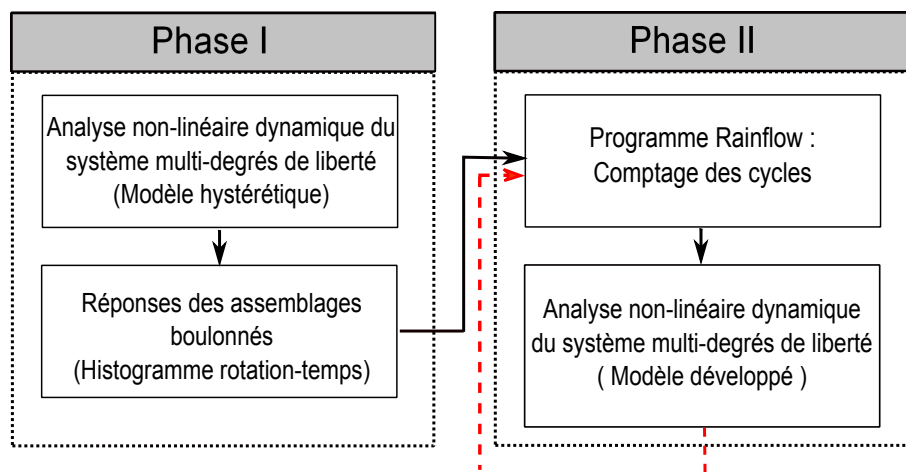


Figure 4.5.22 – Algorithme développé pour l'analyse sismique des structures en ossature

L'objectif de la première phase est de préparer une analyse non-linéaire modale de la structure en utilisant un modèle hystérétique. Cette phase est importante pour préparer les données nécessaires pour la deuxième phase. Dans cette phase, les histogrammes de rotation-temps seront obtenus. Ces histogrammes sont nécessaires pour préparer une analyse du dommage par fatigue. Une fois les histogrammes définis, il est possible de démarrer la deuxième phase d'analyse.

Dans la deuxième phase, un programme de comptage des cycles (programme *Rainflow*) sera utilisé à travers une toolbox de Matlab proposée par A. Nieslony [99]. Ce programme analyse les histogrammes pour trouver le nombre de cycles comptés, les niveaux de rotation correspondants et les temps correspondants. Le modèle développé de l'assemblage boulonné a été implémenté dans le code en éléments finis. Ce modèle sera utilisé, à la suite dans la deuxième étape de la phase II, pour préparer une analyse non-linéaire de la structure et pour combiner les dommages causés par le comportement élasto-plastique et le comportement en fatigue.

Il faut noter aussi qu'il y a une erreur dans l'utilisation des histogrammes calculés dans la première phase par un modèle hystérétique. L'erreur peut être minimisée en effectuant quelques itérations de l'analyse pour le système multi-degrés de liberté basée sur le modèle FDBH développé et en utilisant pour chaque fois les histogrammes rotation-temps venant de l'analyse précédente.

4.5.2 | Méthode de comptage des cycles *Rainflow*

Le comptage des cycles de rotation est une étape importante qui doit permettre de filtrer les informations essentielles pour l'étude du dommage par fatigue. Il est par exemple reconnu que seuls les maxima et les minima successifs des cycles de rotation subis par la structure, ont une influence significative sur sa durée de vie.

Il existe une multitude de méthodes pour effectuer ce comptage [100]. Pour toutes ces méthodes, il est nécessaire de savoir éliminer les petites variations (voir le cycle B-C dans la figure 4.5.23(a) et (b)). Cette correction, destinée à l'origine à supprimer le bruit, a pour objectif la transformation des signaux de longue durée en des signaux plus faciles à utiliser. Le choix d'une méthode dépend de la façon dont sont définis les cycles de rotation. Chaque méthode procède, à partir d'une définition de la notion de cycle qui lui est propre, à l'évaluation du nombre de cycles et de leur étendue (ou leur niveaux de rotation), pour une durée t de la trajectoire étudiée.

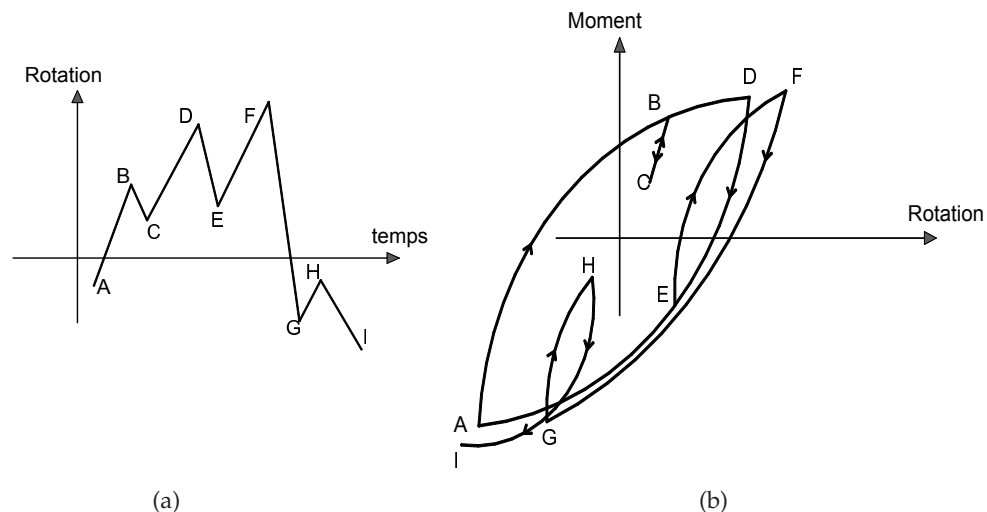
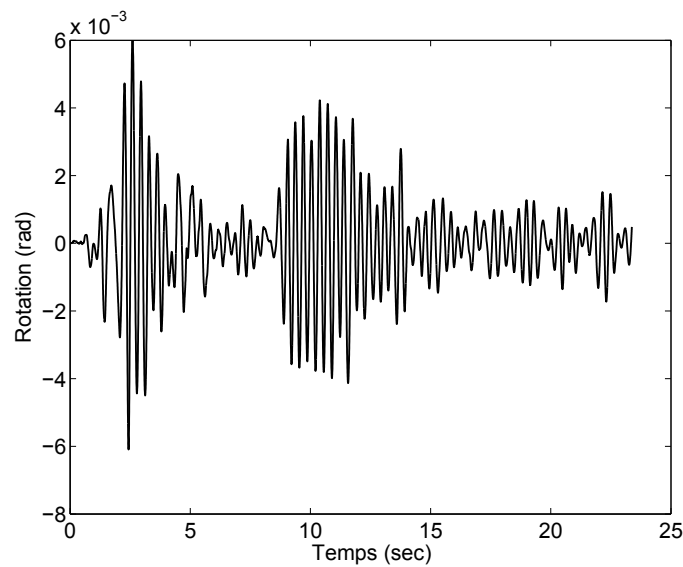


Figure 4.5.23 – (a) Histogramme rotation-temps ; (b) Définition d'un cycle par le programme *Rainflow*

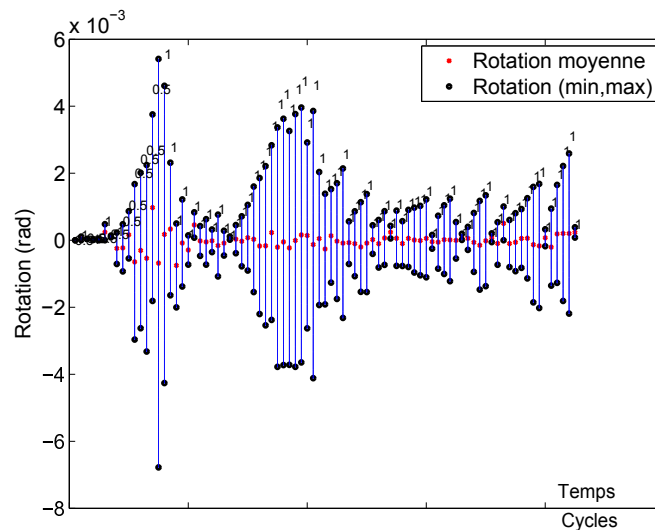
Parmi les méthodes les plus connues, nous pouvons citer la méthode de franchissement de seuils, la méthode du comptage des domaines par paire et la méthode de comptage des extrema entre deux passages par la valeur moyenne. Enfin la méthode *Rainflow* est de loin la plus utilisée dans le domaine de la fatigue [101]. Elle définit le cycle de rotation comme une boucle d'hystérésis fermée dans un diagramme contrainte-déformation.

La méthode *Rainflow* repose sur l'obtention de boucles d'hystérésis fermées dans le plan (contrainte, rotation) (voir la figure 4.5.23(b)). Cette procédure d'identification des cycles est indépendante du type de comportement de la structure. Le dommage par fatigue est relié aux amplitudes et aux valeurs moyennes des cycles de rotation. Pour une rotation aléatoire, la méthode de comptage extrait donc un ensemble de cycles, chacun défini par un pic et une vallée.

La méthode *Rainflow* conduit alors à la création d'un tableau à double entrée (classe de



(a)



(b)

Figure 4.5.24 – (a) Exemple d’histogramme de rotation analysé par la méthode *Rainflow* ; (b) Répartition des cycles en fonction de temps et les amplitudes de rotation associées

départ, classe d’arrivée). Chaque élément de ce tableau donne le nombre de cycles dont les valeurs minimales et maximales correspondent. Pendant tout le processus d’extraction des cycles (pics-vallées), il est possible de conserver les dates, ce qui nous permet d’avoir les instants de début et de fin des événements. Les figures 4.5.24(a) et (b) présentent un exemple d’histogramme de rotation qui a été analysé par la méthode de comptage des cycles *Rainflow*. Il est possible d’observer la répartition des cycles en fonction de temps et ainsi que les rotations minimales, moyennes et maximales pour chaque cycle compté. Le programme précise également si le cycle compté est un demi ou un cycle complet par les indications 0.5

et 1 (voir la figure 4.5.24(b)).

La méthode de comptage *Rainflow* utilisée conjointement avec la loi de cumul de Miner donne des prédictions de durée de vie raisonnables et elle est à l'heure actuelle la démarche la plus couramment utilisée en fatigue.

Il est important de souligner que la majorité des méthodes d'identification de cycles et de comptage sont basées sur des aspects purement mathématiques et sont indépendantes du comportement réel du matériau et de la structure. Elles semblent fournir des résultats satisfaisants dans beaucoup de problèmes industriels.

4.5.3 | Demande sismique d'une structure

L'estimation de la demande sismique dans les éléments structuraux due aux charges sismiques est l'une des étapes de l'évaluation de la capacité de résistance sismique des structures (*Performance-Based Evaluation*). L'évaluation de la demande nécessite le développement d'un modèle structural de complexité raisonnable. Une erreur dans l'estimation de la demande en raison d'insuffisance du modèle structural peut se propager et conduire à des conclusions trompeuses sur la performance de la structure. Les procédures utilisées pour l'estimation de la demande sismique d'une structure a un rôle aussi important. Les codes parasismiques ne cessent de développer ces procédures dans l'objectif de les améliorer pour qu'elles soient plus précises.

FEMA-273 [6], par exemple, prescrit quatre procédures analytiques différentes afin d'estimer la demande sismique d'un bâtiment. L'analyse dynamique non-linéaire avec intégration dans le domaine temps est la procédure la plus rigoureuse parmi les méthodes de calcul de la demande sismique. Le ratio du déplacement inter-étage (Δ) (*inter-story drift ratio*) est sélectionné comme le paramètre de performance sismique et il est évalué à travers la méthode d'analyse dynamique non-linéaire temporelle pour les trois niveaux de risque pour les trois niveaux des performances demandés [6, 7]. FEMA-273 et FEMA-356 précisent les trois niveaux de risque suivants :

- Niveau de risque I (*Service Level Earthquake*) correspond à un tremblement de terre relativement fréquent avec une probabilité de dépassement 50% en 50 ans et à une période de retour de 100 ans.
- Niveau de risque II (*Design Level Earthquake*) avec un tremblement de terre qui est normalement supposé avoir une probabilité de dépassement 10% en 50 ans avec une période de retour de 475 ans.
- Niveau de risque III (*Maximum Credible Level Earthquake*) avec lequel l'événement maximal crédible du site a une probabilité de dépassement 2% en 50 ans avec une période de retour de 2475 ans.

La figure 4.5.25 montre les trois niveaux du risque sismique pour la région Rhône-Alpes en France, qui sera utilisé dans cette étude [102], [103]. Les trois niveaux d'accélération sismique avec leurs probabilités de dépassement sont 1 m/sec^2 pour une probabilité de dépassement 50% en 50 ans, 2 m/sec^2 pour une probabilité de dépassement 10% en 50 ans et

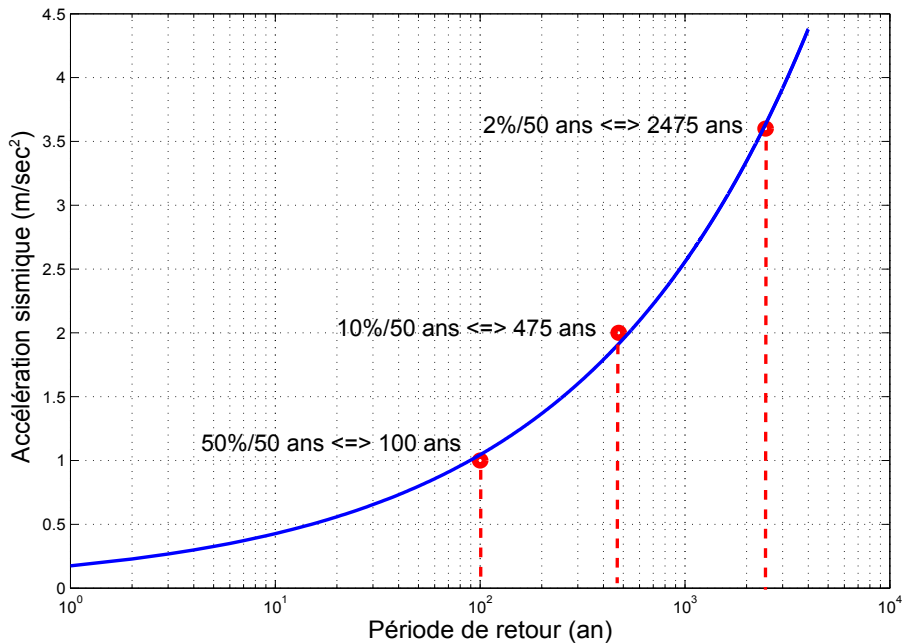


Figure 4.5.25 – Trois niveaux de risque sismique pour la région Rhône-Alpes en France

3.6 m/sec^2 pour une probabilité de dépassement 2% en 50 ans. Les codes parasismiques proposent d'analyser les structures sous l'effet de ces trois niveaux d'accélération et de trouver leurs réponses qui ne doivent pas dépasser les valeurs données par les codes.

4.5.4 | Exemple de calcul : cas d'une synthèse modale linéaire

L'exemple de calcul ci-dessous a été réalisé dans un objectif d'illustration du modèle développé, de la méthode et de l'algorithme. Les deux phases essentielles de l'analyse ont été menées dans cet algorithme pour évaluer l'accumulation de dommages par fatigue. Le cas d'une synthèse modale linéaire a été considérée pour analyser l'ossature dans le but de montrer seulement l'effet de la fatigue oligocyclique sur le comportement d'une structure métallique.

L'exemple est une ossature en acier montrée en figure 4.5.26(a). La structure se compose de deux étages d'une hauteur de 1.5 m chacun soutenus par deux poteaux. Les poutres des premier et second étages ont une section IPE120, les poteaux ont une section HEB100. L'assemblage entre les éléments poutre-poteau est un assemblage boulonné de type plaque à l'extrémité présenté en figure 4.5.26(b). Une présentation détaillée de l'ossature est donnée dans les figures 4.5.26(a) et (b).

Les sections sont sélectionnées à partir des sections de profilés européens. L'acier a un module d'élasticité $E = 210 \text{ GPa}$ et une limite d'élasticité $f_y = 280 \text{ MPa}$ (voir le tableau 4.5.5). La contrainte limite ultime de l'acier est $f_u = 480 \text{ MPa}$. La densité de matière est 7850 kg/m^3 . Les sections des poutres et des poteaux ont été choisies avec une résistance

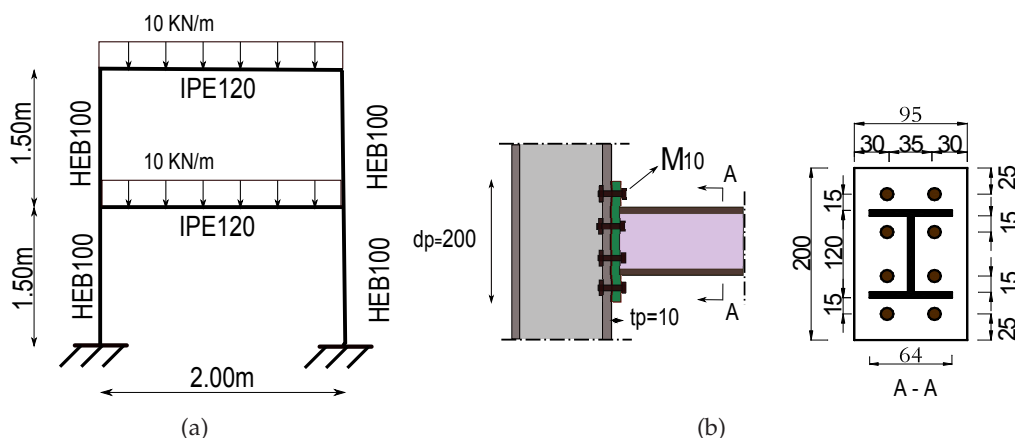


Figure 4.5.26 – (a) Ossature en acier de deux étages et une baie ; (b) Détails de l'assemblage boulonné

appropriée à la flexion pour supporter les charges appliquées.

Module d'élasticité E (GPa)	Contrainte limite d'élasticité f_y (MPa)	Contrainte limite ultime f_u (MPa)	Densité ρ (kg/m ³)
210	280	480	7850

Tableau 4.5.5 – Propriétés des matériaux en acier

Pour concevoir les assemblages à plaque d'extrémité pour cet exemple, trois paramètres de l'assemblage doivent être considérés : la hauteur de la plaque d'extrémité d_p , l'épaisseur de cette plaque t_p , les diamètres des boulons b . Les paramètres d'assemblage sont représentés dans la figure 4.5.26(b). La hauteur de la plaque d'extrémité dépend directement de la hauteur de la poutre h_p . Les diamètres des boulons et l'épaisseur de la plaque d'extrémité sont choisis pour atteindre une capacité au moment, plus grand que le moment appliqué par les charges. Les autres paramètres sont fixés par le code EC3 et il doit être respecté afin d'assurer un bon comportement ductile de l'assemblage.

La structure est soumise à une charge uniforme verticale de 10 (kN/m), montrée en figure 4.5.26(a), suivie par un séisme d'une accélération maximale du sol de $\ddot{q} = 2 \text{ m/sec}^2$. Un enregistrement du tremblement de terre (El Centro normalisé) est utilisé comme entrée de mouvement du sol (voir la figure 4.5.27). Un taux d'amortissement de $\xi = 0.05$ est retenu.

La résistance en flexion de l'assemblage dépend de la résistance des composants d'assemblage. Des recherches diverses ont montré que l'assemblage va commencer à perdre de sa capacité à maintenir de chargement supplémentaire quand un ou plusieurs des modes de défaillance suivants se produisent : rupture des boulons (en tension ou en cisaillement), une plastification de la plaque d'extrémité, un flambement des semelles de poutre ou de poteau. Les valeurs les plus basses du moment correspondant à ces modes de défaillance seront pré-

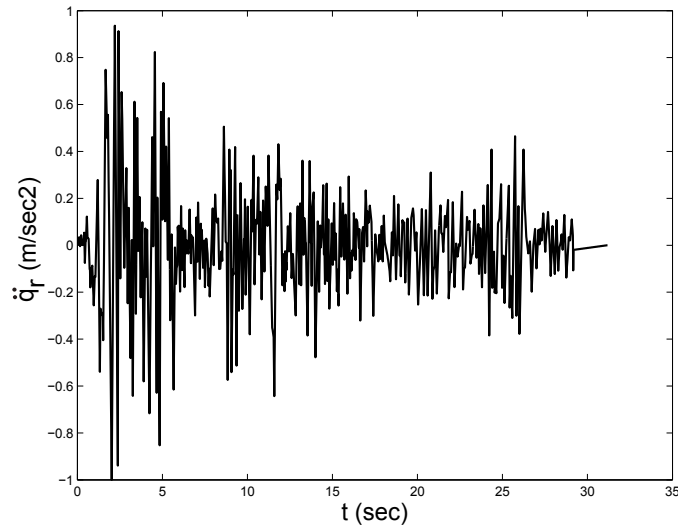


Figure 4.5.27 – Enregistrement de l'excitation sismique El Centro normalisée

sentées comme le moment ultime de l'assemblage M_u . Les équations utilisées pour évaluer M_u ont été adoptées par EC3 (voir l'équation 3.27). Le moment à l'état limite élastique de l'assemblage peut être évalué comme $M_y = 2/3M_u$.

Sur la base des paramètres de l'assemblage (voir la figure (b)) et de l'équation (3.24), la rigidité initiale R_0 et le moment ultime de flexion M_u peuvent être estimés (voir le tableau 4.5.6). La rigidité plastique R_p est considérée égale de 0.

Rigidité initiale R_0 (KN.m/rad)	Moment élastique M_y (MPa)	Moment ultime de flexion M_u (MPa)
1.528×10^4	15.91	23.86

Tableau 4.5.6 – Propriétés mécaniques de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité

Deux types de critères de rupture sont utilisés. Le premier est la rotation de l'assemblage qui ne doit pas dépasser la valeur maximale. La rotation maximale de l'assemblage considérée dans cette étude est de $\theta_{max} = 0.0607 - 0.0013h_b = 0.055$ rad. Le second est l'indicateur D_n et il ne doit pas dépasser ($D_n < 1$). Si les deux critères ne sont pas remplis, l'assemblage sera considéré comme un assemblage articulé. L'indicateur D_p peut prendre la valeur (1) mais ne doit pas la dépasser ($D_p \leq 1$).

Les paramètres du modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné, évalués expérimentalement dans le chapitre précédent, sont utilisés dans l'analyse : $c = 22.10^{-5}$ et $m = 3$. Nous avons supposé que l'assemblage boulonné montré en figure 4.5.26(b) a les mêmes paramètres de fatigue.

Après l'application de l'algorithme et le modèle proposés, le déplacement horizontal et la

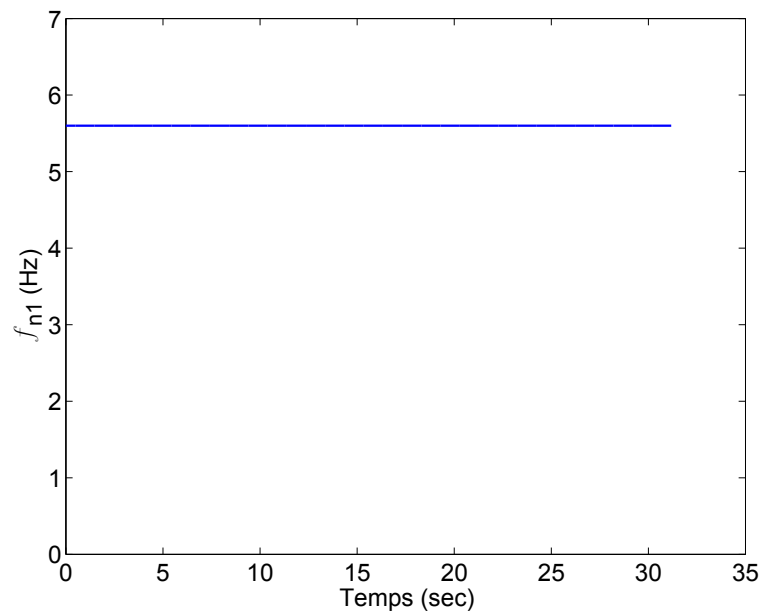


Figure 4.5.28 – Fréquence propre de l'ossature en cas d'analyse par synthèse modale linéaire

réponse moment-rotation $M-\theta$ des assemblages (1) et (2) peuvent être tracés dans les figures 4.5.29(a), (b), (c) et (d), respectivement.

Pour montrer l'influence de l'endommagement par fatigue, la réponse moment-rotation $M-\theta$ de l'assemblage (1) de la structure est tracée en effectuant deux analyses avec le modèle hystérétique et le modèle développé FBDH (figure 4.5.30(d)). Il est possible d'observer que, dans les premiers cycles, l'endommagement par fatigue a un effet limité sur le comportement de l'assemblage, comme il est marqué par point (a) dans la figure 4.5.30(d). Mais après quelques cycles de la réponse, la différence entre les deux courbes devient plus importante à cause de dommage par fatigue comme le montre le point (b) dans la figure 4.5.30(d). Cela signifie que l'indicateur de dommage par fatigue cumulé D_n a une valeur importante et l'effet de la fatigue sur la réponse de l'assemblage est bien visible.

En outre, il peut être vu en figures 4.5.30(a) et (b) que les dommages cumulés provoquent plus de déplacement au système qui n'ont pas été pris en compte auparavant avec l'ancien modèle. Ce résultat prouve l'importance de prendre en compte la fatigue oligocyclique dans l'analyse numérique d'un système. Il est possible de remarquer aussi que la valeur de l'indicateur D_n au niveau d'assemblage (1) atteint 12% à la fin du temps d'excitation (voir la figure 4.5.30(c)).

D'après les résultats de cet exemple, nous pouvons conclure que les deux indicateurs de dommage D_n et D_p se combinent pour produire la réponse de chaque assemblage boulonné dans la structure. L'effet de la fatigue sur la réponse globale de la structure dépend des niveaux de rotation des assemblages et des valeurs de leurs indicateurs de dommage.

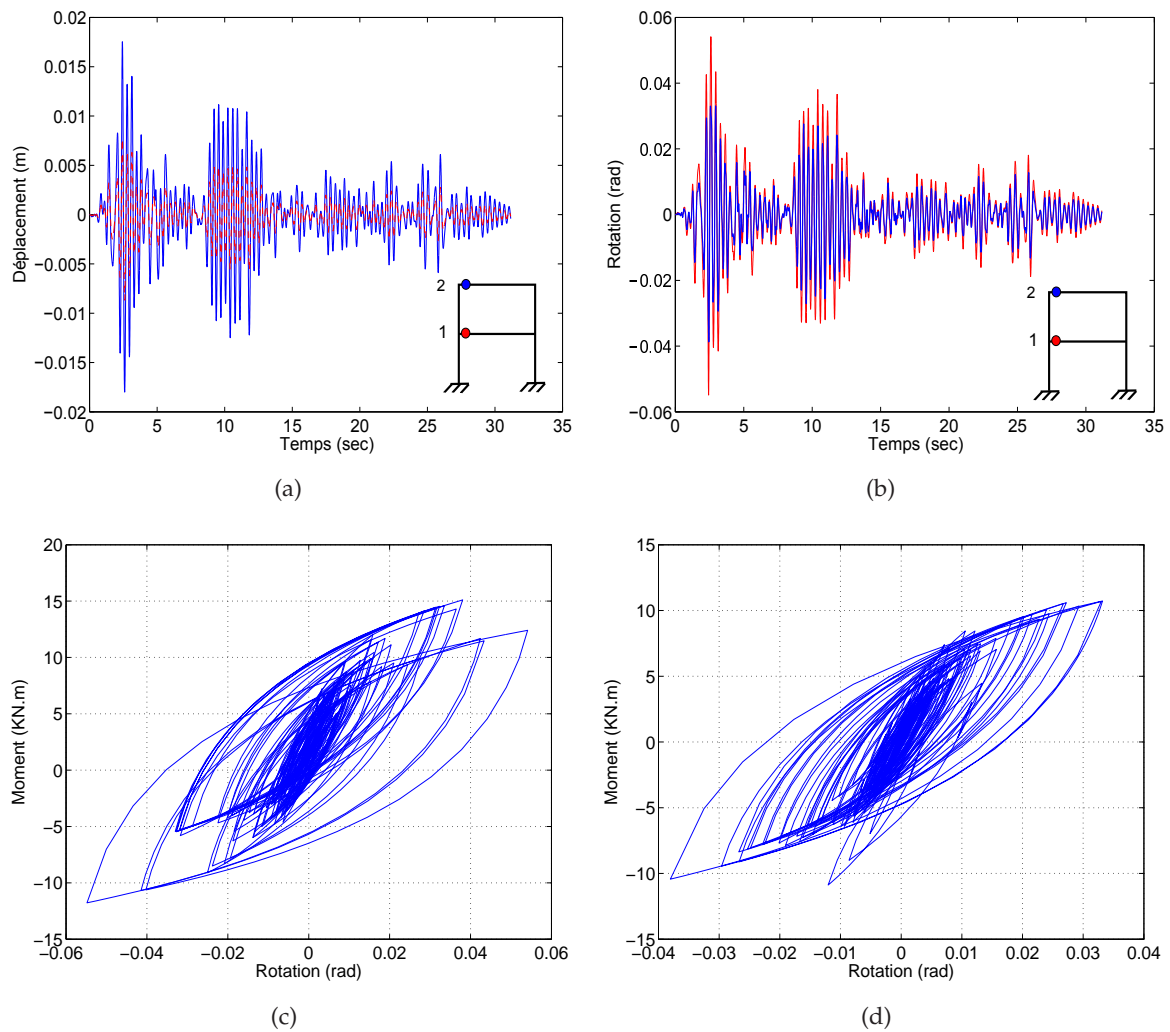


Figure 4.5.29 – (a) Réponses en déplacement des assemblages (1) et (2); (b) Réponses en rotation des assemblages (1) et (2); (c) Courbe M- θ de l'assemblage (1); (d) Courbe M- θ de l'assemblage (2)

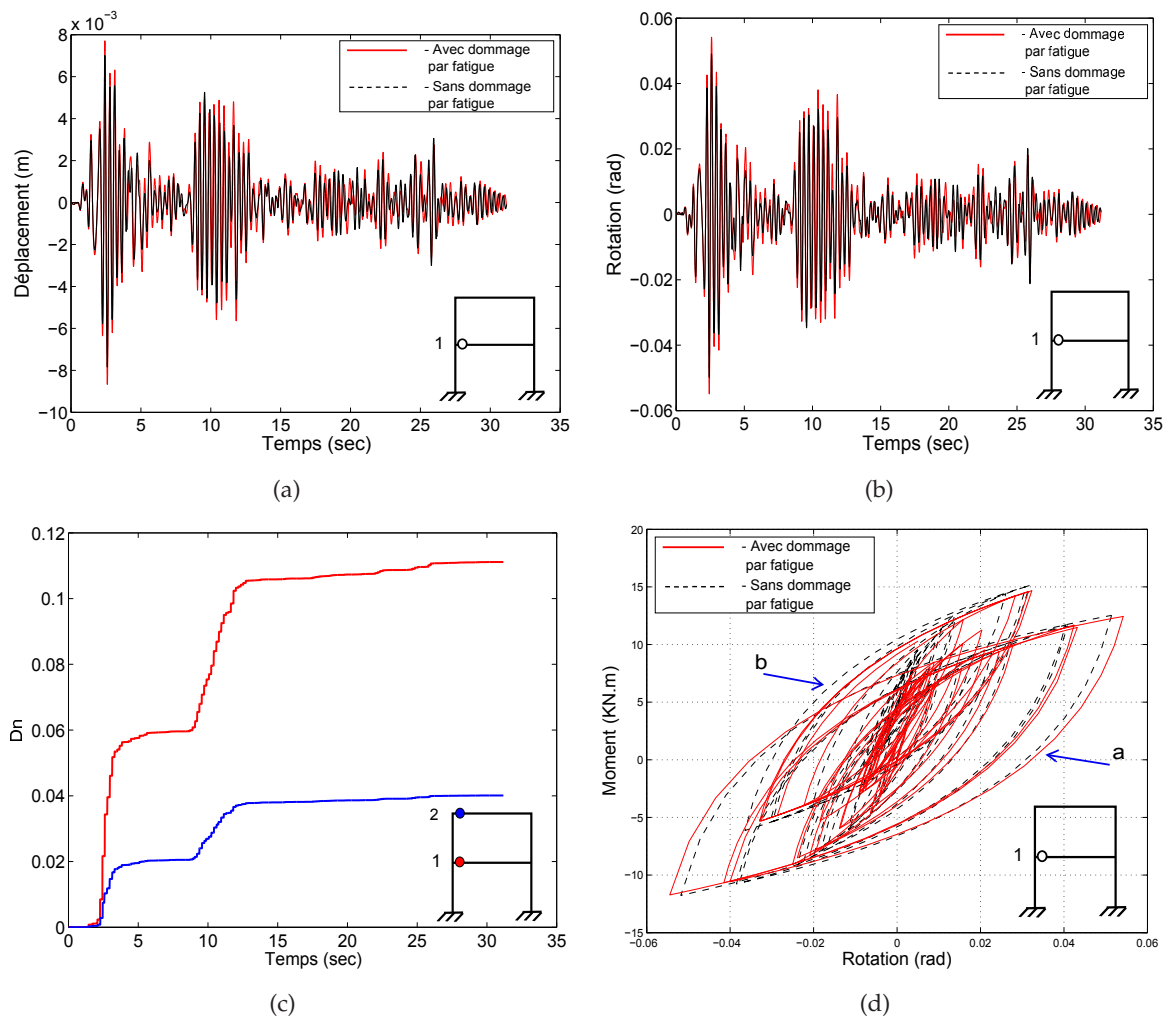


Figure 4.5.30 – (a) Comparaison de la réponse en déplacement de l'assemblage (1); (b) Comparaison de la réponse en rotation de l'assemblage (1); (c) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (2); (d) Comparaison de courbes M- θ de l'assemblage (1)

4.5.5 | Exemples de calcul : cas d'une synthèse modale non-linéaire

4.5.5.1 | Ossature métallique de deux étages et une baie

Une analyse dynamique non-linéaire temporelle de l'ossature présentée en figure 4.5.26 a été effectuée et la réponse dynamique de la structure a été réalisée par une synthèse modale non-linéaire en utilisant l'algorithme développé. Le but de cette analyse est de montrer la capacité du modèle et de l'algorithme développé à évaluer les changements des caractéristiques mécaniques des assemblages boulonnés (à l'échelle locale) et à estimer les degrés des dommages que l'ossature va subir en cas d'excitation sismique (à l'échelle globale).

Trois niveaux d'accélération sismique, qui correspondent aux trois niveaux du risque sismique pour la région Rhône-Alpes, ont été utilisés pour analyser l'ossature. Les résultats obtenus pour le cas $g = 1 \text{ m/sec}^2$, sont présentés dans les figures 4.5.31 et 4.5.32.

La fréquence propre f_{n1} de l'ossature a été estimée par la méthode des éléments finis proposés à 5.6 Hz (voir la figure 4.5.31). Les fréquences propres de l'ossature restent constantes pendant la durée de l'excitation sismique car le niveau de dommage dans ce cas est très faible et le système préserve ses propriétés et caractéristiques mécaniques.

Les indicateurs de dommage par fatigue D_n des assemblages (1) et (2) atteignent des valeurs de 1.5 et 0.5 % à la fin de la durée d'excitation (voir la figure 4.5.32(a)). Les indicateurs de dommage par plasticité D_p dans ce cas faible d'excitation sismique ont les mêmes valeurs que D_n (voir la figure 4.5.32(b)).

Les déplacements horizontaux des assemblages (1) et (2) ont des valeurs maximales 4.2 et 9.3 mm (voir la figure 4.5.32(c)). D'ailleurs, les rotations des assemblages ont des valeurs maximales de 0.0092 et 0.0065 rad (voir la figure 4.5.32(d)). Nous pouvons voir que les rotations des assemblages sont inférieures de la rotation maximale ($\theta_{\max} = 0.055 \text{ rad}$).

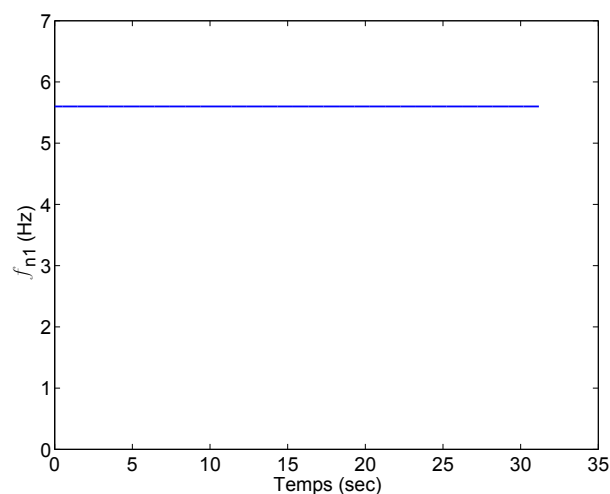


Figure 4.5.31 – Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature de deux étages et une baie avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

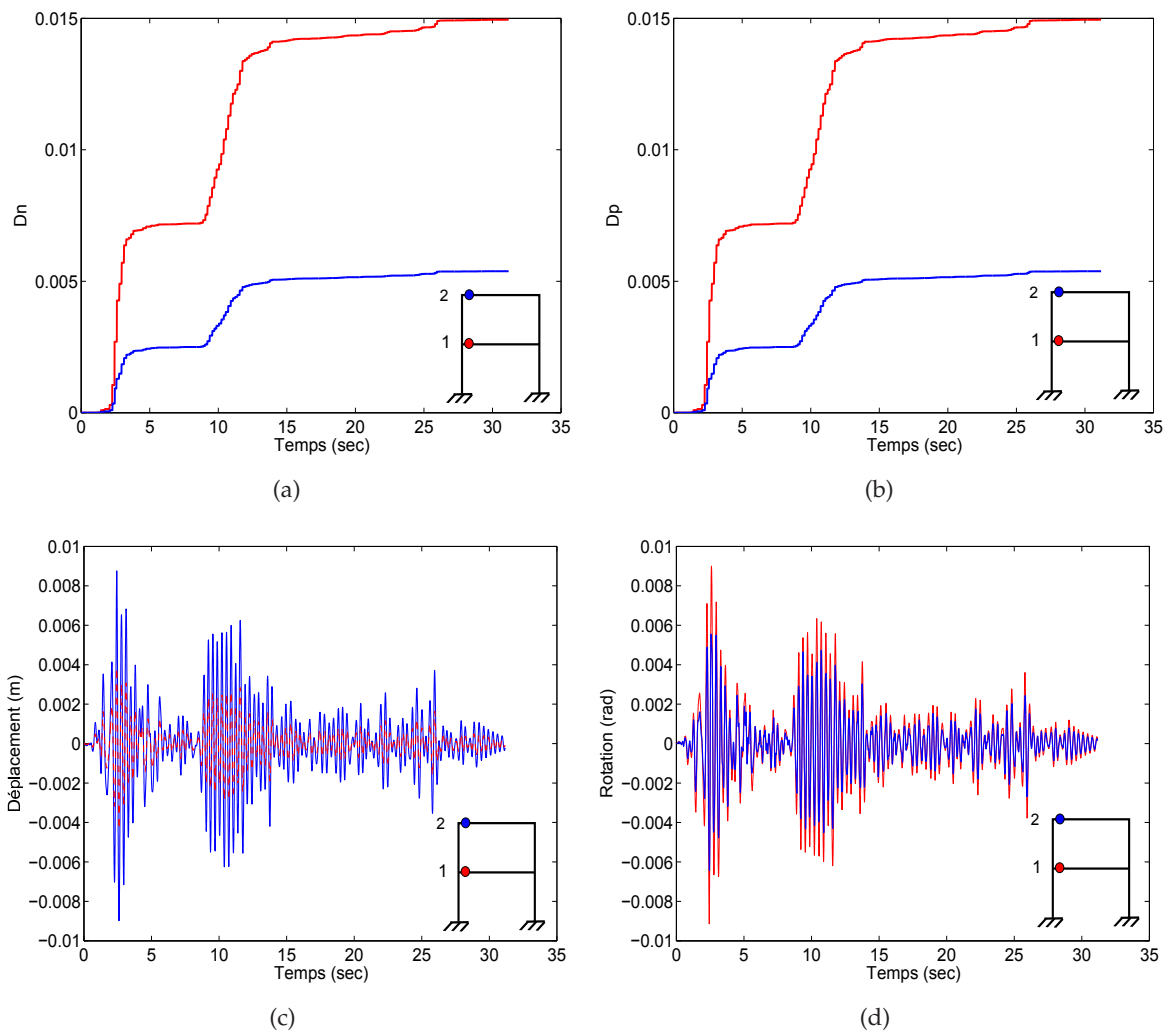


Figure 4.5.32 – Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (2); (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (2); (c) Réponses en déplacement des 2 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1) et (2)

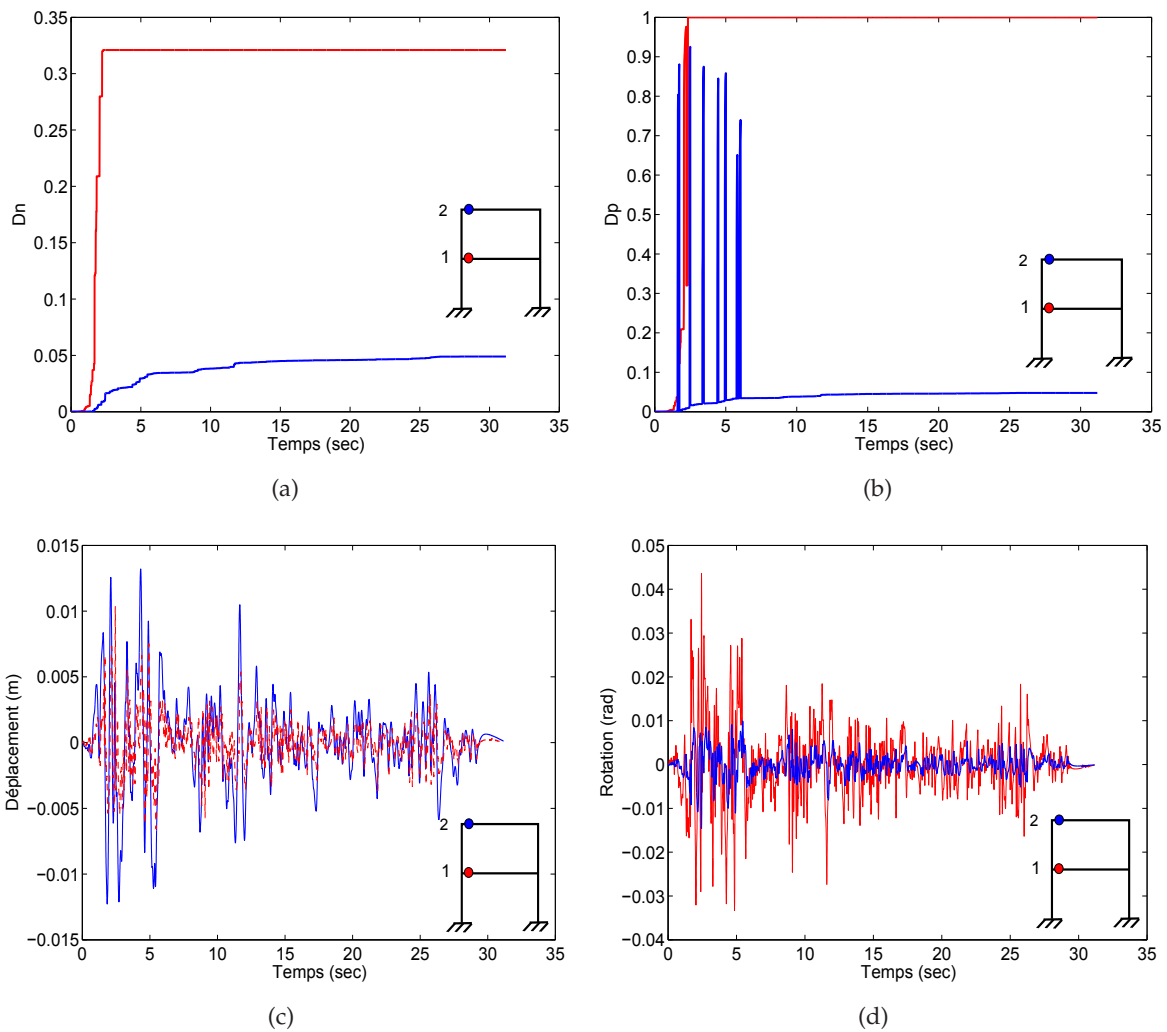


Figure 4.5.33 – Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (2); (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (2); (c) Réponses en déplacement des 2 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1) et (2)

Dans le cas d'excitation sismique avec $g = 2 \text{ m/sec}^2$ et d'après les résultats numériques présentés en figures 4.5.33 et 4.5.34, nous observons que l'ossature a subi d'importants dommages aux niveaux des assemblages boulonnés. Les indicateurs de dommage par fatigue D_n des assemblages (1) et (2) atteignent des valeurs de 32 et 5 % à la fin de la durée d'excitation. Les indicateurs de dommage par plasticité D_p dans ce cas d'excitation sismique ont effectué plusieurs cycles avant d'atteindre une valeur égale à 100 % dans le cas de l'assemblage (1). Cependant l'indicateur de dommage par plasticité de l'assemblage (2) a atteint une valeur de 93 %.

Nous remarquons également que les indicateurs de dommage par fatigue D_n ont fait des dommages permanents dans les assemblages et les indicateurs de dommage par plasticité D_p commencent toujours par les valeurs de D_n après chaque cycle de comportement effectué.

Sur la figure 4.5.34 qui présente l'évolution de la fréquence propre de l'ossature pendant l'excitation sismique, nous observons que la fréquence diminue d'une valeur initiale 5.6 Hz à une valeur de 3.9 Hz. Ce résultat peut être attribué à l'accroissement progressif des indicateurs de dommage par fatigue et la plastification des assemblages boulonnés dans l'ossature.

D'ailleurs, il est possible d'observer que deux types de dommage existent dans cette courbe $f_{n1}(t)$. Le premier est lié au phénomène de dommage par plasticité marqué par le point (1) sur la figure 4.5.34. La cause de ce dommage est le changement des rigidités d'assemblages boulonnés entre la valeur R_0 et la valeur de rigidité plastique R_p . Ce dommage a une nature cyclique qui dépend des indicateurs de dommage D_p . Pour cette raison la valeur f_n fait plusieurs cycles avant de se stabiliser à une valeur finale qui correspond à l'état de dommage final de l'ossature. Le deuxième type de dommage observé est une dégradation par fatigue montré par le point (2) sur la courbe $f_n(t)$ (figure 4.5.34). Le dommage par fatigue fait un dommage permanent de l'ossature qui peut rester comme empreinte sur la réponse fréquentielle de l'ossature. Ainsi que la transformation de l'assemblage boulonné dans l'analyse numérique d'un assemblage semi-rigide en un assemblage articulé peut provoquer une chute de la fréquence propre de l'ossature (voir point 3 sur la figure 4.5.34).

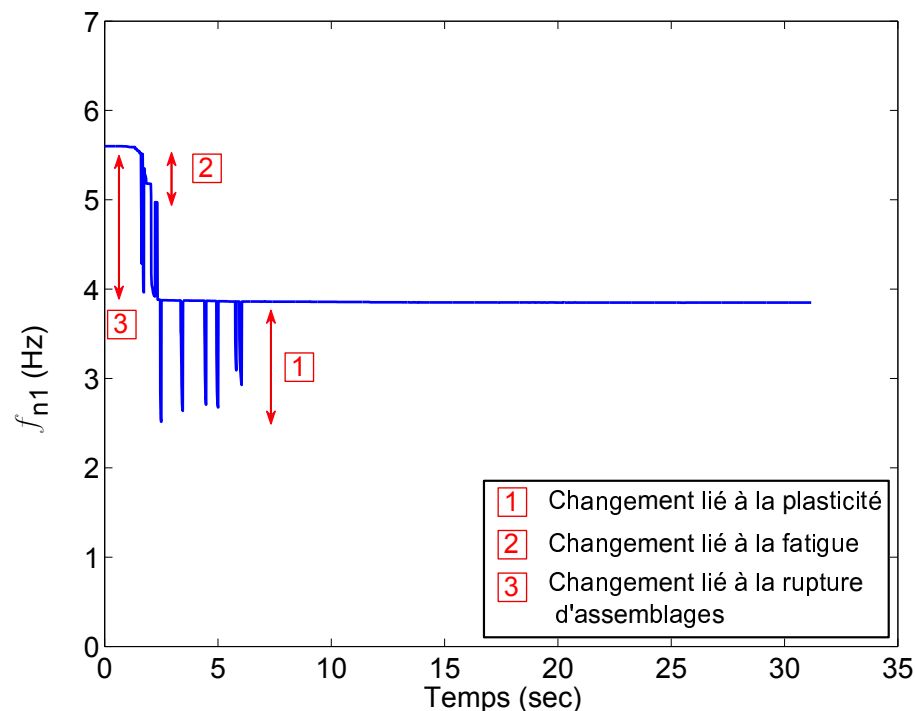


Figure 4.5.34 – Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

La même tendance a été observée dans les analyses faites sous une excitation sismique avec $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$. Les assemblages boulonnés s'endommagent complètement et ils deviennent des assemblages articulés après quelques secondes (voir les indicateurs D_n et D_p en figures 4.5.35(a) et (b)). Ces dommages diminuent la capacité de système à dissiper l'éner-

gie sismique appliquée et les déplacements de l'ossature augmentent de manière considérable tout en suivant l'excitation appliquée (voir les figures 4.5.35(c), (d)).

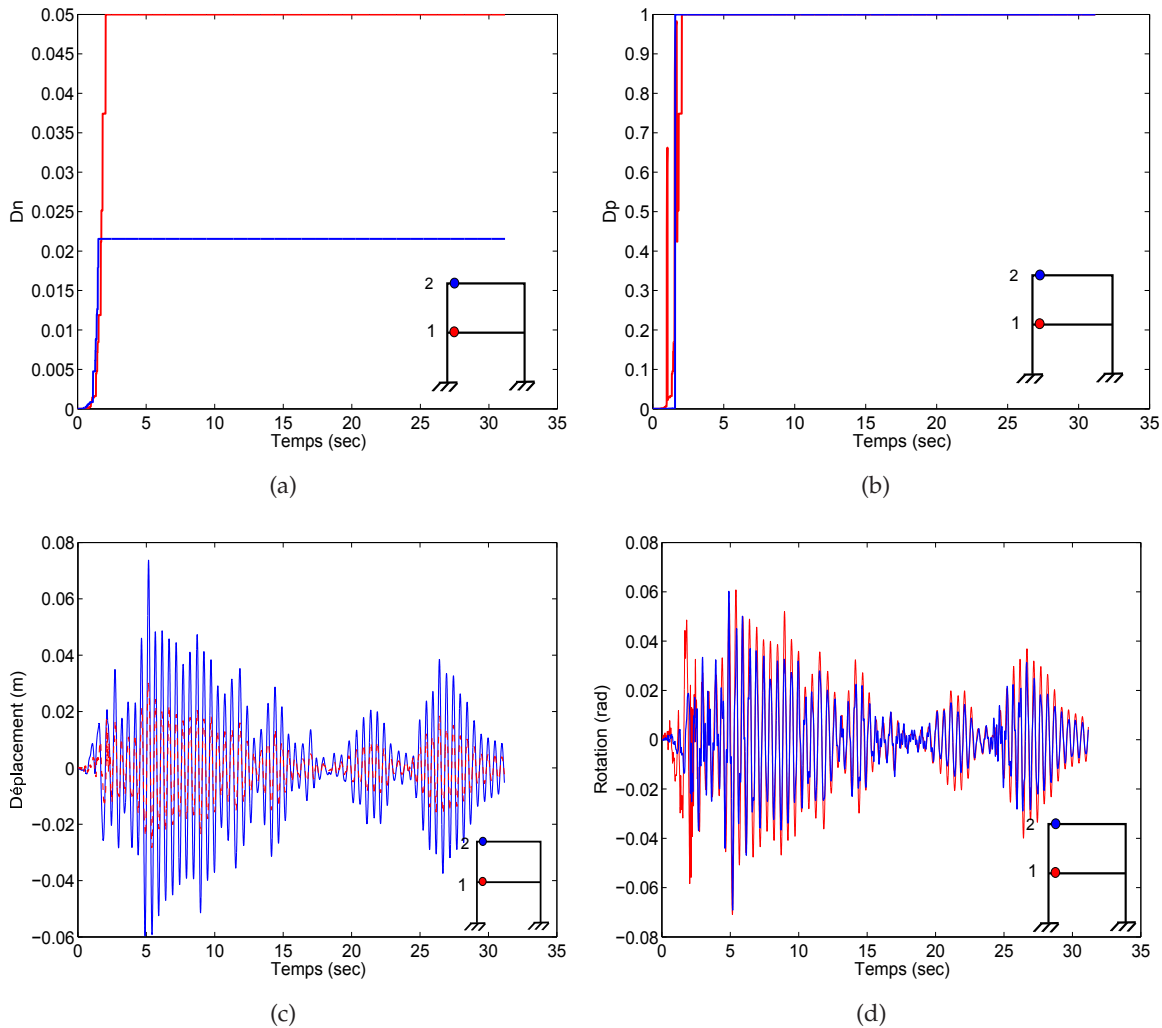


Figure 4.5.35 – Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (2); (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (2); (c) Réponses en déplacement des 2 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1) et (2)

En ce qui concerne la fréquence propre de l'ossature f_{n1} , la figure 4.5.36 montre que la fréquence diminue d'une valeur initiale 5.6 Hz à une valeur de 2.3 Hz. L'endommagement total des assemblage boulonnés et la transformation des assemblage boulonnés d'un assemblage semi-rigide en un assemblage articulé ont provoqué une chute de la fréquence propre de l'ossature (voir point 3 sur la figure 4.5.36).

Enfin, d'après les résultats de cet exemple, nous pouvons constater que l'algorithme développé montre une capacité à réaliser une analyse non-linéaire des structures en ossature toute en prenant en compte les changements des caractéristiques dynamiques prévenants de dommages sismiques. Les résultats affirment aussi l'intérêt de chaque indicateur de dommage dans la dégradation de réponse fréquentielle d'une structure.

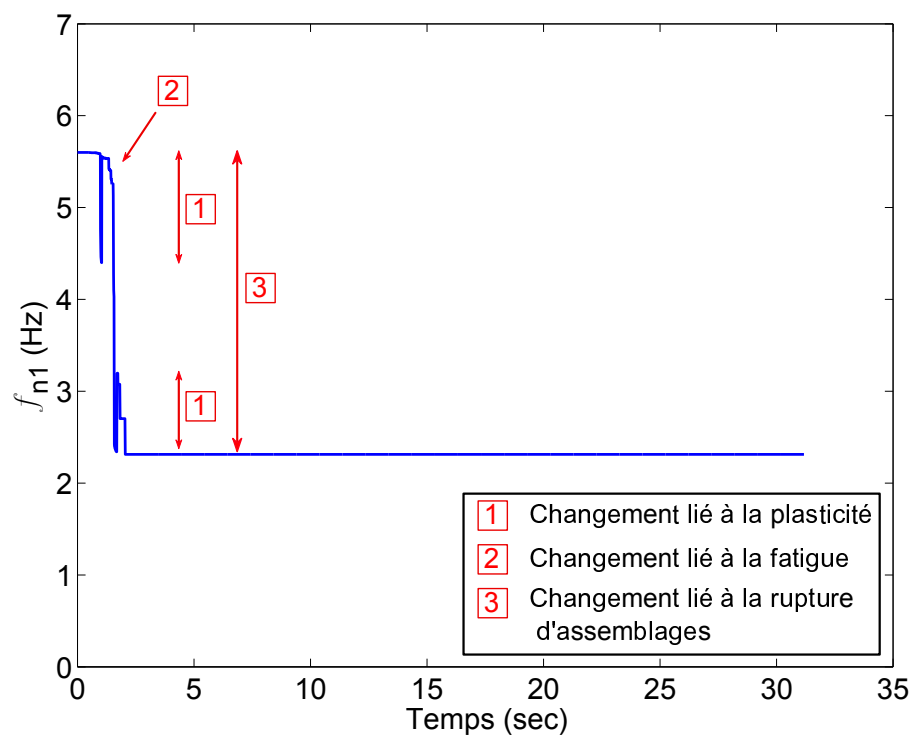


Figure 4.5.36 – Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

4.5.5.2 | Ossature métallique de trois étages et deux baies

Une structure en ossature de trois étages et deux baies est présentée dans cette section pour illustrer la méthode développée (voir la figure 4.5.37). L'exemple de l'ossature présentée a été analysé en utilisant le modèle FDBH développé. Le paramètre de performance sismique (Δ % *inter-story drift ratio*) a été évalué grâce à une analyse dynamique non-linéaire temporelle et la réponse dynamique de la structure a été étudiée par une synthèse modale non-linéaire.

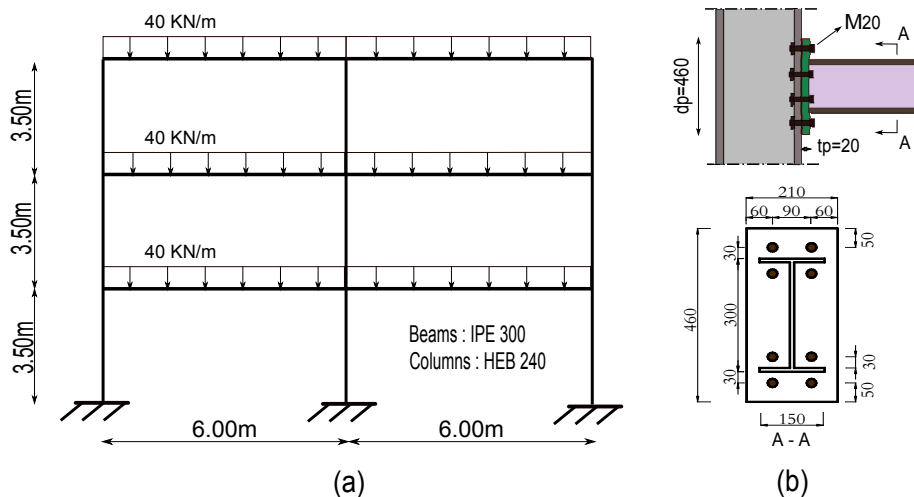


Figure 4.5.37 – (a) Ossature de trois étages et deux baies ; (b) Paramètres d'assemblage boulonné (en mm)

Par ailleurs, l'algorithme développé a été utilisé pour évaluer l'accumulation de dommages par fatigue oligocyclique et évaluer les performances de l'ossature. Trois niveaux d'intensité, qui correspondent à des probabilités de 50, 10 et 2% de dépassement en 50 ans, sont considérés. Ces niveaux croissants d'excitation sismique sont les trois niveaux du risque sismique pour la région Rhône-Alpes.

La structure se compose de poteaux de sections (HEB240) et de poutres de sections (IPE300) (voir la figure 4.5.37). Elle a aussi des assemblages boulonnés à plaque d'extrémité pour relier les éléments poutre-poteau. Les propriétés géométriques et d'autres informations pertinentes sur l'ossature sont données dans la figure 4.5.37.

Les sections sont sélectionnées à partir des sections de profilés européens. Les propriétés et les caractéristiques mécaniques de l'acier sont présentées au tableau 4.5.7. Une section de la poutre a été choisie avec un moment de flexion approprié pour supporter les charges appliquées. L'assemblage à plaque d'extrémité a été aussi conçu pour fournir la capacité nécessaire de supporter les charges. Les paramètres d'assemblage sont représentés dans la figure 4.5.37(b). Les diamètres des boulons et l'épaisseur de la plaque d'extrémité sont choisis pour atteindre une capacité au moment, plus grand que le moment appliqué par la charge. Les autres paramètres sont fixés par le code EC3 et il doit être respecté afin d'assurer un bon comportement ductile de l'assemblage.

Module d'élasticité	Contrainte limite d'élasticité	Contrainte limite ultime	Densité
E (GPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ρ (kg/m ³)
210	280	480	7850

Tableau 4.5.7 – Propriétés des matériaux en acier

Rigidité initiale R_0 (KN.m/rad)	Moment élastique M_y (MPa)	Moment ultime de flexion M_u (MPa)
3.475×10^5	89.6	134.4

Tableau 4.5.8 – Propriétés mécaniques de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité

La structure est soumise à une charge uniforme verticale de 40 (KN/m), montrée en figure 4.5.37. Elle est soumise aussi à des séismes d'une accélération maximale du sol de $\ddot{q} = 1, 2$ et 3.6 m/sec^2 (voir la figure 4.5.25). Un enregistrement du tremblement de terre (El Centro normalisée) est utilisé comme entrée de mouvement du sol. Ainsi, un taux d'amortissement de $\xi = 0.05$ est retenu.

Sur la base des paramètres de l'assemblage (voir la figure 4.5.37(b)), les propriétés mécaniques M_u , M_y et R_0 de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité peuvent être évaluées (voir le tableau 4.5.8). La rigidité plastique R_p est considéré égale à 0. La rotation maximale de l'assemblage considérée dans cette étude est de $\theta_{max} = 0.045$.

Les figures 4.5.38(a), (b), (c) et (d) présente les résultats d'analyse numérique de l'ossature sous chargement sismique avec un pic d'accélération du signal sismique $g = 1 \text{ m/sec}^2$. Les indicateurs de dommage par fatigue D_n des assemblages (1) et (3) atteignent des valeurs de 2.9 et 1.3 % à la fin de la durée d'excitation. Les indicateurs de dommage par plasticité D_p dans ce cas de faible d'excitation sismique ont les mêmes valeurs que D_n . Nous avons supposé que l'assemblage boulonné montré en figure 4.5.37(b) a les mêmes paramètres de fatigue de l'assemblage testé sur le pot vibrant.

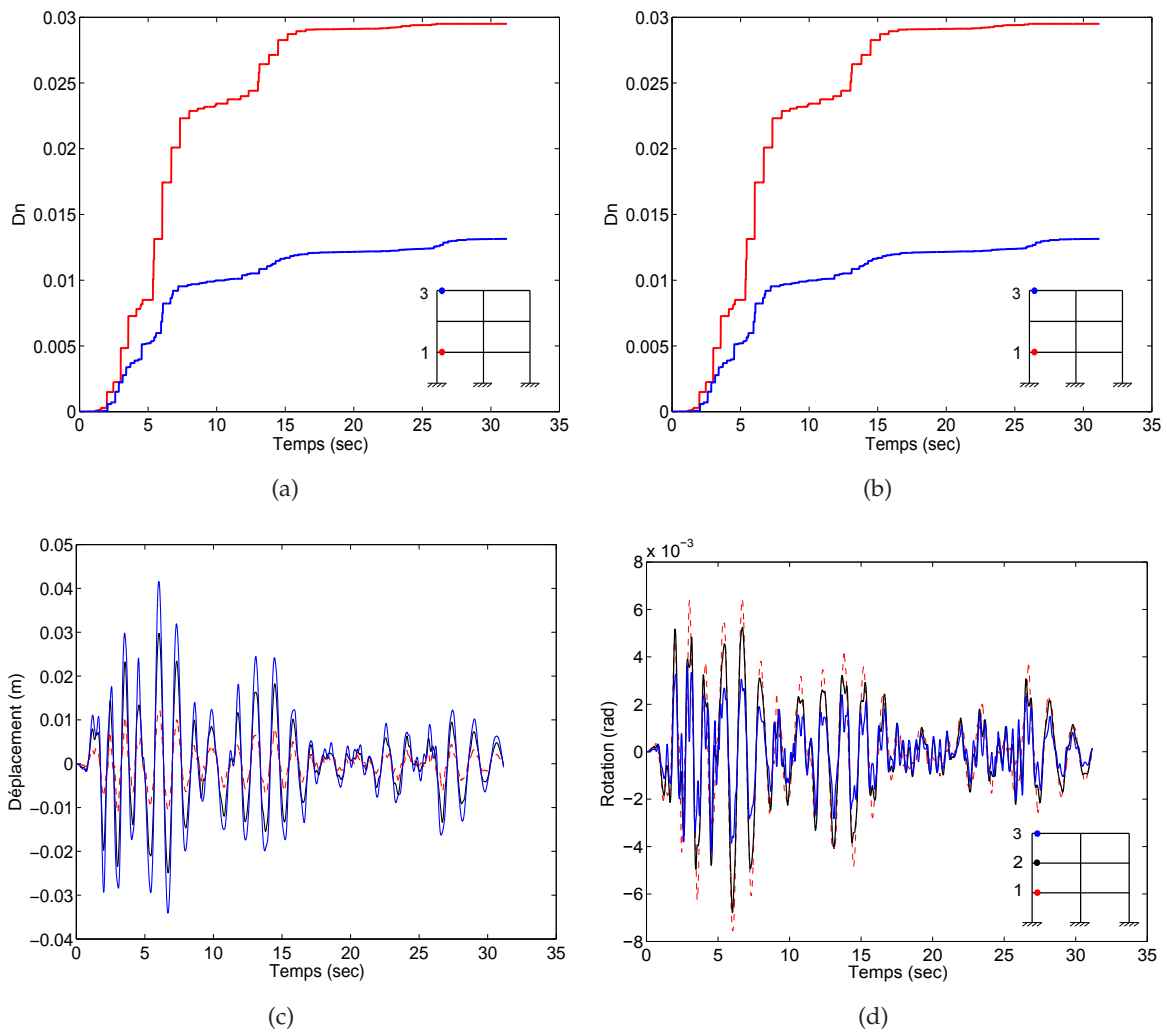


Figure 4.5.38 – Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (3) (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (3); (c) Réponses en déplacement des 3 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1), (2) et (3)

Les déplacements horizontaux des étages ont des valeurs maximales 0.012, 0.029 et 0.042 m. Les rotations des assemblages ont des valeurs maximales de 7.8×10^{-3} , 6.8×10^{-3} rad et 4.4×10^{-3} . Nous pouvons voir que les rotation des assemblages sont inférieures de la rotation maximale.

La fréquence propre f_{n1} de l'ossature a été estimée par la méthode des éléments finis proposés à 1.58 Hz (voir la figure 4.5.39). Les fréquences propres de l'ossature restent constantes pendant la durée de l'excitation sismique car le niveau de dommage dans ce cas est très faible et le système préserve ses propriétés et ses caractéristiques mécaniques.

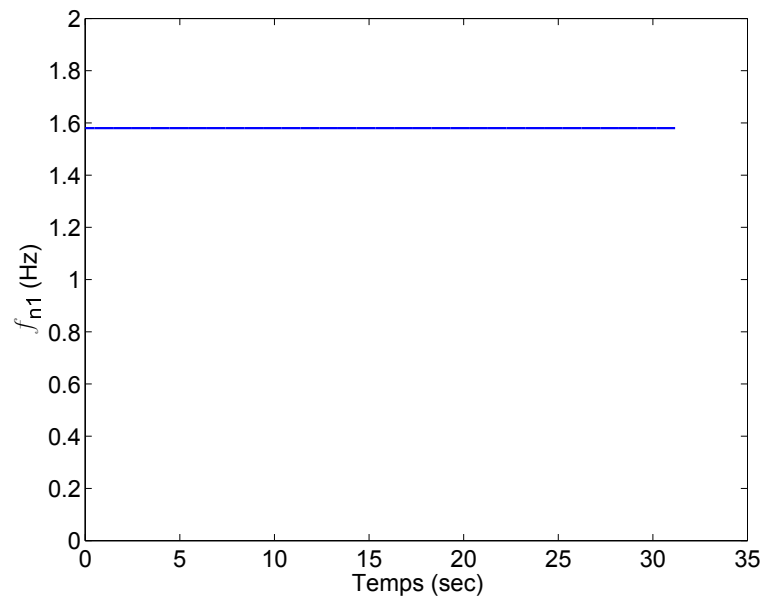


Figure 4.5.39 – Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

En augmentant l'amplitude de l'excitation sismique à 2 m/sec^2 , l'ossature a été soumise à un dommage plus important. Les résultats numériques, présentés dans les figures 4.5.40(a), (b), montrent les évolutions des indicateurs de dommage par fatigue et les indicateurs de dommage par plasticité. D'ailleurs, les réponses de la structure en déplacement et en rotation sont illustrés sur les figures 4.5.40(c), (d).

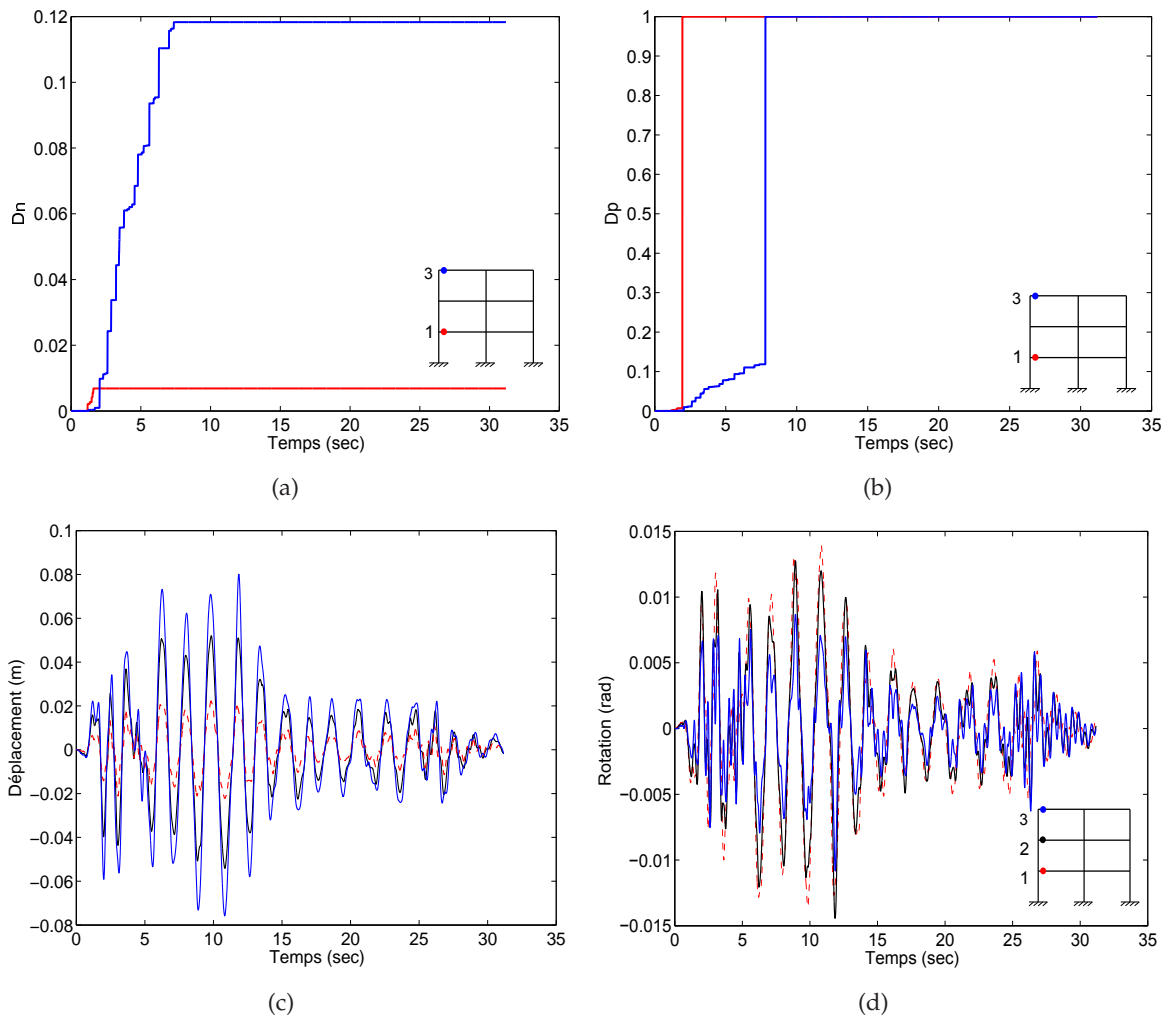


Figure 4.5.40 – Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (3); (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (3); (c) Réponses en déplacement des 3 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1), (2) et (3)

Les valeurs maximales des indicateurs de dommages par fatigue sont de 11.9 et 0.7 % pour les assemblages (1) et (3). En ce qui concerne l'assemblage (1), l'indicateur de dommage par fatigue a une faible valeur car l'assemblage a été plastifié et l'indicateur a eu une valeur égale à (1).

Les valeurs maximales des déplacements horizontaux des étages (voir la figure 4.5.40(c)) sont égales à 0.022, 0.057 et 0.08 m et ces sont des valeurs très importantes et ils peuvent

causer de dommages sérieux dans la structure. La figure 4.5.40(d) présente les rotations obtenues des assemblages (1), (2) et (3). Les rotations atteignent les valeurs de 0.0135, 0.0147 et 0.011 rad.

D'après la figure 4.5.41 qui présente l'évolution de la fréquence propre de l'ossature pendant l'excitation sismique, nous observons que la fréquence diminue d'une valeur initiale 1.58 Hz à une valeur de 1.15 Hz. Ce résultat peut être attribué à l'accroissement progressif des indicateurs de dommage par fatigue et la plastification des assemblages boulonnés dans l'ossature.

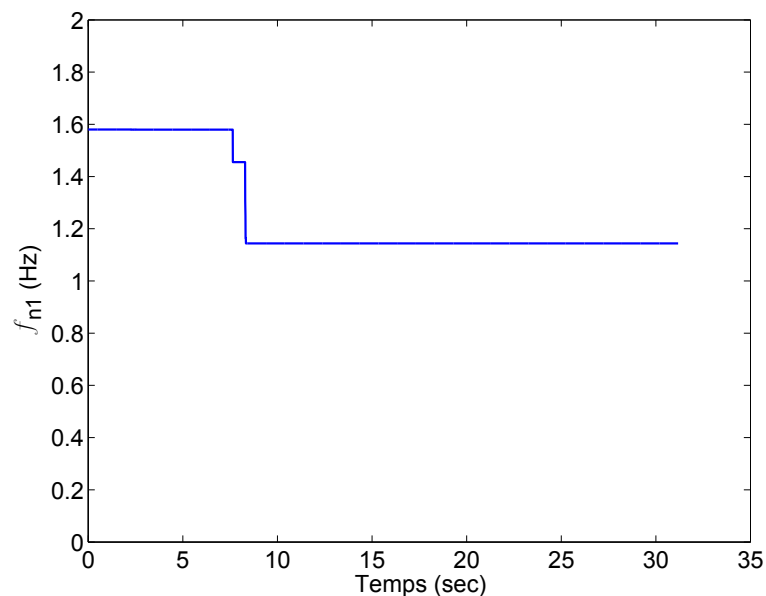


Figure 4.5.41 – Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

La même tendance a été observée dans les analyses faites sous une excitation sismique avec $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$. Les assemblages boulonnés s'endommagent complètement et ils deviennent des assemblages articulés après quelques secondes (voir les indicateurs D_n et D_p en figures 4.5.42(a) et (b)). Ce résultat diminue la capacité de système à dissiper l'énergie sismique appliquée et les déplacements de l'ossature augmentent de manière considérable tout en suivant l'excitation appliquée (voir les figures 4.5.42(c), (d)).

Les résultats numériques, présentés dans les figures 4.5.42(a) et 4.5.42(b), montrent les évolutions des indicateurs de dommage par fatigue et des indicateurs de dommage par plasticité. D'ailleurs, les réponses de la structure en déplacement et en rotation sont illustrées sur les figures 4.5.42(c) et (d).

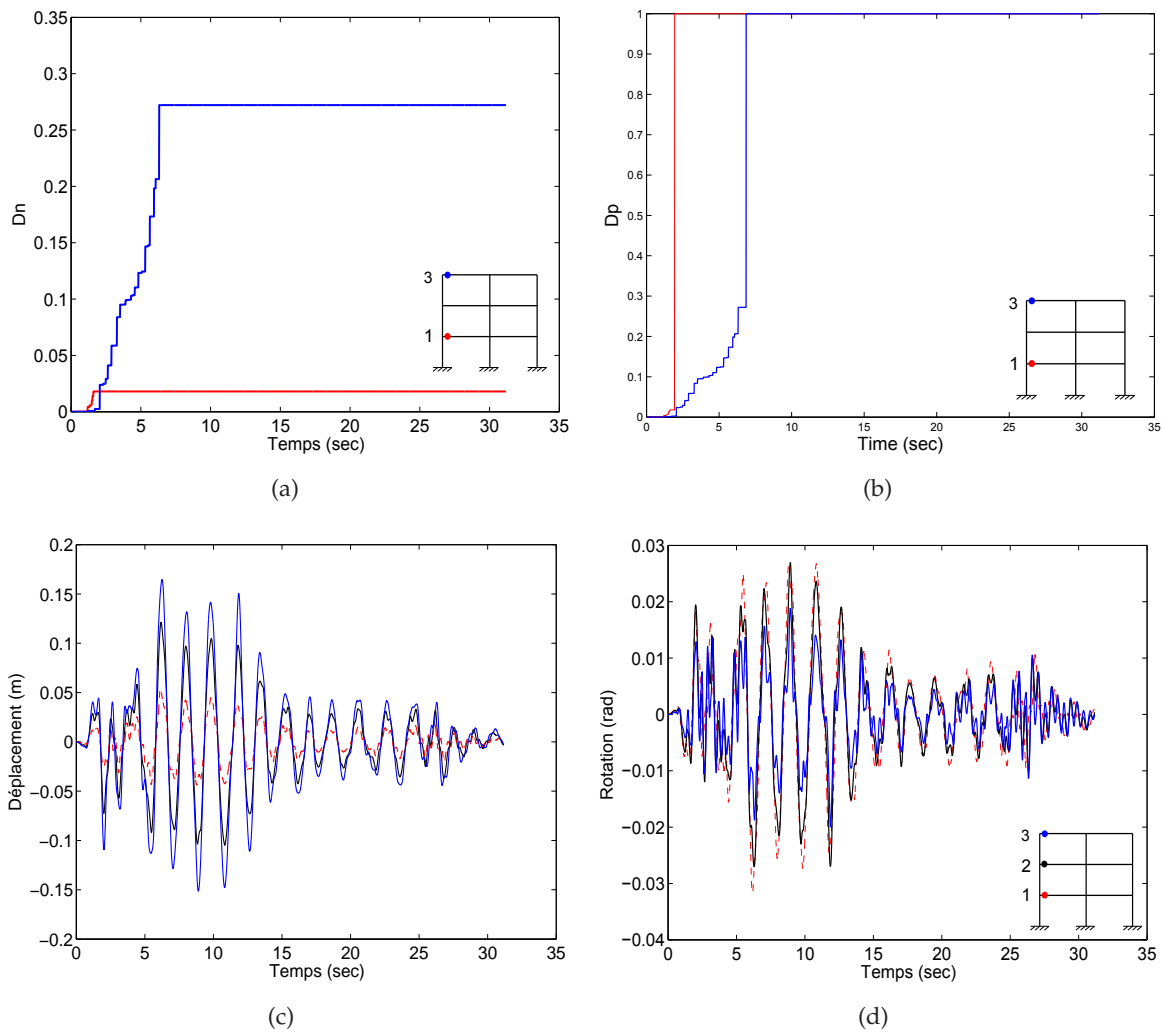


Figure 4.5.42 – Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: (a) Indicateur de dommage par fatigue des assemblages (1) et (3); (b) Indicateur de dommage par plasticité des assemblages (1) et (3); (c) Réponses en déplacement des 3 étages; (d) Réponses en rotation des assemblages (1), (2) et (3)

Les valeurs maximales des indicateurs de dommages par fatigue sont de 2 et 27 % pour les assemblages (1) et (3). En ce qui concerne l'assemblage (1), l'indicateur de dommage par fatigue a une faible valeur car l'assemblage a été plastifié et l'indicateur D_p a eu une valeur égale à 1.

Les valeurs maximales des déplacements horizontaux des étages (voir la figure 4.5.42(c)) sont égales à 0.05, 0.12 et 0.165 m, valeurs très importantes qui peuvent causer de dommages sérieux dans la structure. La figure 4.5.42(d) présente les rotations obtenues des assemblages (1), (2) et (3). Les rotations atteignent les valeurs de 0.031, 0.027 et 0.02 rad.

Sur la figure 4.5.43 qui présente l'évolution de la fréquence propre de l'ossature pendant l'excitation sismique, nous observons que la fréquence diminue progressivement d'une valeur initiale 1.58 Hz à une valeur de 0.53 Hz. Ce résultat peut être attribué à l'accroisse-

ment progressif des indicateurs de dommage par fatigue et la plastification des assemblages boulonnés dans l'ossature.

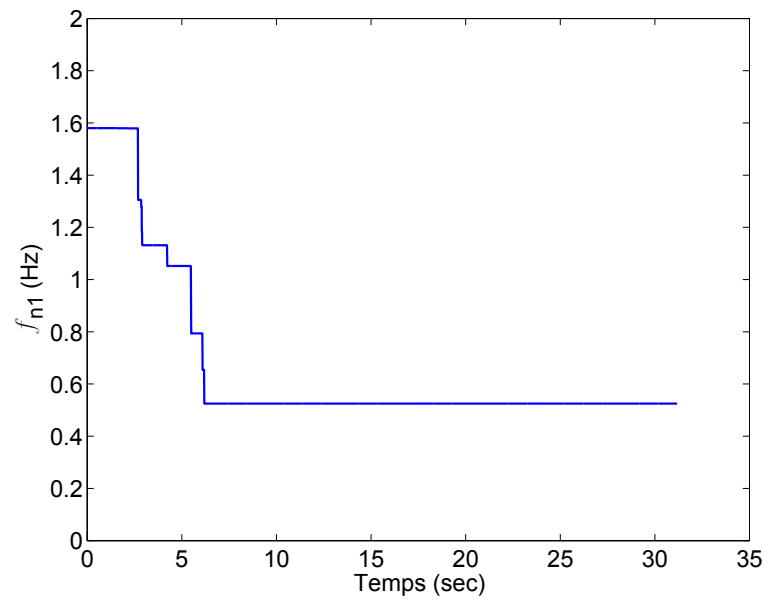


Figure 4.5.43 – Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: Fréquence propre de l'ossature avec l'analyse par synthèse modale non-linéaire

Performance probabiliste d'une ossature de trois étages et deux baies

Une comparaison des déplacements maximums inter-étages Δ (%) obtenus par la méthode développée est présentée en tableau 4.5.9 [104]. Les réponses non-linéaires de l'ossature sont déterminées en utilisant les modèles suivants : le modèle FBDH développé avec une intégration de la fatigue oligocyclique et le modèle hystérétique sans considération de la fatigue. Par ailleurs, les deux analyses ont été effectuées par l'algorithme développé et pour trois niveaux croissants d'excitation sismique appropriés pour trois niveaux de risque sismique. Le tableau 4.5.9 illustre les déplacements correspondant à chaque niveau de performance pour les deux cas d'analyse et les limites de déplacements inter-étages de l'ossature. La figure 4.5.44 montre les principaux résultats obtenus en termes de déplacement inter-étages avec leurs probabilités de dépassement en 50 ans.

Niveau de performance	Δ (%) sans fatigue	Δ (%) avec fatigue	Δ (%) limité
1	0.4	0.5	0.7
2	0.7	0.91	2.5
3	1.96	2.39	5

Tableau 4.5.9 – Comparaison des déplacements maximums inter-étages Δ (%) obtenus par la méthode développée

Il est possible d'observer que la courbe de performance de l'ossature obtenue avec le modèle FDBH développé prévoit plus de déplacement de l'ossature en raison du dommage par fatigue, considéré dans ce cas, par rapport l'ancien modèle hystérétique d'assemblage boulonné. L'écart entre ces deux courbes devient de plus en plus important avec le croisement de niveau de performance. D'après ces résultats, il est possible de conclure qu'une incertitude considérable dans le comportement de l'assemblage provient de la modélisation mathématique des assemblages boulonnés et la nécessité d'un modèle robuste est essentiel pour atteindre une demande sismique précise d'une structure.

Les dégâts de dommage par fatigue est particulièrement important lorsque nous voulons trouver la solution optimale qui réponde aux objectifs de performance demandés par les codes. La solution optimale doit être la plus proche de la courbe qui représente la limite optimale de performance parasismique d'une structure (la courbe rouge dans la figure 4.5.44). Si le dommage par fatigue oligocyclique n'est pas considéré, la solution optimale peut être au-dessus de la courbe limite associée avec les limites de déplacements maximums inter-étages Δ (%) de 0.7, 2.5 et 5% [6].

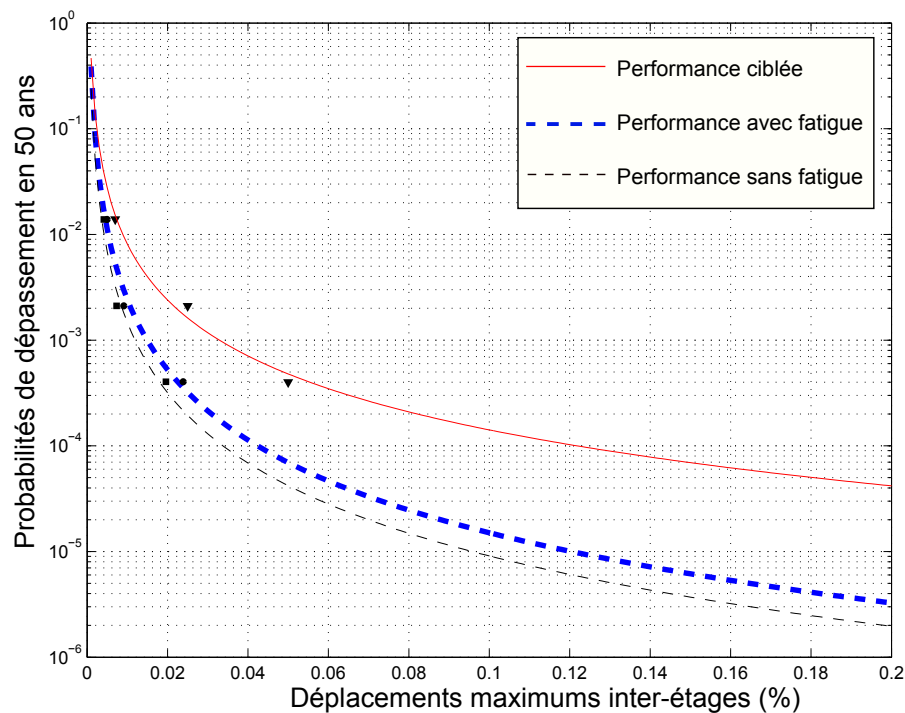


Figure 4.5.44 – Courbes de performance parasismique probabiliste de l’ossature de trois étages et deux baies

4.6 | Conclusion

Nous avons présenté la formulation théorique d’un modèle d’assemblage boulonné à plaque d’extrémité. Il est développé dans le cadre de l’intégration de dommages par fatigue oligocyclique. Il est capable de représenter les principaux phénomènes de dommage. Un indicateur de dommage par fatigue oligocyclique a été intégré au modèle de Richard-Abbott pour prendre en compte l’effet de dommage par fatigue.

Ce modèle a été implanté dans un code aux éléments finis développé pour le calcul de structures à ossatures en acier sous chargement dynamique ou sismique, afin d’améliorer la capacité prédictive des analyses non-linéaires. La méthode en éléments finis enrichis développés est utilisée dans le cas d’analyse des structures métalliques en ossature avec des assemblages boulonnés entre les poutres et les poteaux. Contrairement aux travaux antérieurs qui considèrent les paramètres modaux de la structure comme invariable, nous avons développé une approche qui permet de tenir compte les changements dans les paramètres modaux tels que les fréquences propres et les modes de vibration. C’est une approche robuste pour l’analyse temporelle non-linéaire des structures en ossature et elle utilise une procédure itérative pour résoudre les équations du mouvement de système.

D’ailleurs, le chapitre a présenté les résultats des essais dynamiques effectués sur une ossature à deux étages et une baie. L’objectif des essais expérimentaux était de valider la capacité du modèle à fournir une prédiction fiable du comportement des structures métal-

liques en ossature. L'évolution des réponses de l'ossature étudiée lors des essais dynamiques a montré différents types d'endommagement selon la nature et l'intensité de sollicitation, et la durée de l'excitation appliquée. L'étude expérimentale du comportement de l'ossature en acier et des modes de rupture des assemblages boulonnés soumis à l'excitation dynamique, a démontré que les défaillances étaient liées aux dommages concentrés au niveau des assemblages boulonnés. Plusieurs modes de rupture de l'assemblage boulonné ont été observés lors d'essais dynamiques effectués : un desserrage des boulons de l'assemblage boulon, rupture par fatigue des boulons et des déformations plastiques de la plaque d'extrémité. Les mesures effectuées lors des essais de fatigue mettent clairement en évidence la dégradation des propriétés mécaniques des assemblages boulonnés. L'endommagement affecte très rapidement le comportement cyclique des assemblages boulonnés au niveau local et l'ensemble de la structure au niveau global. Une diminution des fréquences propres de l'ossature a également été observée dans certains cas. L'état de dommage des éléments de la structure, comme l'assemblage boulonné, en est la cause.

Les résultats ont aussi montré que le modèle donne des valeurs acceptables pour les réponses de l'ossature testée et il est capable d'évaluer les changements de caractéristiques mécaniques des assemblages boulonnés. Ce modèle avec la méthode d'analyse par synthèse modale non-linéaire peut être considéré comme un bon outil pour l'analyse dynamique non-linéaire des structures métalliques en ossature.

Nous avons montré que le modèle peut donner des résultats intéressants en cas d'un chargement sismique aléatoire. L'algorithme présenté permet, à partir des coefficients de la loi de durée de vie identifiés expérimentalement dans le chapitre précédent, d'évaluer la durée de vie des ossatures soumises à une sollicitation aléatoire et d'estimer le niveau de dommage local et global de la structure à partir des indicateurs de dommage. Une opération intégrée dans l'algorithme permet d'obtenir l'évolution des rotations et d'en déduire, par comptage de cycles de type *rainflow*, la distribution des amplitudes des cycles de rotation dans les assemblages. Cette distribution permet finalement de calculer le dommage cumulé dans les assemblages boulonnés au moyen d'une loi de la durée de vie des assemblages et de l'hypothèse de cumul linéaire du dommage.

Des exemples d'ossature sont ensuite traités pour illustrer la méthode numérique complète. Les exemples sont analysés en utilisant trois niveaux d'excitation sismique qui correspondent à trois niveaux de risque sismiques. Le dommage des ossatures étudiées est finalement calculé par l'algorithme proposé. Les résultats montrent la capacité de l'algorithme développé à analyser les structures complexes sous chargement sismique aléatoire. Les courbes de dégradation des fréquences propres avec le temps ont pu être identifiées grâce à l'analyse dynamique modale non-linéaire développée. Les résultats ont confirmé aussi l'intérêt du modèle développé dans l'évaluation juste des demandes sismiques d'une structure.

Chapitre 5

Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments

5.1 | Introduction

Dans plusieurs pays, la plupart des bâtiments en acier a été construite avant l'application des nouvelles normes ou règlements parasismiques (EC8, FEMA). En raison de l'absence de prise en compte du séisme lors de leur dimensionnement ou de la modification de l'aléa sismique, de nombreuses structures en acier ne respectent pas les normes actuelles. Il est par conséquent très important de se préoccuper de la problématique du risque et de la vulnérabilité sismique. La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité.

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \quad (5.1)$$

Pour une analyse complète du risque sismique, les analyses concernant le niveau d'apparition d'intensité sismique et l'analyse de la fragilité du système sont nécessaires. Bien que les études probabilistes de sûreté soient parfois nécessaires, les résultats d'une évaluation de la fragilité sont particulièrement utiles pour la prise de décision. Une analyse de fragilité ne tient pas compte de la survenue du danger qui peut également être examinée au cours de la prise de décision. Toutefois, une analyse de fragilité est souvent plus facile à comprendre pour les décideurs puisque la connaissance de l'intervalle de récurrence du danger n'est pas nécessaire (Wen *et al.* [105]).

Une bonne connaissance de l'aléa, c'est à dire la probabilité qu'un évènement se produise, est nécessaire. C'est le travail du sismologue. La vulnérabilité, quant à elle, peut être exprimée par la capacité de réponse d'une structure à une excitation sismique donnée. Elle est fonction de nombreux paramètres physiques, comme par exemple le matériau de construction utilisé, les périodes de vibration fondamentales, les modes de ruptures des éléments comme les assemblages ou encore la géométrie en plan ou en élévation de l'ouvrage.

La vulnérabilité sismique des ossatures en acier fait l'objet de ce chapitre. Nous pré-

senterons les méthodes existantes pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures en ossature. De plus, nous proposerons une méthode simplifiée pour tracer les courbes de fragilité d'une ossature en acier. Pour évaluer la vulnérabilité, nous utiliserons le concept de courbe de fragilité, qui donne la probabilité pour une structure ou un élément de la structure de dépasser un état de dommage donné. Nous réaliserons aussi une étude paramétrique sur l'influence de l'incertitude dans une analyse de la fragilité. Finalement, nous effectuerons une étude comparative des courbes de fragilité de l'ossature pour deux cas d'analyse, l'un avec le modèle développé dans le Chapitre 4 et l'autre avec le modèle hystérétique de Richard-Abbott.

5.2 | Vulnérabilité des structures et courbes de fragilité

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures situées dans des régions soumises aux tremblements de terre et la détermination de leurs niveaux de performance sous les actions sismiques jouent un rôle important pour la sécurité des citoyens. Après avoir déterminé le niveau d'action sismique le plus défavorable auquel les structures peuvent être exposées pendant leur durée de vie en utilisant des approches probabilistes ou déterministes, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures peut être effectuée en se basant sur les courbes de fragilité. En utilisant cette information, des estimations concernant le degré des dommages sismiques, ainsi que la performance sismique des structures peuvent être faites pour le risque sismique auquel la structure est susceptible d'être exposée. Les courbes de fragilité fournissent des informations très utiles sur la relation entre l'intensité de mouvement du sol au site de la structure et la probabilité de dépasser certains dommages pour certaines classes de structures. Les courbes de fragilité sont développées pour un certain groupe de structures ayant les mêmes caractéristiques structurelles.

Les courbes de fragilité, composantes fondamentales de la méthodologie d'évaluation du risque sismique, sont des outils probabilistes utilisés pour évaluer les dommages sismiques potentiels aux structures à un niveau donné de l'aléa sismique. L'application de l'évaluation du rendement sismique des structures en génie civil en utilisant la théorie de la fragilité est devenue courante au début des années 1980 avec l'évaluation de la vulnérabilité des installations nucléaires pour estimer les dommages structurels.

La courbe de fragilité représente tout simplement la probabilité que la demande sismique imposée à la structure (D) soit supérieure ou égale à la capacité de la structure (C). Cette probabilité est conditionnée à une intensité sélectionnée du mouvement sismique (IM) représentant le niveau de l'action sismique pour un état limite spécifique de dommage (*limit state* LS). D'une autre manière, la fragilité est définie comme la probabilité conditionnelle de réalisation ou dépassement d'un état de dommage pour une intensité donnée d'excitation du sol " x ", comme le montre l'équation 5.2. En utilisant la formulation donnée dans l'équation 5.2, le niveau de dommage d'une structure sous un séisme d'une intensité spécifique peut être déterminé :

$$P(\text{fragilité}) = P_{LS}[D \geq C | IM = x] \quad (5.2)$$

La fiabilité des résultats d'évaluation de la vulnérabilité sismique est directement dépend de la fiabilité des courbes de fragilité. Par conséquent, les courbes de fragilité de la structure qui seront utilisées dans la procédure d'évaluation devraient représenter de façon réaliste l'intensité du mouvement du sol et les dommages de la structure. La variabilité dans les paramètres de la structure et les définitions d'état des dommages ainsi que l'incertitude des paramètres de mouvement du sol rendent la procédure de développement des courbes de fragilité une tâche très difficile. Les courbes de fragilité dérivées sont très sensibles aux choix effectués pour la méthode d'analyse, l'idéalisation de structure, l'aléa sismique, et la définition des états de dommage. Par conséquent, les courbes de fragilité déterminées par différents chercheurs peuvent avoir une incompatibilité substantielle, pour les mêmes structures.

5.3 | Méthodes d'analyse et d'évaluation de la vulnérabilité

Il y a différentes façons d'obtenir les courbes de fragilité d'une structure compte tenu des données de réponse de la structure. Elles peuvent être obtenues à partir des opinions d'experts (ou de jugement), les observations de terrain (les dommages post-séisme de structure) ou les résultats d'analyse numérique en utilisant des modèles analytiques. Chaque source de données est associée à des avantages et des inconvénients.

5.3.1 | Méthodes de jugement

L'une des méthodes les plus simples pour obtenir une courbe de fragilité repose sur le jugement, basé sur les données de réponse obtenues à partir d'avis des experts. Surtout, lorsque l'information disponible sur les données enregistrées sont incomplètes ou insuffisantes, il est bon de s'appuyer sur des informations subjectives provenant des avis d'ingénieurs et de chercheurs spécialisés. Un comité d'ingénieurs des structures est réuni pour faire des estimations de la probabilité de distribution des dommages pour les différents types de structure lorsqu'ils sont soumis à des tremblements de terre d'intensités différentes. Une enquête est exécutée selon la méthode Delphi, dans laquelle plusieurs séries de questionnaires sont distribuées et leurs réponses mises à jour. Les fonctions de probabilité de distribution des prédictions d'experts, sont capable de représenter le niveau des dommages estimés des structures à chaque niveau d'intensité des mouvements du sol. La probabilité d'un état des dommages spécifié est établie à partir de la distribution des résultats et associée au niveau d'intensité des mouvements du sol correspondant pour obtenir un ensemble de courbes de vulnérabilité pour le type de structure associé.

L'étude la plus systématique, utilisant cette méthode, est effectuée par ATC (Applied Technology Council) aux Etats-Unis et les résultats de l'étude sont présentés dans le rapport de l'ATC-13 (ATC, 1985) [106] mis au point pour l'estimation des dommages du tremblement de terre aux installations en Californie. L'ATC a organisé un comité de plus de 70 experts en génie parasismique pour faire des estimations de la distribution des dommages probables pour les différents composants d'une infrastructure de type californien pour différentes intensités sismiques. Les questionnaires ont été préparés pour seulement deux catégories de

structures et ils étaient utilisés pour répondre sur la probabilité d'une structure à avoir un état de dommage parmi les sept états de dommage pour une intensité donnée de l'échelle Mercalli (Modified-Mercalli Intensity MMI). Les résultats ont ensuite été compilés et présentés comme des matrices des probabilités de dommages pour les structures. La figure 5.3.1 montre une forme générale de la matrice de probabilité de dommages définie dans ATC-13 (ATC, 1985) [106].

Damage State	Damage Factor Range (%)	Central Factor Range (%)	Probability of Damage in Percent By MMI and Damage State						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1 - NONE	0	0	95	49	30	14	3	1	0.4
2 - SLIGHT	0 – 1	0.5	3	38	40	30	10	3	0.6
3 - LIGHT	1 – 10	5	1.5	8	16	24	30	10	1
4 - MODERATE	10 – 30	20	0.4	2	8	16	26	30	3
5 - HEAVY	30 – 60	45	0.1	1.5	3	10	18	30	18
6 - MAJOR	60 – 100	80	-	1	2	4	10	18	39
7 - DESTROYED	100	100	-	0.5	1	2	3	8	38

Figure 5.3.1 – Matrice de probabilité de dommages d'après ATC-13

La fiabilité des courbes basées sur le jugement est douteuse en raison de leur dépendance à l'expérience individuelle des experts consultés. En plus de la subjectivité de l'avis des experts impliqués dans la méthode, le caractère aléatoire des mouvements du sol, leur intensité, l'incertitude sur la réponse structurale et la variété des classes de structures rendent cette méthode peu intéressante en comparaison avec les autres méthodes.

En Europe, cette méthode de jugement a été utilisée pour développer l'échelle EMS 98 (Echelle Macrosismique Européenne, 1998), qui associe un niveau d'endommagement à un niveau d'intensité. L'échelle EMS 98 est basée sur une classification des dégâts aux bâtiments en 12 degrés et pour plusieurs types de construction en acier, en béton armé et en pierre. L'échelle a été modifiée pour ne prendre en compte que cinq degrés de dommages (voir figure 5.3.2).

5.3.2 | Méthodes empiriques

Une autre façon d'obtenir des informations sur la fragilité des structures est l'observation réelle des dommages structurels après un séisme (post-tremblement de terre). C'est pourquoi les informations concernant les dommages observés peuvent être collectées et statistiquement converties en courbes de fragilité. La méthode empirique est une approche plus réaliste que l'approche précédente, parce que l'état actuel des structures endommagées est évalué en détail compte tenu de ses ensembles structurels et les composants non structurels après un tremblement de terre bien réel.

A la suite de violents tremblements de terre, des courbes empiriques de fragilité des structures sont devenues plus courantes à la suite du mouvement de terrain et elles donnent des informations utiles sur les dommages aux structures. Plusieurs chercheurs ont utilisé

Type de structure	Classe de vulnérabilité					
	A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○				
	Brique crue (adobe)	○—				
	Pierre brute	○				
	Pierre massive		○—			
	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués	○				
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé		○—			
	Renforcée ou chaînée			○—		
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)		○—			
	Ossature avec un niveau moyen de CPS			○—		
	Ossature avec un bon niveau de CPS				○—	
	Murs sans CPS		○—			
	Murs avec un niveau moyen de CPS			○—		
	Murs avec un bon niveau de CPS				○—	
ACIER				○—		
BOIS				○—		

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;
 Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Figure 5.3.2 – Classification EMS 98 relative à la vulnérabilité des bâtiments en fonction du type de structures et du groupe principal correspondant

des méthodes empiriques considérant des tremblements de terre ou une autre combinaison de plusieurs tremblements de terre (Shinozuka *et al.* [107]). Tous les chercheurs ont utilisé des procédures similaires pour déterminer les courbes de fragilité développées à l'aide des méthodes empiriques.

Les premières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle, basées sur les inspections visuelles, se sont développées dans des pays à forte sismicité, et aux Etats Unis. La méthodologie HAZUS (Hanus, 1999) [108] est une approche alternative développée par l'Institut National des Sciences de la Construction (National Institute of Building Sciences, NIBS) et soutenue par le FEMA.

A l'échelle européenne, plusieurs groupes travaillent en collaboration, parmi lesquels nous pouvons citer le Groupe National de Défense contre le Tremblement de terre en Italie GNDT (GNDT, 1993), le groupe AFPS et le CETE en France. Récemment, un projet européen

(Risk-UE, 2003) [109] s'est focalisé sur la vulnérabilité de 7 grandes villes européennes et un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité.

Le programme Risk-UE, à l'image de la méthode HAZUS (Hazus, 1999) [108], est un programme d'évaluation du risque sismique appliqué à l'échelle européenne. Piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches, l'étude a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique des bâtiments existants et historiques spécifiques à l'Europe. Le projet s'est focalisé sur la vulnérabilité de 7 grandes villes européennes et parmi eux la ville de Nice en France. Un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie permettant une analyse plus fine du risque et de la vulnérabilité. Une étude bibliographique a été faite par le groupe de travail de l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS) " Vulnérabilité sismique du bâti existant - Approche d'ensemble ", en vue d'une application en France [110].

Le projet VulnérAlp (Guéguen *et al.* [111]) " Vulnérabilité Sismique à l'échelle d'une ville Rhône-Alpine - Application à Grenoble ", propose une adaptation des méthodes italiennes au contexte français. Piloté par le LGIT (Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique, Université Joseph Fourier, Grenoble), la méthode développée permet une évaluation simplifiée de la vulnérabilité, elle s'est concentrée sur la possibilité de collecter des informations fiables sur la nature du bâtiment et sur la perception et la connaissance du risque sismique par la population. L'objectif principal du projet VulnérAlp (2003-2006) est donc l'application d'une méthode élémentaire d'évaluation sismique du bâtiment et de recensement de la vulnérabilité sociale [110].

Dans la plupart des cas, toutes ces méthodes ont été établies pour ce qui concerne la vulnérabilité physique sur la base d'observations post-sismiques, recensant les niveaux de dommage observés en fonction de la nature de la construction. Ces niveaux de dommage constatés (dans le cas notamment d'un pays à sismicité modérée), ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une Intensité Macrosismique, estimée elle-même à partir des dégâts. Cette incohérence est une des limites de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre les paramètres structuraux et les dommages sont estimées de manière statistique. Ces approches basées sur le retour d'expérience statistique exigent beaucoup de données et elles ne sont validées que pour la région étudiée ou une région similaire. Elles n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé. Idéalement la classification typologique des bâtiments devrait être redéfinie pour chaque région en fonction des techniques de construction, des matériaux utilisés, etc. Ces méthodes ont aussi l'inconvénient de ne pas considérer les travaux de mise en conformité sismique.

Lorsque les limitations de déplacement sont utilisées par les chercheurs pour le développement des courbes de fragilité à l'aide des méthodes empiriques, il est presque impossible d'obtenir une bonne corrélation entre les données recueillies et les courbes de fragilité développées à l'aide de distributions normales ou log-normales, ou toutes fonctions d'interpolation. Par conséquent, il est essentiel que les fonctions empiriques de vulnérabilité basées sur les observations de terrain doivent compléter par une simulation analytique de données des dommages de structure.

5.3.3 | Méthodes analytiques

La manière la plus commune pour obtenir des courbes de fragilité est d'utiliser des modèles analytiques et des simulations structurelles. En l'absence de données d'observation et d'opinion d'experts, la seule façon d'enquêter sur la vulnérabilité des structures est d'utiliser des méthodes analytiques. Leur avantage est la possibilité d'exécuter de nombreuses analyses de structure. Dans le cas des méthodes analytiques, des simulations structurelles et les algorithmes correspondants sont importants. Le modèle de structure le plus simple est la structure à un seul degré de liberté (SDOF). Le modèle SDOF avec seulement quelques paramètres permet de calculer de nombreuses analyses dans un court laps de temps. C'est pourquoi les modèles SDOF ont été utilisés par de nombreux chercheurs (Ibarra *et al.* [112] et Jeong *et al.* [113]).

Bien qu'il soit facile d'obtenir de grand nombre des réponses statistiques dans un court laps de temps en utilisant des modèles simples (comme les modèles SDOF), l'inspection de la réponse structurale réelle et la distribution des dommages ne sont pas possibles. Habituellement, des modèles détaillés et des programmes en éléments finis sont utilisés pour obtenir la réponse d'une structure qui n'a pas un comportement simple ou possède des propriétés particulières. Il est généralement préférable dans de tels cas de procéder à une analyse élastique ou inélastique temporelle. Cependant, l'analyse temporelle est très compliquée et coûteuse en temps. Ces difficultés ont poussé les chercheurs à utiliser des méthodes basées sur l'analyse spectrale. La plus courante des méthodes spectrales est la méthode du spectre de capacité. Dans cette méthode du spectre de capacité, des résultats de de la méthode *Pushover* statique de la structure sont utilisés conjointement avec les résultats du spectre élastique (ou inélastique) afin d'obtenir un niveau de performance cible pour la structure (Sinozuka *et al.* [114]). Les analyses de fragilité fondées sur un modèle de système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) ont été aussi utilisées par certains chercheurs [115, 116].

Les courbes de fragilité développées à l'aide des méthodes analytiques sont la seule option pour l'évaluation de la performance sismique des structures lorsque les données réelles des dommages de structures ou les avis d'experts ne sont pas disponibles. Dans cette méthode, des modèles analytiques de la structure sont créés et les mouvements du sol avec différents niveaux d'intensité sont considérés pour la simulation sismique des dégâts de structure en exécutant de nombreuses analyses.

Les résultats d'analyse sont utilisés pour élaborer des courbes de fragilité en déterminant la probabilité de dépasser un état limite des dommages spécifiés sous une intensité de mouvement du sol donnée.

En général, le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les fonctions de fragilité de la structure dans cette méthode est un modèle de type loi cumulative log-normale dans lequel deux paramètres de la fonction cumulative de distribution sont employées pour définir la probabilité de dépasser un état de dommage :

$$P[D \geq D_{LS}|S = S_a] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_T} \ln\left(\frac{x_{D|S}}{D_{LS}}\right)\right] \quad (5.3)$$

où $P[D \geq D_{LS}|S = S_a]$ est la probabilité que le dommage calculé D (ou mesuré) dépasse un

niveau de dommage limité D_{LS} pour un niveau d'accélération sismique S_a . D_{LS} est la valeur médiane du déplacement pour laquelle la structure atteint le seuil de l'état de dommage LS. β_T est l'écart type du déplacement pour l'état de dommage D_{LS} , et $\Phi[\cdot]$ est la fonction de distribution de la loi normale standard. $x_{D|S}$ est le paramètre de la fonction de distribution Φ .

5.4 | Analyse de la fragilité d'un système non-linéaire

Pour des niveaux d'intensité sismique modérée à sévère, une structure reste rarement dans le domaine élastique linéaire. Le comportement non-linéaire du système est souvent observé. Une analyse non-linéaire est une méthode plus précise pour déterminer la relation entre les réponses du système et le niveau d'intensité des mouvements du sol. Cependant, les résultats sont souvent présentés sous forme des courbes de capacité Force-Déplacement (courbe *Push-over*) pour déterminer les états limites spécifiques de système (Wen *et al.* [105]). Nous nous présentons tout de suite deux méthodes largement utilisées pour développer les courbes de fragilité des systèmes dynamiques.

5.4.1 | Courbes de fragilité par analyse statique non-linéaire

La courbe de capacité obtenue par une analyse statique non-linéaire donne la relation entre la force statique totale sollicitant le bâtiment et le déplacement au toit correspondant (ou déplacement inter-étage maximal). Quatre degrés de dommages sont ensuite définis sur cette courbe : faible, modéré, important et très important (ou complet). Ces degrés de dommages sont reliés soit à une description de l'état de fissuration du bâtiment, soit à des limites de déplacements au toit prescrits. Pour certains types de bâtiments, les limites de déplacements au toit recommandées sont souvent surestimées. Il est alors généralement préférable d'utiliser les degrés de dommages descriptifs, comme ceux décrits dans l'échelle macrosismique européenne ou HAZUS (logiciel d'estimation de dommages) [117, 118]. Le modèle utilisé doit alors pouvoir représenter les différents états d'endommagement de façon réaliste. Chaque point (force-déplacement) identifiant un degré de dommage est ensuite traduit en valeur de la réponse spectrale (accélération et déplacement) afin de construire la courbe de fragilité en lui associant une probabilité de dommage. La pente de la courbe de fragilité est contrôlée par une déviation standard log-normale. On obtient ainsi une courbe de fragilité par degré de dommage.

Shinozuka *et al.* [107] ont examiné la possibilité d'utiliser une procédure non-linéaire statique en utilisant la méthode du spectre de capacité. Les résultats de la méthode du spectre de capacité qui utilise une courbe *Push-over* sont très similaires aux résultats utilisant une analyse non-linéaire temporelle pour des dommages mineurs. Mais dans le cas des dommages importants, des erreurs importantes existent entre les deux méthodes. Lew *et al.* [119] ont également montré que les résultats d'une analyse non-linéaire statique ne donne pas une bonne estimation du déplacement par rapport au déplacement calculé par une analyse dynamique non-linéaire.

5.4.2 | Courbes de fragilité par analyse dynamique incrémentale temporelle

L'approche la plus précise consiste à utiliser une analyse non-linéaire dynamique à l'aide des enregistrements spécifiques de mouvements du sol (Wen *et al.* [105] et Shinozuka *et al.* [107]). Les analyses temporelles à l'aide des enregistrements des tremblements de terre ou des mouvements du sol passés sont utilisées pour déterminer la relation entre les réponses structurelles et les niveaux d'intensité du séisme. En raison de la nature non-linéaire de l'analyse, les réponses de nombreux enregistrements de tremblements de terre doivent être utilisées. Les niveaux d'intensité de faible à élevé devraient être utilisés pour couvrir une gamme de réponses structurelles (Wen *et al.* [105]).

L'analyse dynamique incrémentale temporelle est une solution qui remplace l'analyse statique non-linéaire [120]. L'analyse dynamique incrémentale offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de rigidité et de période propre de la structure sous la sollicitation dynamique. Les limites de performance identifiées sur la courbe de réponse sont définies selon des limites de déplacements inter-étages. Du point de vue structural, on considère les limites de performance suivantes : occupation immédiate (IO), la sécurité des personnes (LS) et prévention d'effondrement (CP). On peut ainsi relier un niveau d'accélération à une limite de performance du bâtiment. Par ailleurs, les analyses temporelles sont répétées pour plusieurs séismes, couvrant ainsi plusieurs régions de sismicités différentes. L'analyse statistique des résultats permet ainsi d'obtenir une courbe de fragilité par niveau de performance du bâtiment et pour différentes régions sismiques.

5.5 | Les états limites des structures

Ces états limites des structures sont déjà présentés dans les chapitres précédents, mais nous les présentons ici pour faire une comparaison avec d'autres valeurs des états limites proposés par les chercheurs.

Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié. Les deux approches qualitatives et quantitatives peuvent être utilisées pour classer les niveaux de performance. Les approches qualitatives sont couramment utilisées dans la communauté des ingénieurs. FEMA 356 présente trois principaux niveaux de performance structurelle pour approcher les niveaux de limitation des dommages structuraux : IO, LS et CP (voir la section 1.2.1). La sécurité des personnes est souvent choisie comme le niveau de performance souhaité, dicté par des exigences minimales en matière de code de conception. FEMA 356 énonce le taux maximum de déplacements inter-étages pour différents types de structure et pour chaque niveau de performance.

A ce jour, les codes de conception ont seulement porté sur les niveaux de performance qualitative. Les chercheurs ou les concepteurs doivent effectuer une analyse de la structure globale pour vérifier les éléments et les valeurs globales qui correspondent aux niveaux quantitatifs. Dans cette étude, les états limites pour les structures métalliques en ossatures sont spécifiées en termes de déplacements inter-étages (Interstory Drift Ratio Δ %).

Niveau de performance	Probabilité	Δ % d'après FEMA 273	Δ % d'après Ghobarah
IO	50%/50	0.7%	0.6%
LS	10%/50	2.5%	1.5%
CP	2%/50	5%	3%

Tableau 5.5.1 – Valeurs limites de déplacement inter-étages selon les niveaux de performance

Des objectifs de performance basés sur ce paramètre de réponse ont été donnés par plusieurs publications. La relation entre la performance sismique souhaitée et le taux maximum de déplacements inter-étages recommandé par FEMA-273 est présentée au tableau 5.5.1.

Ghobarah a fait plusieurs études sur des ossatures en béton armé en acier dans l'objectif de définir des critères de déplacements inter-étages pour des structure ductile et des structures avec peu de ductilité [121, 122]. Il a conclu ses travaux en proposant des taux maximum de déplacements inter-étages qui correspondent aux 3 niveaux de risque considérés par FEMA (IO, LS, CP) (tableau 5.5.1). Les valeurs des états limites proposées par Ghobarah sont différentes que les valeurs proposées par FEMA [6]. La cause de ces différences est que ces valeurs sont plutôt établies pour des bâtiments en béton armé ou mixtes (béton-acier). Dans le cas de ces structures, le mouvement de la structure en déplacement est très sensible aux mouvements sismiques. C'est la raison pour laquelle les états limites sont plus stricts.

Dans cette étude, trois états limites sont définis IO, LS et CP comme indiqué dans le Chapitre 1 (voir la section 1.2.1). En conséquence, quatre états d'endommagement peuvent être présentés comme suivant : peu ou pas de dégâts (D1), des dommages importants (D2), des dommages graves (D3) et l'effondrement (D4).

5.6 | Procédures pour évaluation de la vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants repose en général sur les renseignements recueillis suite aux dommages causés par les séismes passés (matrice de probabilité de dommages, jugements experts, etc.). En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité de bâtiments typiques, et donc de prédire les dommages, est une alternative intéressante. Quatre étapes principales sont requises pour obtenir les courbes de fragilité de bâtiments :

1. Caractérisation structurale du bâtiment selon des classes typologiques (matériau, éléments, système structural, système de résistance latérale, etc.).
2. Modélisation et analyse de la structure dans le domaine non-linéaire pour obtenir une courbe de réponse (courbe de capacité statique ou courbe de réponse dynamique).
3. Identification de points d'états limites caractéristiques représentant l'initiation de différents niveaux de dommages ou niveaux de performance.

4. Construction de la courbe de fragilité par la mise en commun de la courbe de réponse et de la demande sismique.

Pour construire la courbe de réponse dans le cadre de notre thèse, une analyse dynamique incrémentale temporelle générant la courbe de réponse dynamique du bâtiment lorsqu'il est soumis à un séisme a été réalisée. Les mouvements du sol caractéristique de la région de différentes grandeurs doivent être utilisés pour un résultat plus précis. Pour cette raison, trois niveaux du risque sismique pour la région Rhône-Alpes en France ont été utilisés.

L'incertitude du modèle de système, l'équation de la loi de puissance et la capacité devraient être incluses dans l'équation finale de la fragilité. Les sections suivantes fournissent plus de détails sur ces étapes, ainsi que les paramètres adoptés pour prendre en considération l'effet des différentes sources d'incertitude.

5.6.1 | Simulation de mouvements du sol

Les enregistrements de mouvements du sol sont utilisés pour étudier la relation entre les réponses structurelles et les mesures de l'intensité sismique. Dans les zones de forte sismicité, des tremblements de terre de grandes et petites intensités ont été mesurés et enregistrés pour être utilisés dans les futures études d'atténuation. Cependant dans les zones de moyenne sismicité, telles que l'Europe, les tremblements de terre de forte intensité sont rares, et le nombre de mouvements du sol enregistrés est insuffisant pour le développement de courbes de fragilité.

De nombreux chercheurs (Hudson [123] et Borchardt *et al.* [124]) ont étudié la variation régionale des mouvements du sol. Les conditions géologiques locales se sont révélées avoir un impact significatif sur la forte variation du mouvement et des données. Ainsi une région locale devrait être utilisée pour des analyses sismiques représentant les conditions régionales. Quand il n'y a pas suffisamment de données enregistrées dans les dossiers de tremblement de terre dans une région, les chercheurs développent des mouvements du sol synthétiques. La simulation d'enregistrements de mouvements du sol doit être représentative.

Wen *et al.* [125] ont développé une méthode pour générer des enregistrements du mouvement du sol pour des villes dans la région *Mid-America*. Des chercheurs ont utilisé ces mouvements du sol pour de nombreuses études (par exemple, Wen *et al.* [105] et Jeong *et al.* [113]). L'objectif de ces études est d'obtenir des spectres de réponse uniformes pour différentes probabilités de dépassement. Bien que les spectres de réponse uniforme puissent être utilisés pour les systèmes linéaires, des spécifiques enregistrements de mouvements du sol sont nécessaires pour une analyse non-linéaire.

5.7 | Etude paramétrique sur l'incertitude

Cette section étudie l'influence de l'incertitude dans une analyse de la fragilité. Les paramètres des incertitudes sur la demande sismique, la modélisation et la capacité du système sont présentés, et les valeurs utilisées pour ces paramètres sont définis.

5.7.1 | L'incertitude totale du système

Un défi d'une évaluation du risque sismique est la définition d'une méthode systématique pour traiter l'incertitude et calculer les paramètres de variabilité pour toutes les sources d'incertitude. Wen *et al.* [126] ont écrit un document célèbre pour le Centre de recherche MAE pour décrire les diverses méthodes et procédures qui peuvent être utilisées dans la modélisation d'incertitude en génie parasismique. Ce document reste jusqu'à maintenant une référence importante et une source d'inspiration pour les chercheurs qui travaillent dans le domaine de l'analyse d'incertitude des systèmes dynamiques soumis à des excitations sismiques. Wen *et al.* ont classé l'incertitude totale d'une analyse de la fragilité en trois différents paramètres : l'incertitude sur la demande sismique ($\beta_{D|S_a}$), l'incertitude sur la capacité (β_C), et l'incertitude sur la modélisation (β_M). Selon Wen *et al.* [126], l'incertitude totale du système est définie comme :

$$\beta_T = \sqrt{\beta_{D|S_a}^2 + \beta_C^2 + \beta_M^2} \quad (5.4)$$

Ces trois paramètres d'incertitude seront étudiés dans les sections suivantes.

5.7.1.1 | Incertitude sur la demande sismique

Les tremblements de terre modérés à sévères causent souvent des comportements non-linéaires des structures. Pour un modèle réaliste d'un système, le comportement non-linéaire doit être inclus dans une évaluation de la fragilité. Les analyses dynamiques temporelles en utilisant les mouvements du sol représentatifs sont effectuées afin de déterminer une relation entre la demande de réponse structurelle (D) et l'intensité sismique (S). Une analyse de régression non-linéaire est réalisée en supposant une forme en loi de puissance entre la mesure de l'intensité sismique et la réponse structurale la demande. La meilleure équation de l'ajustement est déterminée par une analyse de régression de l'intensité mesurée de mouvement du sol et la demande sismique mesurée de la structure. Cornell *et al.* [127] ont démontré que l'analyse de régression non-linéaire peut être utilisée sous la forme d'une équation de loi de puissance, mais une enquête plus approfondie sur les éventuelles équations pour un meilleur ajustement n'est pas effectué.

Pour réduire l'erreur, de nombreux enregistrements des séismes doivent être utilisés pour déterminer la meilleure équation de l'ajustement en loi de puissance. Bien que la période naturelle d'une structure soit nécessaire, l'accélération spectrale est la plus couramment utilisée pour mesurer l'intensité dans la pratique (Baker *et al.* [128]). Par conséquent, l'accélération spectrale est utilisée comme une mesure de l'intensité des principaux mouvements sismiques pour cette étude, mais d'autres mesures de l'intensité pourrait être utilisées comme l'accélération maximale du sol (PGA).

FEMA-351 [129] propose des valeurs du paramètre $\beta_{D|S_a}$ pour prendre en considération l'incertitude sur la demande sismique (voir le tableau 5.7.2). Les valeurs proposées dépendent du type de structure, le nombre d'étages, de type d'assemblages et l'analyse adoptée pour calculer la structure. Pour le cas d'une ossature métallique en trois étages et

calculé par une analyse dynamique non-linéaire temporelle, $\beta_{D|S_a}$ est égale à 0.10 pour les niveaux de performances IO et LS, et $\beta_{D|S_a} = 0.15$ pour le niveau de performance CP.

La figure 5.7.3 représente la courbe de fragilité dans les cas des niveaux de performance IO et LS, et pour une incertitude sur la demande sismique $\beta_{D|S_a}$ variante de 0 à 0.20. Les valeurs des paramètres d'incertitude sur la modélisation β_M et sur la capacité β_C sont égales à 0.

La figure 5.7.4 montre également la courbe de fragilité dans le cas de niveau de performance CP, et pour $\beta_M = 0$ et $\beta_C = 0$. L'incertitude sur la demande sismique $\beta_{D|S_a}$ variante de 0 à 0.30.

Lorsque l'incertitude sur la demande sismique est égale à 0 (voir la figure 5.7.3), la courbe de fragilité est une ligne verticale, car aucune incertitude n'est incluse dans l'équation de la fragilité. Le grand champ de l'incertitude sur la modélisation de 0% à 20% produit une variation moyenne dans les résultats. La même tendance a été observée dans le cas de figure 5.7.4.

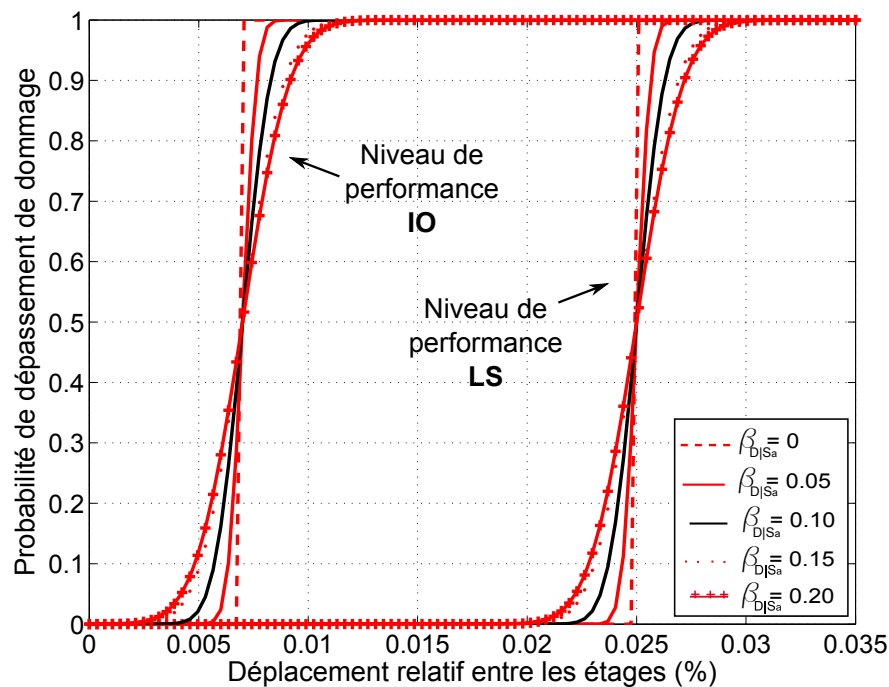


Figure 5.7.3 – Effets d'un faible niveau d'incertitude de la demande sismique sur la courbe de fragilité : cas des niveaux de performance IO et LS

Niveau de performance	$\beta_{D S_a}$	β_C	β_M
IO	0.1	0.15	0.2
LS	0.1	0.15	0.2
CP	0.15	0.15	0.2

Tableau 5.7.2 – Valeurs des paramètres d’incertitude $\beta_{D|S_a}$, β_C et β_M selon les niveaux de performance

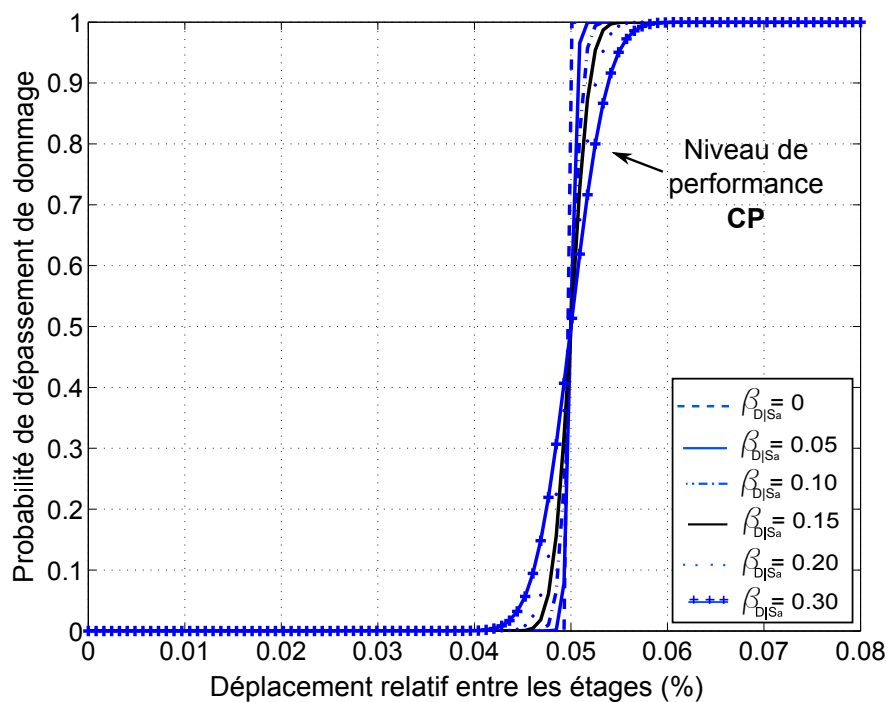


Figure 5.7.4 – Effets de l’incertitude de la demande sismique sur la courbe de fragilité : cas de niveau de performance CP

5.7.1.2 | Incertitude sur la modélisation

Wen *et al.* [105] et FEMA-351 [129] ont utilisé des valeurs pour les deux incertitudes sur la capacité et sur la demande sismique (β_C et $\beta_{D|S_a}$) selon les trois états limites IO, LS et CP (voir le tableau 5.7.2). Pour examiner l'influence de l'incertitude de la modélisation sur l'analyse de fragilité, l'incertitude sur la capacité est d'abord définie comme zéro. L'incertitude sur la demande sismique se trouve dans le tableau 5.7.2 selon le niveau de performance lorsque l'analyse non-linéaire dynamique est utilisée.

L'incertitude sur la modélisation β_M varie de 0 à 0.5 et les résultats sont reportés sur la figure 5.7.5 pour le cas de $\beta_{D|S_a} = 0.15$ et $\beta_C = 0$.

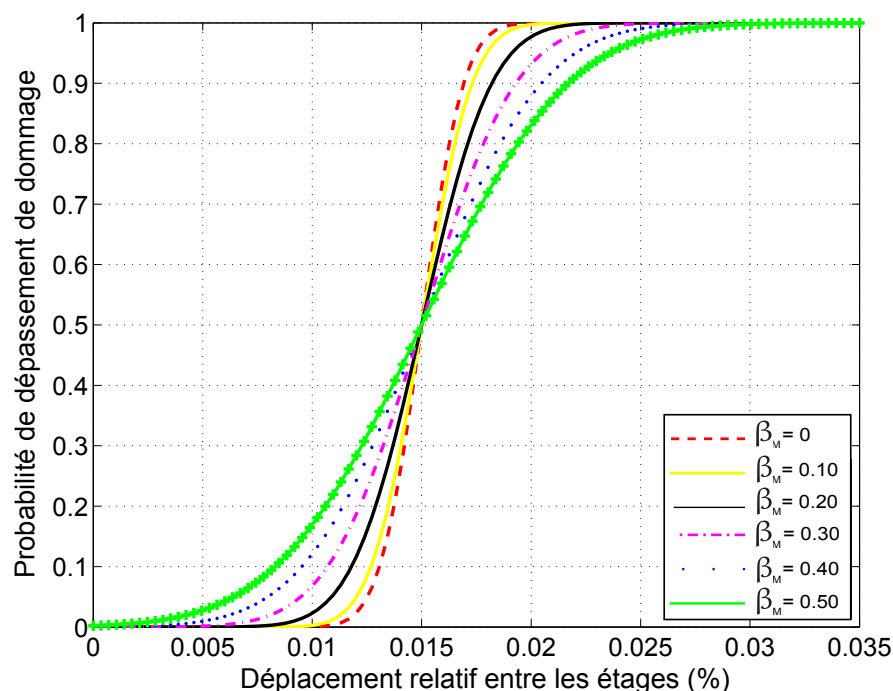


Figure 5.7.5 – Effets de l'incertitude de modélisation sur la courbe de fragilité ($\beta_C = 0$ et $\beta_{D|S_a} = 0.15$)

La figure 5.7.5 montre que la valeur moyenne de la courbe de fragilité est contrôlée par la capacité du système et la pente de la courbe est contrôlée par l'incertitude. Lorsque les incertitudes sur la modélisation et sur la capacité sont égales à zéro (illustré par une ligne rouge dans la figure 5.7.5), la courbe de fragilité est presque une ligne verticale, car la seule incertitude incluse dans l'équation de la fragilité est celle sur la demande intégrée dans l'équation de la loi de puissance. Le grand champ de l'incertitude sur la modélisation de 0% à 50% produit une grande variation dans les résultats. La figure 5.7.6 montre un plus petit champ de valeurs pour l'incertitude sur la modélisation quand l'hypothèse de zéro incertitude de capacité est adoptée. Les différences entre les valeurs spécifiques de l'incertitude sur la modélisation au sein d'un petit champ raisonnable n'ont pas un important effet sur la forme générale de la courbe. Wen *et al.* [105] ont également comparé les résultats de l'erreur de modélisation et ont conclu que la valeur de l'erreur de modélisation 20% ou $\beta_M = 0.2$ est

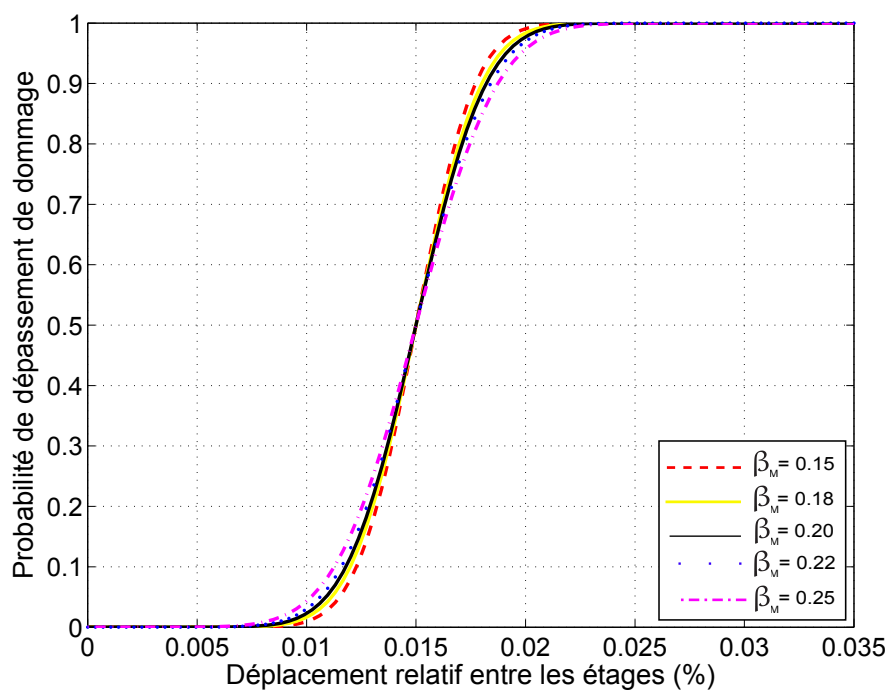


Figure 5.7.6 – Effets d’une faible niveau d’incertitude de modélisation sur la courbe de fragilité ($\beta_C = 0$ et $\beta_{D|S_a} = 0.15$)

une valeur raisonnable pour être utilisée dans les futures études sur la fragilité. Par conséquent, nous avons adopté cette valeur de l’incertitude sur la modélisation pour prendre en considération de l’incertitude dans les programmes de simulation, et la modélisation des matériaux et des systèmes non-linéaires.

5.7.1.3 | Incertitude sur la capacité du système

La capacité structurelle peut être définie comme la force maximale, le déplacement ou l'accélération qu'un élément ou un système peut supporter sans défaillance, ou plus précisément, sans atteindre un état limite prescrit. La capacité dépend donc des propriétés du matériau, des dimensions des éléments structurels, la configuration du système, les états limites considérés, les méthodes de calcul et les modèles utilisés pour décrire la capacité.

Pour ce qui concerne les propriétés des matériaux par exemple, la capacité d'élément dépend directement de la résistance et de la raideur, qui sont par nature aléatoires. Le caractère aléatoire peut être modélisé par une variable aléatoire basée sur les données d'essai. Il est courant d'utiliser la moyenne et l'écart-type (ou coefficient de variation) pour décrire la valeur centrale et la variabilité. Selon Wen *et al.* [126], le coefficient de variation de résistance à la compression et la traction de l'acier est d'environ 10% ou moins.

La description de l'incertitude dans la capacité du système est plus complexe car un système structurel est constitué de nombreux composants. De plus, le comportement du système est complexe en cas d'excitation dynamique, en particulier lorsque le système passe au comportement non-linéaire. La capacité du système peut donc être plus facilement décrite en termes des états limites du système. Couramment utilisés, les états limites du système sont ceux correspondant à des états différents de dommages et des niveaux de performance. La capacité du système est normalement décrite en terme de déplacements relatifs inter-étages. L'incertitude dans la capacité de système peut donc être évaluée en terme de capacité de déplacements relatifs inter-étages des différents niveaux de performance, tels que la capacité médiane de déplacement et son coefficient de variation. La distribution communément admise pour la capacité est la distribution log-normale [126].

Wen *et al.* [105] ont démontré que l'incertitude sur la capacité des ossatures en acier, mesurée par β , n'a qu'un impact marginal sur le risque sismique. Ils ont aussi affirmé que des changements mineurs dans β_C peut avoir un impact négligeable sur la probabilité de l'état limite pour des événements sismiques. Pour une incertitude sur la modélisation égale à $\beta_M = 0.2$ et une incertitude sur la demande égale à $\beta_{D|S_a} = 0.15$ en utilisant une analyse non-linéaire dynamique temporelle, l'incertitude sur la capacité β_C peut varier de zéro à 0.50 comme le montre la figure 5.7.7. Par conséquent, la difficulté consiste à déterminer une valeur appropriée de l'incertitude des capacités. Une valeur de 50% est une valeur importante pour l'incertitude sur la capacité et la valeur 0 de l'incertitude n'est pas réaliste. Un petit champ de valeurs de l'incertitude sur la capacité est représenté dans la figure 5.7.8 et l'effet d'un petit champ l'incertitude sur la capacité peut être considéré comme négligeable. L'incertitude sur la capacité β_C pour une structure métallique a été étudiée et validée comme 0.15 par Wen *et al.* [105]. Donc $\beta_C = 0.15$ sera utilisé dans le cadre de cette thèse.

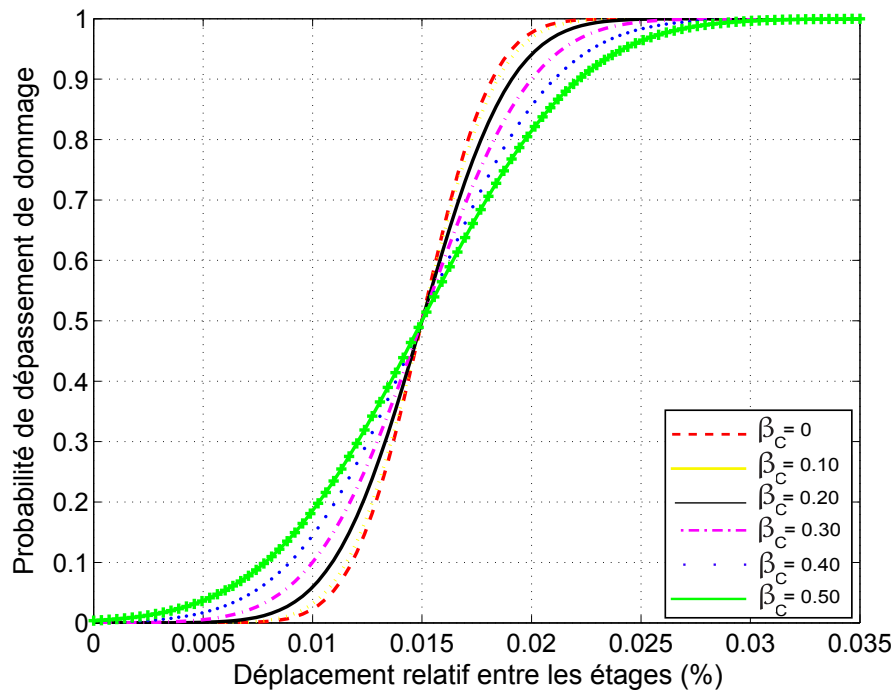


Figure 5.7.7 – Effets de l’incertitude de la capacité du système sur la courbe de fragilité ($\beta_M = 0.2$ et $\beta_{D|S_\alpha} = 0.15$)

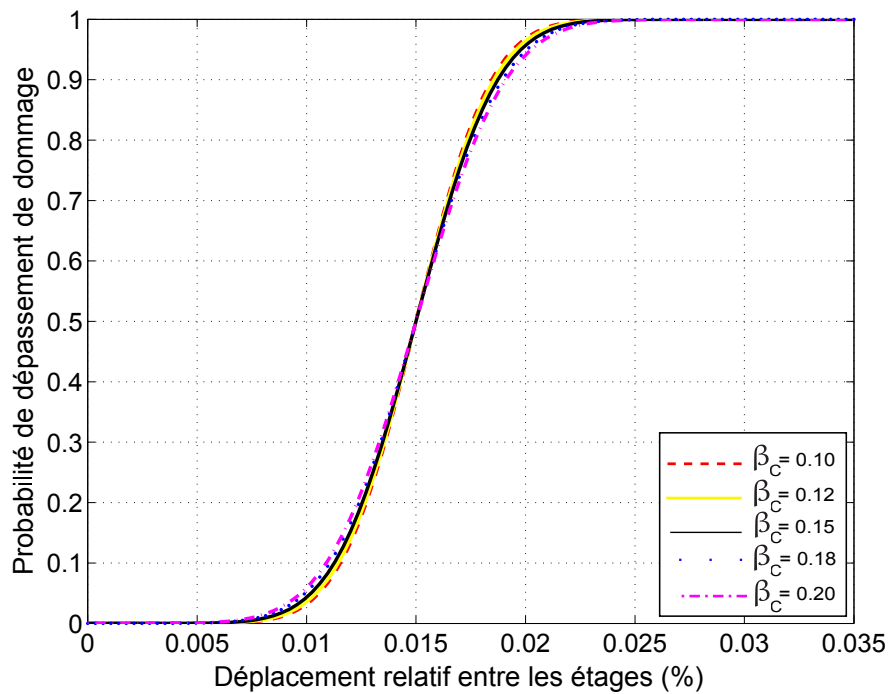


Figure 5.7.8 – Effets d’une faible niveau d’incertitude de la capacité sur la courbe de fragilité ($\beta_M = 0.2$ et $\beta_{D|S_\alpha} = 0.15$)

5.8 | Hypothèses de travail et les résultats

Nous présentons dans cette section des résultats de l'estimation de la vulnérabilité d'une structure en ossature par une méthode simplifiée. Nous allons utiliser les résultats de l'analyse dynamique non-linéaire temporelle de l'ossature de trois étages et deux baies (voir la section 4.5.5.2). Il faut rappeler que les trois niveaux d'excitations utilisés pour analyser l'ossature ont pour objectif de tracer sa courbe de capacité et évaluer sa performance en poussée progressive. Cette courbe relie les déplacements de la structure aux niveaux d'excitation sismique correspondants de l'aléa sismique.

Cependant, les analyses qui ont été réalisées dans le Chapitre 4 sont des analyses déterministes. Or pour évaluer la vulnérabilité sismique et tracer les courbes de fragilité, il y a nécessité de faire des simulations nombreuses visant à mesurer l'impact du caractère aléatoire de la sollicitation sismique et de la variabilité des paramètres de structure. Ces simulations sont coûteuses en temps de calcul. C'est la raison pour laquelle, nous allons adopter les valeurs des paramètres d'incertitudes proposés par FEMA-351 [129] et des chercheurs comme Wen *et al.* [105]. Les hypothèses pour les paramètres d'incertitude adoptés dans ce travail sont présentées dans les sections précédents et résumés dans le tableau 5.7.2.

La figure 5.8.9 présente la variation du paramètre de la demande avec l'intensité sismique. Les trois niveaux d'intensité sismique sont égal à 1, 2 et 3.6 m/sec² et leurs déplacements correspondants, qui viennent de l'analyse non-linéaire temporelle de l'ossature, sont respectivement égaux à 0.5%, 0.91% et 2.39%. Le paramètre d'incertitude $\beta_{D|S_a}$ est égal à 0.10 pour les niveaux de performances IO et LS, et $\beta_{D|S_a}$ égale à 0.15 pour le niveau de performance CP. Nous observons une augmentation du taux de variation de déplacement avec l'accroissement de niveau d'intensité sismique.

En utilisant les paramètres des incertitudes pour calculer l'incertitude totale β_T de la structure (équation 5.4), les courbes de fragilité sismique de l'ossature en cas d'analyse avec le modèle développé peuvent être tracées dans la figure 5.8.10. Rappelons que chaque niveau de performance a une valeur du paramètre d'incertitude.

À partir des déplacements maximaux calculés en utilisant notre méthode et le modèle développé dans le Chapitre 4, il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement de l'ossature étudiée, en fonction de quatre niveaux de dommages D_1 , D_2 , D_3 et D_4 (voir la figure 5.8.10). Ainsi, pour un déplacement Δ %, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P_1 % d'endommagement de niveau 1, P_2 % d'endommagement de niveau 2, P_3 % d'endommagement de niveau 3 et P_4 % d'endommagement de niveau 4. Ces niveaux d'endommagement correspondent respectivement aux dommages légers, modérés, importants et très importants allant jusqu'à la ruine. Un exemple illustratif, pour un déplacement inter-étage maximum 0.5 %, les probabilités que l'ossature se trouve aux niveaux de dommage D_1 , D_2 , D_3 ou D_4 sont respectivement de $P_1 = 50\%$, $P_2 = 43.6\%$, $P_3 = 6.4\%$ et $P_4 = 0\%$.

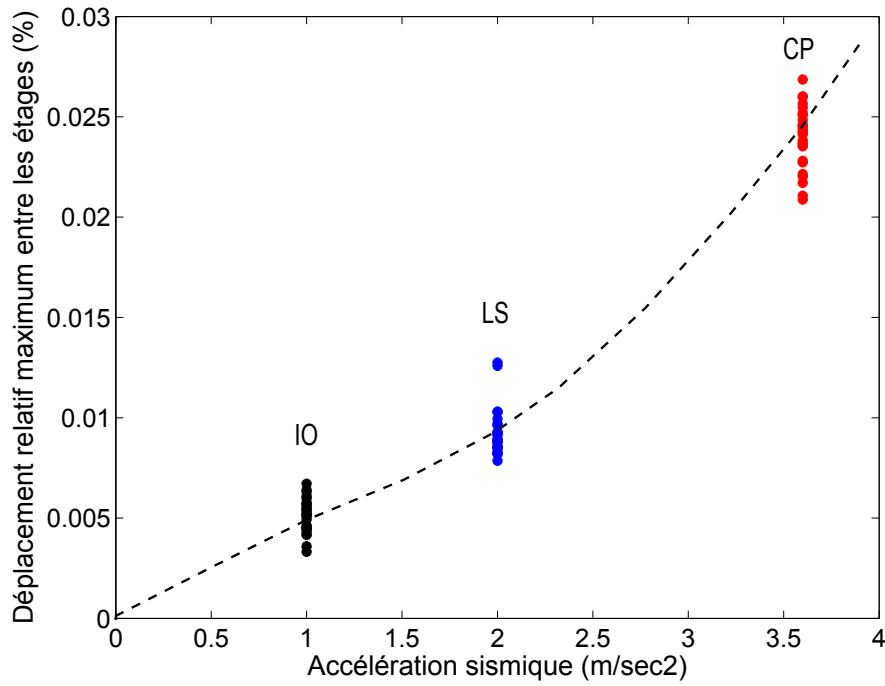


Figure 5.8.9 – Variation du paramètre de la demande (Δ %) avec l'intensité sismique

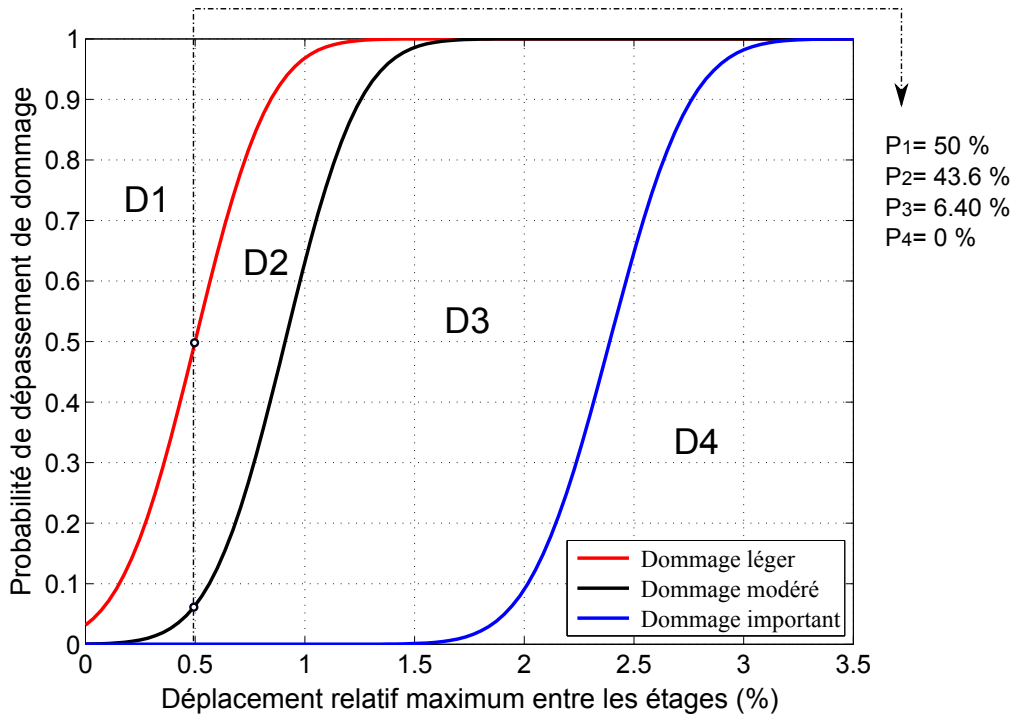


Figure 5.8.10 – Courbe de fragilité sismique de l'ossature en cas d'analyse avec le modèle développé

Les courbes de fragilité de l'ossature ont été tracées dans l'objectif de faire une comparaison entre les courbes de fragilité réalisées avec le modèle FDBH développé dans le Chapitre 4 et le modèle hystérétique de Richard-Abbott (sans considération de la fatigue). Les courbes de fragilité ont été construites pour chaque cas selon le modèle utilisé. La figure 5.8.11 représente les courbes de fragilité.

Nous remarquons deux points essentiels. Le premier point peut être illustré par l'exemple suivant : si nous considérons que nous voulons chercher les états de dommage qui correspondent à une probabilité de 50% par exemple (voir la figure 5.8.11), les courbes de fragilité développées avec notre modèle donnent plus de déplacement par rapport le modèle hystérétique. Ce point est vrai car le modèle développé donne déjà plus de déplacement dans la structure sous le même niveau d'excitation à cause du dommage par fatigue.

Le deuxième point est que les courbes de fragilité réalisées en utilisant notre modèle développé donnent moins de probabilité d'avoir un endommagement important pour un niveau de déplacement considéré "x" par rapport les courbes de fragilité tracées à partir du modèle Richard-Abbott. Ce point sera étudié plus en détail par la suite.

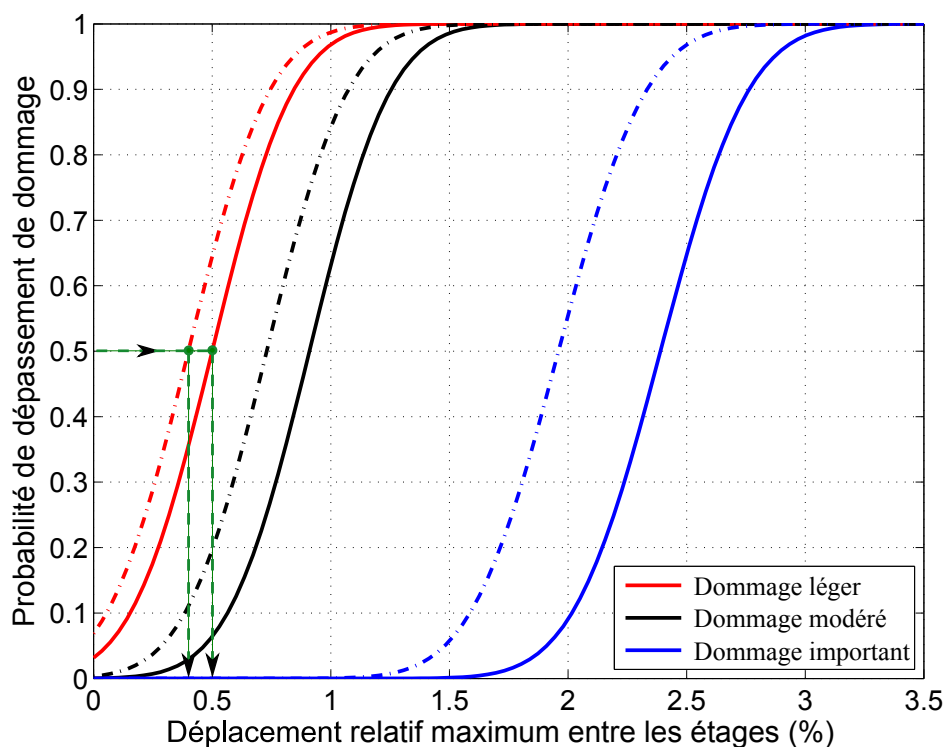


Figure 5.8.11 – Comparaison des courbes de fragilité sismique de l'ossature : les résultats d'analyse avec le modèle développé en (—) et les résultats d'analyse avec le modèle hystérétique (— . — . —)

Les informations venant des courbes de fragilité sont utilisées pour faire une comparaison entre les probabilités d'état des dommages de l'ossature dans les deux cas d'analyse (avec et sans le modèle développé). La figure 5.8.12 montre les probabilités que l'ossature se trouve aux niveaux de dommage D_1 , D_2 , D_3 ou D_4 , respectivement, sous l'effet d'un

déplacement $\Delta = 0.5 \%$ et dans les deux cas d'analyse (avec et sans le modèle développé). Ainsi que les figures 5.8.13 et 5.8.14 présentent les probabilités de dommage sous l'effet des déplacements $\Delta = 0.91 \%$ et $\Delta = 2.39 \%$, respectivement.

Il est possible d'observer dans la figure 5.8.12 que la probabilité de dommage P_1 de l'ossature obtenue par le modèle développé (en rouge) est supérieure à la probabilité de dommage obtenue par le modèle hystérétique (en bleu). Ainsi que les probabilités de dommages P_2 et P_3 de l'ossature obtenues par le modèle développé sont inférieures aux probabilités de dommages obtenues par le modèle hystérétique. Ce résultat montre que le modèle développé diminue la probabilité d'avoir un endommagement important dans la structure. Ce point montre l'importance d'avoir un modèle robuste des éléments de la structure.

Le même résultat peut être trouvé dans les figures 5.8.13 et 5.8.14. Nous observons que il y a beaucoup plus de probabilités d'avoir un dommage D_3 dans le cas de figure 5.8.13 ($P_3 = 50\%$ avec le modèle développé par rapport à $P_3 = 74\%$ avec le modèle hystérétique de Richard-Abbott). Dans le cas de figure 5.8.14, la probabilité d'avoir un dommage D_4 avec le modèle développé est égale à $P_4 = 50\%$ par rapport à $P_4 = 93\%$ obtenue avec le modèle hystérétique.

Finalement, il faut dire que notre modèle qui prend la fatigue en considération et donne plus de déplacement dans la structure, favorise la ductilité de la structure tant que les déplacements maximaux ne sont pas atteints. Alors, le modèle développé prévoit une réduction de la probabilité de dommage important des structures et il peut donc réduire le risque sismique.

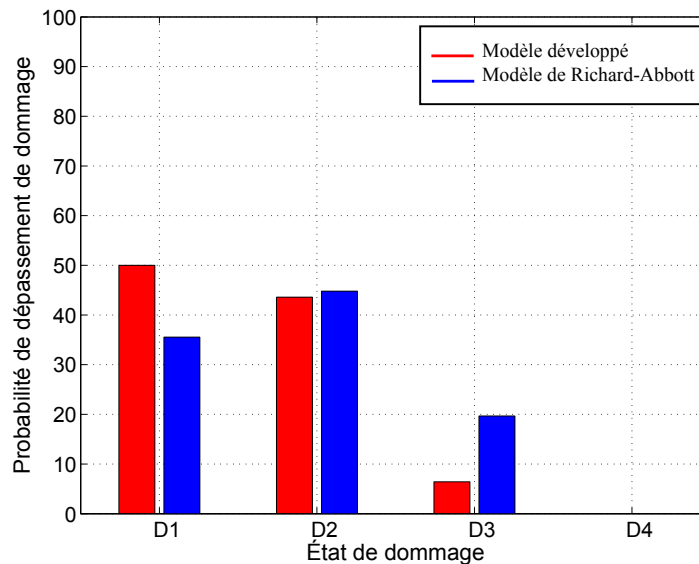


Figure 5.8.12 – Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 0.5 \%$

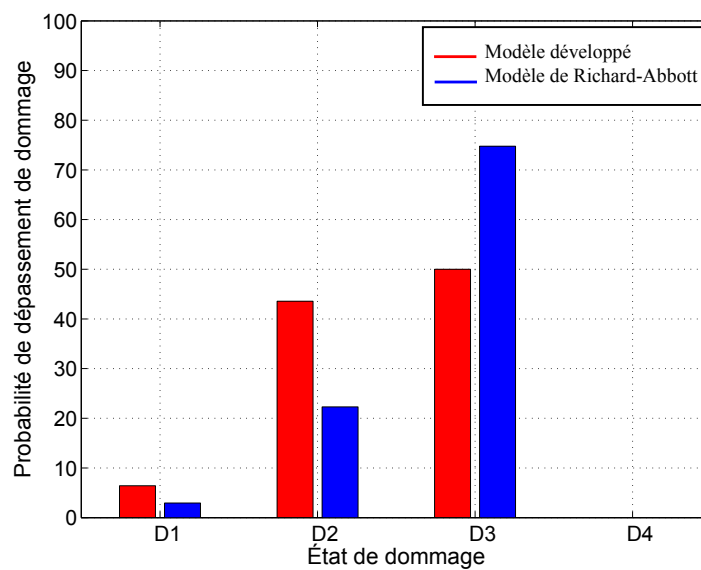


Figure 5.8.13 – Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 0.91\%$

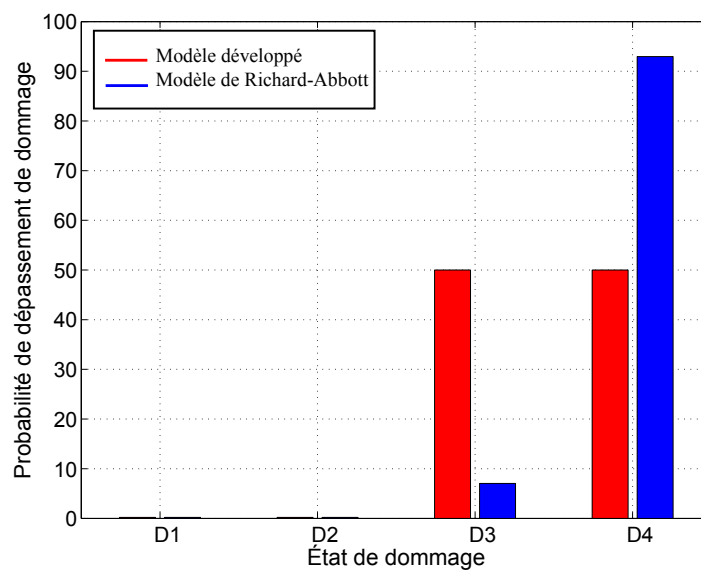


Figure 5.8.14 – Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 2.39\%$

5.9 | Conclusion

Cette étude sur la vulnérabilité des ossatures métalliques par des courbes de fragilité montre que la vulnérabilité est un élément clé dans la stratégie de prévention et de réduction du risque sismique. Les méthodes existantes pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures en ossature ainsi que les critères du déplacement horizontal relatif entre les étages ont été présentées et discutées.

Nous avons appliqué une méthode simplifiée pour tracer les courbes de fragilité d'une

ossature de trois étages et deux baies. Nous avons réalisé une étude paramétrique sur l'influence de l'incertitude dans une analyse de la fragilité. Nous avons tracé les courbes de fragilité de l'ossature pour un premier cas d'analyse avec le modèle développé dans le Chapitre 4 et pour un cas d'analyse avec le modèle hystérétique de Richard-Abbott. Les résultats affirment l'intérêt du modèle développé dans le cadre de notre thèse pour réduire la probabilité de dommage important des structures et donc réduire le risque d'avoir un dommage sismique.

Conclusions et perspectives

Conclusion

Cette thèse s'inscrit dans le cadre d'un programme général de recherche du laboratoire LTDS-D2S ayant comme objectif l'amélioration de nos connaissances sur l'endommagement des assemblages boulonnés dans les structures métalliques sous chargements dynamiques et sismiques.

Dans la première partie de ce travail, nous avons présenté une étude sur la dégradation de la rigidité d'un assemblage boulonné et le calcul de la durée de vie en fatigue d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Un banc d'essai de fatigue vibratoire d'un assemblage boulonné représentant l'assemblage poutre-poteau a été utilisé afin de déterminer sa durée de vie en fatigue oligocyclique. Une stratégie de travail a été proposée pour contrôler l'amplitude de l'excitation, ce qui nous a permis d'appliquer plusieurs niveaux constants de rotations et de tracer la courbe S-N. Grâce à ces résultats, un modèle de prévision de la durée de vie de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité a été développé en utilisant la loi Manson-Coffin. En outre, les résultats d'essais permettent de calculer la durée de vie d'une structure métallique sous excitation dynamique car ils ont fourni des données indispensables sur les caractéristiques d'endommagement par fatigue de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité.

La deuxième partie de ce travail présente un modèle d'assemblage boulonné à plaque d'extrémité. Ce modèle est capable de prendre en considération le dommage par fatigue oligocyclique et le dommage par plasticité produite dans l'assemblage boulonné au cours d'une excitation dynamique ou sismique appliquée. De plus, il est capable de reproduire le comportement d'assemblage boulonné grâce aux indicateurs de dommage. Malgré sa simplicité, ce modèle permet de modéliser de façon satisfaisante le comportement local d'assemblages boulonnés et le comportement global des structures en acier sous chargements dynamiques ou sismiques.

Dans un premier temps, ce modèle a été implanté dans un code aux éléments finis développé pour le calcul de structures à ossatures en acier sous chargement dynamique ou sismique, afin d'améliorer la capacité prédictive des analyses sismiques non-linéaires. Nous avons utilisé la méthode des éléments finis enrichis développée dans le cas d'analyse des structures métalliques en ossature avec des assemblages boulonnés poutre-poteau. Nous avons développé une approche robuste pour l'analyse temporelle non-linéaire des structures en ossature. Elle tient compte des changements dans les paramètres modaux tels que

les fréquences propres et les modes de vibration. Cette approche utilise une procédure itérative pour résoudre les équations du mouvement de système par une synthèse modale non-linéaire.

Dans un deuxième temps, des essais dynamiques ont été effectués sur une ossature à deux étages dans l'objectif de valider la capacité du modèle à fournir une prédiction fiable du comportement des structures métalliques en ossature. L'évolution des réponses de l'ossature étudiée lors de ces essais dynamiques a montré que différents types d'endommagement existent selon la nature et l'intensité de la sollicitation, et la durée de l'excitation appliquée. L'étude expérimentale du comportement de l'ossature en acier et des modes de rupture des assemblages boulonnés soumis à d'excitation dynamique a montré que les défaillances étaient liées aux dommages concentrés au niveau des assemblages boulonnés. Une diminution des fréquences propres de l'ossature a également été observée dans plusieurs cas où les amplitudes d'excitations appliquées étaient élevées. Les résultats ont aussi montré que le modèle donne des valeurs acceptables pour les réponses de l'ossature testée et qu'il est capable d'évaluer les changements des caractéristiques mécaniques des assemblages boulonnés.

De plus, l'algorithme présenté dans le chapitre permet, à partir du modèle de prédiction de la durée de vie construit expérimentalement (cf. Chapitre 3), d'évaluer la durée de vie des ossatures soumises à une sollicitation aléatoire. Des exemples d'ossatures sont ensuite traités pour illustrer la méthode numérique. Les résultats montrent la capacité de l'algorithme développé à analyser les structures complexes sous chargement sismique aléatoire. Les courbes de dégradation des fréquences propres dans le temps ont pu être identifiées grâce à l'analyse dynamique modale non-linéaire développée. Les résultats démontent aussi l'intérêt du modèle développé dans l'évaluation robuste des demandes sismiques d'une structure.

Dans la troisième partie, nous avons étudié la vulnérabilité des ossatures métalliques par des courbes de fragilité et réalisé étude paramétrique sur l'influence de l'incertitude dans une analyse de la fragilité. Une méthode simplifiée a été appliquée pour tracer les courbes de fragilité d'une ossature métallique. Les courbes de fragilité de l'ossature ont été tracées pour un premier cas d'analyse avec le modèle développé dans la partie précédente et pour un cas d'analyse avec le modèle hystérétique de Richard-Abbott. L'intérêt du modèle développé dans le cadre de notre thèse, à réduire le risque d'avoir un dommage sismique, est démontré par la comparaison des courbes de fragilité.

Perspectives

Il sera intéressant de développer un modèle en éléments finis 3D de la poutre encastree libre avec l'assemblage boulonné présenté au Chapitre 3. Ce modèle pourra alors être très utile pour étudier les phénomènes de dommage d'assemblage boulonné et pour évaluer l'accumulation de dommages par fatigue afin de prédire la loi de la durée de vie d'un assemblage boulonné. Ce type d'analyse numérique par éléments finis peut remplacer les essais de fatigue. Il permet aussi de relier les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux, ou d'éléments d'assemblage, à l'incertitude dans la courbe S-N.

En outre en utilisant ce modèle développé dans le cadre de cette thèse, une conception parasismique optimale peut être réalisée grâce à la méthodologie développée. Il peut être implanté dans un programme d'optimisation ou toolbox d'optimisation dans l'objectif de trouver la solution optimale de système qui peut répondre aux performances parasismiques demandées.

L'étude sur les courbes de fragilité d'ossatures métalliques adoptent une méthodologie simplifiée qui utilise des valeurs des paramètres d'incertitudes proposées dans la littérature par des chercheurs. Dans l'avenir, il serait intéressant de construire des courbes fragilités des ossatures métalliques semi-rigides à partir de simulations numériques de Monte-Carlo. Les résultats de cette simulation pourraient être intéressants pour estimer les valeurs des paramètres d'incertitudes spécifiques aux structures métalliques.

Enfin, il sera d'autant plus intéressant que l'on pourra étudier les effets d'interaction sol-structure. Cette problématique est actuellement l'objet de recherches très actives dans plusieurs laboratoires [130, 131, 132].

Bibliographie

- [1] L.A. CIUTINA. *Assemblages et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton : Expérimentation et simulation numérique*. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, France (2003).
- [2] FEMA 350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency; 2000.
- [3] SAC JOINT VENTURE. Analytical and field investigations of buildings affected by the northridge earthquake of january 17, 1994. Report No. SAC-95-04, part 2 Sacramento, California, USA, 1995.
- [4] JAQUES BROZZETTI. Eurocode 3 et document d'application nationale, calcul des structures en acier, part 1-1 règles générales et règles pour les bâtiments, edition eyrolles. Paris, 1996.
- [5] ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [6] FEMA 273 (1997). Nehr guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency.
- [7] FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency.
- [8] P.P. GILLIS. *Manson-coffin fatigue*. Acta Metallurgica, **14**(12), 1673 – 1676 (1966).
- [9] JOHN B. MANDER, STUART S. CHEN, AND GOKHAN PEKCAN. *Low-cycle fatigue behavior of semi-rigid top-and-seat angle connections*. AISC Engineering Journal, **31**(3), 111 – 124 (1994).
- [10] G. BALLIO, L. CALADO, AND C.A. CASTIGLIONI. *Low cycle fatigue behaviour of structural steel members and connections*. Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, **20**(8), 1129 – 1146 (1997).
- [11] S. BASAVA AND D.P. HESS. *Bolted joint clamping force variation due to axial vibration*. Journal of Sound and Vibration, **210**(2), 255 – 265 (1998).
- [12] N.G. PAI AND D.P. HESS. *Experimental study of loosening of threaded fasteners due to dynamic shear loads*. Journal of Sound and Vibration, **253**(3), 585 – 602 (2002).
- [13] J.A. SANCLEMENTE AND D.P. HESS. *Parametric study of threaded fastener loosening due to cyclic transverse load*. Engineering Failure Analysis, **14**, 239 – 249 (2006).

- [14] PIERINO LESTUZZI AND MARC BADOUX. Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments. Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2008.
- [15] SEAOC (1988). Recommended lateral force requirements and commentary. 1988.
- [16] P.A. NAZE. *Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques : Proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique.* Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (2004).
- [17] EN 1998-1 (2004) EUROCODE 8. Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard EN 1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
- [18] PHILIPPE BISCH. L'eurocode 8 : principes et application aux bâtiments. 7ème Colloque National AFPS 2007, Ecole Centrale Paris.
- [19] EUROCODE 3 (EC3). Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-1, 2004.
- [20] H. KRAWINKLER, V.V. BERTERO, AND E.P. POPOV. Inelastic behavior of steel beam-to-column sub assemblages. Report No. EERC 71/07, University of California, Berkeley, CA.
- [21] A.R. KUKRETI AND P. BISWAS. *Finite element analysis to predict the cyclic hysteretic behavior and failure of end-plate connections.* Computers and Structures, **65**(1), 127 – 147 (1997).
- [22] K.C. TSAI, SHIUN WU, AND E.P. POPOV. *Cyclic performance of steel beam-column moment joints.* Engineering Structures, **17**(8), 596 – 602 (1995).
- [23] N.G. PAI AND D.P. HESS. *Three-dimensional finite element analysis of threaded fastener loosening due to dynamic shear load.* Engineering Failure Analysis, **9**(4), 383 – 402 (2002).
- [24] I. TANI, D. LENOIR, AND L. JEZEQUEL. *Effect of junction stiffness degradation due to fatigue damage of metallic structures.* Engineering Structures, **27**(11), 1677 – 1688 (2005).
- [25] L. JEZEQUEL. *Structural damping by slip in joints.* ASME journal of Vibration, Acoustics, Stress and Reliability in Design, **105**(2), 497 – 504 (1983).
- [26] W. CHEN AND X. DENG. *Structural damping caused by micro-slip along frictional interfaces.* International Journal of Mechanical Sciences, **47**(8), 1191 – 1211 (2005).
- [27] E. WEIB, B. POSTBERG, T. NICAČ, AND J. RUDOLPH. *Simulation of ratcheting and low cycle fatigue.* International Journal of Pressure Vessels and Piping, **81**(3), 235 – 242 (2004).
- [28] M. SARANIK, D. LENOIR, AND L. JEZEQUEL. Nonlinear seismic analysis and fatigue-accumulated damage of steel frames with end-plate bolted connections. 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2011), Corfu, Greece, May 25-28, 2011.
- [29] M. SARANIK. *l'endommagement de l'assemblage boulonné soumis à l'excitation sismique.* Rapport du Master 2, École Centrale de Lyon - Écully, France 2007.

- [30] JEAN GUILLOT. Modélisation et calcul des assemblages vissés. Techniques de l'Ingénieur, 2007.
- [31] M. AUBLIN ET AL. Systèmes mécaniques : théorie et dimensionnement. Dunod Paris.
- [32] M. GROPER. *Microslip and macroslip in bolted joints*. Experimental Mechanics, **25**(2), 171 – 174 (June 1985).
- [33] G. JUNKER. *New criteria for self-loosening of fasteners under vibration*. S.A.E. Transactions, **78**(1), 314 – 335 (1969).
- [34] M. ZHANG, Y. JIANG, AND C.H. LEE. *Finite element modeling of self-loosening of bolted joints*. Journal of Mechanical Design ASME, **129**(2), 218 – 226 (2007).
- [35] M. ZHANG, Y. JIANG, AND C.H. LEE. *A study of early stage self-loosening of bolted joints*. Journal of Mechanical Design ASME, **125**(3), 518 – 526 (2003).
- [36] JEAN GUILLOT. Calcul des assemblages vissés : Assemblages chargés axialement. Techniques de l'Ingénieur, 2007.
- [37] SAYED A. NASSAR AND PAYAM H. MATIN. *Nonlinear strain hardening model for predicting clamp load loss in bolted joints*. Journal of Mechanical Design ASME, **128**(6), 1328 – 1336 (2006).
- [38] E.P. POPOV AND K.C. TSAI. Performance of large seismic steel moment connections under cyclic loads. In Proc. 56th Ann. Convention, Structural Engineers Association of California (Oct. 1987), pp. 193 - 209.
- [39] E.P. POPOV, K.C. TSAI, AND M.D. ENGELHARDT. *On seismic steel joints and connections*. Engineering Journal AISC, **11**(3), 148 – 162 (1989).
- [40] R.M. KOROL, A. GHOBARAH, AND A. OSMAN. *Extended end-plate connections under cyclic loading: Behaviour and design*. Journal of Constructional Steel Research, **16**(4), 253 – 280 (1990).
- [41] E.A. SUMNER AND T.M. MURRAY. *Behavior of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading*. Journal of Structural Engineering, ASCE, **128**(4), 501 – 508 (2002).
- [42] ORESTE S. BURSI, FABIO FERRARIO, AND VIGILIO FONTANARI. *Non-linear analysis of the low-cycle fracture behaviour of isolated tee stub connections*. Computers and Structures, **80**(27-30), 2333 – 2360 (2002).
- [43] E.P. POPOV AND S.M. TAKHIROV. *Bolted large steel beam-to-column connection part 1: experimental study*. Engineering Structures, **24**(12), 1523 – 1534 (2002).
- [44] S.M. TAKHIROV AND E.P. POPOV. *Bolted large steel beam-to-column connection part 2: numerical non linear analysis*. Engineering Structures, **24**(12), 1535 – 1545 (2002).
- [45] R. SIMOES, L. SIMOES DA SILVA, AND P. CRUZ. *Behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under cyclic loading*. International Journal of Steel and Composite Structures, **1**(3), 355 – 376 (2001).
- [46] P.P.T. CHUI AND S.L. CHAN. *Transient response of moment-resistant steel frames with flexible and hysteretic joints*. Journal of Constructional Steel Research, **39**(3), 221 – 243 (1996).
- [47] R.M. RICHARD AND B.J. ABBOTT. *Versatile elastic plastic stress strain formula*. ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, **101**(4), 511 – 515 (1975).

- [48] W.F. CHEN AND E.M. LUI. *Steel beam-to-column moment connections. part i: flange moment connections*. Solid Mechanics Archives **11**(4), 257 – 316 (1986).
- [49] K.M. ANG AND G.A. MORRIS. *Analysis of three-dimensional frame with flexible beam-column connection*. Canadian Journal of Civil Engineering, **11**(2), 241 – 254 (1984).
- [50] M.J. FRYE AND G.A. MORRIS. *Analysis of flexibly connected steel frame*. Canadian Journal of Civil Engineering, **2**(3), 280 – 291 (September 1975).
- [51] A. COLSON. *Theoretical modeling of semirigid connections behavior*. Journal of Constructional Steel Research, **19**(3), 213 – 224 (1991).
- [52] J. HUH AND A. HALDAR. *Seismic reliability of non-linear frames with pr connections using systematic rsm*. Probabilistic Engineering Mechanics, **17**(2), 177 – 190 (2002).
- [53] P.J. MADAS AND A.S. ELNASHAI. *A component based model for beam-column connections*. Proceedings of Tenth World Conference of Earthquake Engineering, 4495-4499, 1992.
- [54] M. DE STEFANO, A. DELUCA, AND A. ASTANEH ASL. *Modeling of cyclic moment-rotation response of double-angle connections*. Journal of Structural Engineering-ASCE, **120**(1), 212 – 229 (1994).
- [55] L. SIMOES DA SILVA, A. SANTIAGO, AND P. VILA REAL. *Post-limit stiffness evaluation of the ductility of steel joints*. Computers and Structures, **80**(5-6), 515 – 531 (2002).
- [56] L. SIMOES DA SILVA AND A.G. COELHO. *A ductility model for steel connections*. J. of Constructional Steel Research, **57**(1), 45 – 70 (2001).
- [57] G.A. RASSATI, R.T. LEON, AND S. NOÈ. *Component modeling of partially restrained composite joints under cyclic and dynamic loading*. Journal of Structural Engineering, **130**(2), 343 – 351 (2004).
- [58] O.S. BURSI AND J.P. JASPART. *Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections*. Computers and Structures, **69**(3), 361 – 382 (1998).
- [59] A.N. SHERBOURNE AND M.R. BAHAAARI. *3d simulation of end-plate bolted connections*. Journal of Structural Engineering-ASCE, **120**(11), 3122 – 3136 (1994).
- [60] G.J. YUN, J. GHABOUSSI, AND A.S. ELNASHAI. *Development of neural network based hysteretic models for steel beam-column connections through self-learning simulation*. Journal of Earthquake Engineering, **11**(3), 453 – 467 (2007).
- [61] G. STOJADINOVIC. *Connection database test id: Umsp3.1: Sac steel project*. <http://www.sacsteel.org/connections/reports/SP3--1.pdf>.
- [62] M. BRUN. *Contribution a l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur des voiles en béton arme : approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage*. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France (2002).
- [63] M.S. WILLIAMS AND R.G. SEXMITH. *Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art review*. Earthquake Spectra, **11**(2), 319 – 349 (1995).
- [64] S. LIGNON. *Approche robuste du risuqe sismique*. Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon - Écully, France (2006).

- [65] Y.J. PARK, A.H.S. ANG, AND Y.K. WEN. *Damage-limiting a seismic design of buildings*. Earthquake Spectra, **3**(1), 1 – 25 (1987).
- [66] S.K. KUNNATH, N. PANAHSHAHI, AND A.M. REINHORN. *Seismic response of rc buildings with inelastic floor diaphragms*. Journal of Structural Engineering, ASCE, **117**(4), 1218 – 1237 (1991).
- [67] H. BANON AND D. VENEZIANO. *Seismic safety of reinforced concrete members and structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **10**(2), 179 – 193 (1982).
- [68] C.G. CULVER. *Natural hazards evaluation of existing buildings*. Technical Report BSS 61, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, 1975.
- [69] S. TOUSSI AND J.P.T. YAO. *Hysteresis identification of existing structures*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, **109**(5), 1189 – 1202 (1983).
- [70] H. BANON, J.M. BIGGS, AND H.M. IRVINE. *Seismic damage of reinforced concrete frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, **107**(ST9), 1713 – 1729 (1981).
- [71] M.S.L. ROUFIEL AND C. MEYER. *Analytical modeling of hysteretic behavior of reinforced concrete frame*. Journal of Structural Engineering, **113**(3), 429 – 444 (1987).
- [72] J.E. STEPHENS AND J.T.P. YAO. *Damage assessment using response measurement*. Journal of Structural Engineering, ASCE, **113**(4), 787 – 801 (1987).
- [73] M.L. WANG AND S.P. SHAH. *Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept*. Earthq. Eng. Struct. Dyn. **15**(8), 993 – 1003 (1987).
- [74] G.D. JEONG AND W.D. IWAN. *Effect of earthquake duration on the damage of structures*. Earthq. Eng. Struct. Dyn. **16**(8), 1201 – 1211 (1988).
- [75] N.K. GOSAIN, R.H. BROWN, AND J.O. JIRSA. *Shear requirements for load reversals on rc members*. J.Struct. Eng. Div., Proc. ASCE, **103**(ST7), 1461 – 1476 (1977).
- [76] W.B. KRATZIG, I.F. MEYER, AND K. MESKOURIS. *Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading*. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, CA, 795 - 902, 1989.
- [77] Y.J. PARK AND A.H.S. ANG. *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, **111**(4), 722– 739 (1985).
- [78] S.K. KUNNATH, A.M. REINHORN, AND R.F. LOBO. *Idarc version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of rc structures*. Technical Report NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 1992.
- [79] M.L. WANG AND J. WANG. *Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete shear wall structures*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, **11**(5), 255 – 268 (1992).
- [80] D. MIRAMONTES, O. MERABET, AND J.M. REYNOUARD. *Kinematic hardening model based on general plasticity for rc frames*. 11th world con on earthquake eng., Acapulco, Mex., Elsevier, Amsterdam, 1996.
- [81] H. KRAWINKLER AND M. ZOHREI. *Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions*. Computers and Structures, **16**(1-4), 531 – 541 (1983).

- [82] L.F. IBARRA AND H. KRAWINKLER. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
- [83] G.L. DIMITRIOS, H. KRAWINKLER, AND A.S. WHITTAKER. Collapse assessment of a 4-story steel moment resisting frame. Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering; COMPDYN Rhodes, Greece, 22 - 24 June 2009.
- [84] E. DiPASQUALE AND A.S. ÇAKMAK. *Detection of seismic structural damage using parameter-based global damage indices*. Probabilistic Engineering Mechanics, **5**(2), 60 – 65 (1990).
- [85] E. DiPASQUALE AND A.S. ÇAKMAK. On the relation between local and global damage indexes. Technical Report NCEER - 89 - 0034, State University of New York at Buffalo, (1989).
- [86] B. AHMED AND D.A. NETHERCOT. *Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite flush end plate connections*. Journal of Construction Steel Research, **41**(1), 30 – 60 (1997).
- [87] M.A. HADIANFARD AND R. RAZANI. *Effects of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames*. Structural Safety, **25**(2), 123 – 138 (2003).
- [88] D. CROCCOLO AND N. VINCENZI. *Tightening tests and friction coefficients definition in the steering shaft of front motorbike suspension*. Strain, **47**(4), 337 – 342 (2011).
- [89] COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES. Eurocode 3. revised annex j. joints in building frames. Janvier 1997.
- [90] A. SHAMA, J. MANDER, AND S. CHEN. *Simplified seismic fatigue evaluation for rigid steel connections*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, **2**(2), 245 – 253 (2003).
- [91] A.K. CHOPRA AND R.K. GOEL. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **31**(3), 561 – 582 (2002).
- [92] S. SETIO, H.D. SETIO, AND L. JEZEQUEL. *A method of non-linear modal identification from frequency response tests*. Journal of Sound and Vibration, **158**(3), 497 – 515 (1992).
- [93] C. GIBERT. *Fitting measured frequency response using non-linear modes*. Mechanical Systems and Signal Processing, **17**(1), 211 – 218 (2003).
- [94] PATRICK PAULTRE. Dynamique des structures, application aux ouvrages de génie civil. pp. 663-671, 2005.
- [95] X. MA, M.F.A. AZEEZ, AND A.F. VAKAKIS. *Non-linear normal modes and on-parametric system identification of non-linear oscillators*. Mechanical Systems and Signal Processing, **14**(1), 37 – 48 (2000).
- [96] G.R. MONFORTOON AND T.S. WU. *Matrix analysis of semi-rigidly connected steel frames*. Journal of Structural Engineering ASCE **Vol. 89, No. 6**, pp. 13-42 (1963).
- [97] R. HASAN, L. XU, AND D.E. GRIERSON. *Push-over analysis for performance-based seismic design*. Computers and Structures, **80**(31), 2483 – 2493 (2002).

- [98] GUN JIN YUN, JAMSHID GHABOUSSI, AND AMR S. ELNASHAI. *A design-variable-based inelastic hysteretic model for beam-column connections*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**(4), 535 – 555 (2008).
- [99] A. NIESLONY AND E. MACHA. *Spectral method in multiaxial random fatigue*. *Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics* **Vol. 33**, pp. 8 (2007).
- [100] ASTM85. *Standard practices for cycle fatigue counting in fatigue analysis*. Designation E 1049-85, vol. 03.01 of *Metal Test Methods and Analytical procedure*, ASTM, pp. 836-848, 1985.
- [101] AFNOR. *Fatigue sous sollicitations d’amplitude variable. méthode rainflow de comptage*. AFNOR A03-406, 1-32, 1993.
- [102] C. BEAUVAL AND O. SCOTTI. *Quantifying sensitivities of psha for france to earthquake catalog uncertainties, truncation of ground-motion variability, and magnitude limits*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **94**, 1579-1594, Oct 2004.
- [103] C. BEAUVAL. *Analyse des incertitudes dans une estimation probabiliste de l’aléa sismique, exemple de la France, Thèse*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble I (2003).
- [104] M. SARANIK, D. LENOIR, AND L. JEZEQUEL. *Effects of low cycle fatigue damage in the end plate connection on steel frame seismic demands*. 8th International Conference on Structural Dynamics (EURODYN 2011), Leuven, Belgium, July 4-6, 2011.
- [105] Y.K. WEN, B.R. ELLINGWOOD, AND J. BRACCI. *Vulnerability functions framework for consequence-based engineering*. MAE Center DS-4 Report, Mid-America Earthquake Center, UIUC, (2004).
- [106] ATC-13. *Earthquake damage evaluation data for california*. Report no. ATC-13, Applied Technology Council, 1985.
- [107] M. SHINOZUKA, J. LEE, M.Q. FENG, AND T. NAGANUMA. *Statistical analysis of fragility curves*. *J. Engrg. Mech. ASCE*, **126**(12), 1224 – 1231 (2000).
- [108] FEMA. *Hazus earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1999.
- [109] RISK-UE. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. P4:Vulnerability of current buildings*. European Project, 2003.
- [110] M. HEMSAS. *Modélisation par macro-éléments du comportement nonlinéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*. Thèse de Doctorat, L’Université de Bordeaux 1, France (2010).
- [111] P. GUÉGUEN, C. MICHEL, AND L. LECORRE. *A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions: application to grenoble (france)*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **4**(3), 467 – 490 (2007).
- [112] L. IBARRA. *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations, PhD Thesis*. Thèse de Doctorat, Stanford University, CA. (2003).
- [113] S.-H. JEONG AND A.S. ELNASHAI. *Fragility analysis using a new 3-d damage index*. Ancer Annual Meeting, Honolulu, Hawaii, July 28-30 (2004).

- [114] M. SINOZUKA, M.Q. FENG, H.K. KIM, AND S.H. KIM. *Nonlinear static procedure for fragility curve development*. Journal of Engineering Mechanics, **126**(12), 1287 – 1295 (2000).
- [115] BRUCE R. AND ELLINGWOOD. *Earthquake risk assessment of building structures*. Reliability Engineering and System Safety **74**(3), 251 – 262 (2001).
- [116] K. KINALI AND B.R. ELLINGWOOD. *Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering : A case study for memphis, tn*. Engineering Structures, **29**(6), 1115 – 1127 (2007).
- [117] HAZUS. Earthquake loss estimation methodology. Vol.1, National Institute of Building Sciences, 1997.
- [118] HAZUS-MH-MR3. Earthquake model. Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C (2003).
- [119] H.S. LEW AND S.K. KUNNATH. Assessment of structural systems evaluation methods based on local seismic demands. Innovations in Design with Emphasis on Seismic, Wind and Environmental Loading, Special Publication SP-209-42, American Concrete Institute, Farmington, Michigan, pp. 771-790, (2002).
- [120] D. VAMVATSIKOS AND C.A. CORNELL. *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **31**(3), 491 – 514 (2002).
- [121] A. GHOBARAH, H. ABOU-ELFATH, AND ASHRAF BIDDAH. *Response-based damage assessment of structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **28**(1), 79 – 104 (1999).
- [122] A. GHOBARAH AND K. GALAL. *Seismic rehabilitation of short rectangular rc columns*. Journal of Earthquake Engineering **Vol. 8, No. 1**, pp. 45–68 (2004).
- [123] D.E. HUDSON. *Local distribution of strong earthquake ground motions*. Bulletin of the Seismological Society of America, **62**(6), 1765 – 1786 (1972).
- [124] R.D. BORCHERDT AND G. GLASSMOYER. *On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the loma prieta earthquake in the san francisco bay region, california*. Bulletin of the Seismology Society of America, **82**(2), 603 – 641 (1992).
- [125] Y.K. WEN AND C.L. WU. *Uniform hazard ground motions for mid-america cities*. Earthquake Spectra **7**(2), 359 – 384 (May 2001).
- [126] YK. WEN, BR. ELLINGWOOD, D. VENEZIANO, AND J. BRACCI. Uncertainty modeling in earthquake engineering (white paper). Report No. FD-2, Mid-America Earthquake Engineering Center. Urbana (IL): University of Illinois; 2003.
- [127] C.A. CORNELL AND N. LUCO. Ground motion intensity measures for structural performance assessment at near-fault sites. Proceedings U.S.-Japan Joint Workshop and Third Grantees Meeting, U.S.-Japan Coop. Res. on Urban EQ. Disaster Mit. Seattle, 15-16 Aug. 2001: 30-38, Univ. of Washington.
- [128] J.W. BAKER AND C.A. CORNELL. *Correlation of response spectral values for multi-component ground motions*. Bulletin of the Seismological Society of America, **96**(1), 215 – 227 (2006).
- [129] FEMA 351. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency; 2000.

- [130] M. PREISIG AND B. JEREMIC. Nonlinear finite element analysis of dynamic soil-foundation-structure interaction. Technical report, University of California, Davis, 2005.
- [131] ESTEBAN SAEZ, FERNANDO LOPEZ-CABALLERO, AND ARÉZOU MODARESSI-FARAHMAND RAZAVI. Effects of ssi on the capacity spectrum method. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva : Suisse (2006).
- [132] FERNANDO LOPEZ-CABALLERO AND ARÉZOU MODARESSI-FARAHMAND RAZAVI. Prise en compte des effets de la liquéfaction du sol sur la réponse d'une structure. 7ème Colloque National AFPS 2007 Ecole Centrale Paris.
- [133] A. SINGHAL AND A.S. KIREMIDJIAN. *Bayesian updating of fragilities with application to rc frames*. J. Struct. Engrg. ASCE, **124**(8), 922 – 929 (1998).
- [134] B. ELLINGWOOD, R.B. COROTIS, J. BOLAND, AND N.P. JONES. *Assessing the cost of dam failure*. J. Water Resources Planning and Mgt, ASCE, **119**(1), 64 – 82 (1993).
- [135] S. CHANG AND M. SHINOZUKA. *Life-cycle cost analysis with natural hazard risk*. Infrastructure Systems ASCE, **2**(3), 118 – 126 (1996).
- [136] C.A. CORNELL, F. JALAYER, R.O. HAMBURGER, AND D.A. FOUTCH. *Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines*. J. Struct. Engrg. ASCE, **128**(4), 526 – 533 (2002).
- [137] K.A. PORTER, A.S. KIREMIDJIAN, AND J.S. LEGRUE. *Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation*. Earthquake Spectra (EERI), **17**(2), 291 – 312 (2001).
- [138] E. BALMES, J. BIANCHI, AND J. LECLÉRE. Structural dynamics toolbox 6.2 (for use with matlab), sdtools. Paris, France, www.sdtools.com, Sep 2009.
- [139] ALI ABOLMAALI, JOHN H. MATTHYS, MOHAMMED FAROOQI, AND YEOL CHOI. *Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections*. Journal of Constructional Steel Research, **61**(12), 1595 – 1612 (2005).
- [140] A.K. AGGARWAL. *Behaviour of flexible end plate beam-to-column joints*. Journal of Constructional Steel Research, **16**(2), 111 – 134 (1990).
- [141] W.B. KRAETZIG AND Y.S. PETRYNA. *Structural damage and life-time estimates by nonlinear fe simulation*. Engineering Structures, **27**(12), 1726 – 1740 (2005).
- [142] WILFRIED B. KRAETZIG AND YURI S. PETRYNA. On structural damage processes of storm- and earthquake-induced low-cycle fatigue. Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering; COMPDYN Rhodes, Greece, 22- 24 June 2009.
- [143] W. SZEMPLINSKA-STUPNICKA. *The modified single mode method in the investigations of the resonant vibrations of non-linear systems*. Journal of Sound and Vibration, **63**(4), 475 – 489 (1979).
- [144] C.H. YU, J.Y. RICHARD LIEW, N.E. SHANMUGAM, AND Y.H. NG. *Collapse behaviour of sway frames with end-plate connections*. Journal of Constructional Steel Research, **48**(2-3), 169 – 188 (1998).

- [145] YONGJIU SHI, GANG SHI, AND YUANQING WANG. *Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections*. Journal of Constructional Steel Research, **63**(9), 1279 – 1293 (2007).
- [146] C. CREMONA AND Y. GAO. *The possibilistic reliability theory theoretical aspects and applications*. Structural Safety **Vol. 19, No. 2**, pp. 173–201 (1997).
- [147] S.D. CAMPBELL, R.M. RICHARD, AND J.E. PARTRIDGE. Steel moment frame damage predictions using low-cycle fatigue. Presented at the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [148] SATOSHI IZUMI, TAKASHI YOKOYAMA, ATSUSHI IWASAKI, AND SHINSUKE SAKAI. *Three-dimensional finite element analysis of tightening and loosening mechanism of threaded fastener*. Engineering Failure Analysis, **12**(4), 604 – 615 (2005).
- [149] C.G. DENG, O.S. BURSI, AND R. ZANDONINI. *A hysteretic connection element and its applications*. Computers and Structures **78**(1-3), 93 – 110 (2000).
- [150] C.H. WANG AND Y.K. WEN. *Evaluation of pre-northridge low-rise steel buildings. i: Modeling*. Journal of Structural Engineering-ASCE, **126**(10), 1160 – 1168 (2000).
- [151] C. BERNUZZI, R. ZANDONINI, AND P. ZANON. *Analysis and modelling of semi-rigid steel joints under cyclic reversal loading*. J Constructional Steel Research, **38**(2), 95 – 123 (1996).

Table des figures

1.1.1	(a) Structure métallique ; (b) Ossatures métalliques	2
1.1.2	Assemblage boulonné à plaque d'extrémité	2
1.2.3	Matrice de performance	6
1.3.4	Les caractéristiques comportementales d'un assemblage	8
1.3.5	Classification d'un assemblage par la résistance	8
1.3.6	Classification d'un assemblage par la rigidité	9
1.3.7	Classification d'un assemblage par la ductilité	10
1.4.8	Mécanismes de comportement d'un assemblage boulonné EP	12
2.2.1	Détermination du couple de serrage	19
2.2.2	Définition du filet : calcul du couple F_{C_1}	20
2.2.3	Calcul du couple de frottement F_{C_2}	20
2.2.4	Assemblage boulonné de type HSFGBJ	22
2.2.5	Région de glissement partiel et sans glissement	22
2.2.6	Système d'inclinaison du bloc	25
2.2.7	Assemblage boulonné soumis à l'excitation dynamique	26
2.2.8	Condition générale pour le glissement	26
2.2.9	Moment de desserrage de la réaction du filetage	27
2.2.10	Glissement de la tête de vis et Composantes des forces	28
2.2.11	Moment flexion de vis	29
2.2.12	Glissements dus à la déformation élastique	29
2.2.13	Modèle éléments finis 3D de l'assemblage boulonné	30
2.2.14	Etapas de desserrage du boulon d'après Zhang <i>et al.</i>	30
2.2.15	La réponse axiale contrainte-déformation au premier fileté	31
2.2.16	Premier fileté de l'écrou	32
2.2.17	Variations de la pression de contact de trois noeuds	32
2.2.18	Variations de la distribution de pression de contact	33

2.2.19	Amplitude du microglissement au long de la surface de contact	34
2.2.20	Accumulation de glissement localisé d'après Pai <i>et al.</i>	34
2.2.21	Type de desserrage du boulon pendant le test de vibration transversale	35
2.2.22	Courbe d'hystérésis générale d'après Junker	36
2.2.23	Modèle d'éléments finis d'assemblage 3D	37
2.2.24	Courbe d'hystérésis pour différents cas de desserrage d'après Pai <i>et al.</i>	37
2.2.25	Contact de desserrage 1	38
2.2.26	Contact de desserrage 2	38
2.2.27	Représentation schématique d'un assemblage serré	39
2.2.28	Modèle théorique de l'assemblage chargé axialement	40
2.2.29	Modèle équivalent simulant le comportement de l'assemblage	41
2.2.30	Diagramme représentatif de l'assemblage sous charge F_E	41
2.2.31	Modèle équivalent à l'assemblage	42
2.2.32	Illustration du comportement de l'assemblage	43
2.2.33	Efforts et contraintes pour un assemblage chargé	45
2.2.34	Variation de l'effort axial dans le boulon	46
2.2.35	Efforts appliqués à l'assemblage boulonné	46
2.2.36	Courbe S-N	48
2.3.37	Comportement cyclique d'assemblage boulonné d'après FEMA-355D	52
2.3.38	Le composant élémentaire de la plaque d'extrémité d'assemblage T – stub	53
2.3.39	Essais dynamiques des assemblages BX-SU-C1 et BX-SU-C2	53
2.3.40	Comportement hystérétique d'un assemblage	55
2.3.41	Modèle Ramberg-Osgood	56
2.3.42	Modèle de Richard-Abbott de l'assemblage boulonné semi-rigide	57
2.3.43	Élément de poutre avec des assemblages boulonnés semi-rigides	58
2.3.44	Modèle mécanique à base de composants	59
2.3.45	Modèle mécanique à base de composants	60
2.3.46	Modélisation numérique 3D par éléments finis	61
2.3.47	Analyse en 3D par éléments finis	62
2.4.48	Définitions de raideurs utilisées par les indicateurs de dommage	67
2.4.49	Incréments plastiques comptabilisés par Stephens et Yao	68
2.4.50	Demi-cycles principaux et secondaires selon Kratzig <i>et al.</i>	69
2.4.51	Détérioration de la résistance couplée à l'indicateur de dommage	71
2.4.52	Dégradation de la raideur suivant le coefficient α	71

2.4.53	Modèle de détérioration Ibarra-Krawinkler	73
2.4.54	L'évolution de la période propre d'une structure au cours du temps	73
3.2.1	Le banc d'essai de fatigue vibratoire avec le spécimen	78
3.2.2	L'assemblage boulonné à plaque d'extrémité pour ce travail	79
3.2.3	Schéma de principe du banc d'essais	80
3.2.4	Le pot vibrant	80
3.2.5	Détails de la poutre encastrée-libre testée en flexion	81
3.2.6	Détails de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité	81
3.4.7	(a) Un modèle de poutre étudiée ; (b) Modèle déformé : Méthode VWV	85
3.4.8	(a) Un modèle de poutre étudiée ; (b) Modèle déformé : Méthode AMM	86
3.4.9	Rotations des composants de la poutre	89
3.4.10	Système de poutre encastré-libre et excitée à sa base.	90
3.5.11	Fréquences propres mesurées du système	91
3.5.12	Photo des boulons fissurés	91
3.5.13	Photo des boulons fracturés	92
3.5.14	Forces cycliques appliquées aux boulons	93
3.5.15	Le progrès des fissures dans les boulons	93
3.5.16	Un boulon fracturé : L'écrou (à gauche) et le vis (à droite)	94
3.5.17	La courbe expérimental S-N de l'assemblage boulonné	96
3.5.18	Une comparaison entre le modèle proposé et le modèle de Mander	97
4.2.1	Modèle FDBH développé de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité.	101
4.3.2	Système multi-degrés de liberté soumis à une excitation sismique	102
4.4.3	(a) Détail d'installation de l'essai ; (b) Détails de l'assemblage boulonné	111
4.4.4	Principe de fonctionnement de la table vibrante	113
4.4.5	Photo du système de table vibrante	113
4.4.6	Fréquences naturelles du système	114
4.4.7	Concordance entre les deux assemblages boulonnés utilisés pour les deux tests	115
4.4.8	(a) Arrangement d'essai ; (b) Assemblage d'un pied de poteau ;.	116
4.4.9	(a) Photographie de montage expérimental ; (b) Photographie du marteau de choc	117
4.4.10	Réponse en fréquence de l'ossature avant l'exécution des essais.	118
4.4.11	Fréquences naturelles de l'ossature d'après la simulation numérique	119
4.4.12	Résultats numériques correspondant à T1 et T2	122
4.4.13	Courbe $M - \theta$ de comportement de l'assemblage 1 dans les essais T1 et T2	123

4.4.14	Résultats numériques correspondant à T3 et T4	124
4.4.15	Résultats numériques correspondant à T3 et T4	126
4.4.16	Domage dans les assemblages correspondant à T3	127
4.4.17	Résultats numériques correspondant à T5	130
4.4.18	Résultats numériques correspondant à T6	131
4.4.19	Domages dans les assemblages correspondant à T6	132
4.4.20	Réponse fréquentielle du système	134
4.5.21	Ossature en acier à plusieurs étages soumis à une excitation sismique	135
4.5.22	Algorithme développé pour l'analyse sismique des structures en ossature	136
4.5.23	(a) Histogramme rotation-temps ; (b) Définition d'un cycle par <i>Rainflow</i>	137
4.5.24	(a) Exemple d'histogramme de rotation ; (b) Répartition des cycles	138
4.5.25	Trois niveaux de risque sismique pour la région Rhône-Alpes en France	140
4.5.26	(a) Ossature en acier de deux étages et une baie ; (b) Détails de l'assemblage	141
4.5.27	Enregistrement de l'excitation sismique El Centro normalisée	142
4.5.28	Fréquence propre de l'ossature en cas d'analyse par synthèse modale linéaire	143
4.5.29	(a) Réponses des assemblages (1) et (2)	144
4.5.30	(a) Comparaison des réponses de l'assemblage (1) ;	145
4.5.31	Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de deux étages et une baie	146
4.5.32	Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de deux étages	147
4.5.33	Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de deux étages	148
4.5.34	Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de deux étages et une baie	149
4.5.35	Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de deux étages	150
4.5.36	Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de deux étages et une baie	151
4.5.37	(a) Ossature de trois étages et deux baies ; (b) Paramètres d'assemblage boulonné	152
4.5.38	Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de trois étages	154
4.5.39	Cas de $g = 1 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de trois étages et deux baies	155
4.5.40	Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de trois étages	156
4.5.41	Cas de $g = 2 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de trois étages et deux baies	157
4.5.42	Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: Réponses des assemblages de l'ossature de trois étages	158
4.5.43	Cas de $g = 3.6 \text{ m/sec}^2$: f_{n1} de l'ossature de trois étages et deux baies	159
4.5.44	Courbes de performance de l'ossature de trois étages et deux baies	161
5.3.1	Matrice de probabilité de dommages d'après ATC-13	166
5.3.2	Classification EMS 98	167
5.7.3	Effets d'un faible incertitude de la demande sismique : cas de IO et LS	175

5.7.4	Effets de l'incertitude de la demande sismique : cas de niveau CP	176
5.7.5	Effets de l'incertitude de modélisation ($\beta_C = 0$ et $\beta_{D S_a} = 0.15$)	177
5.7.6	Effets d'une faible incertitude de modélisation ($\beta_C = 0$ et $\beta_{D S_a} = 0.15$) . . .	178
5.7.7	Effets de l'incertitude de la capacité du système ($\beta_M = 0.2$ et $\beta_{D S_a} = 0.15$) .	180
5.7.8	Effets d'une faible incertitude de la capacité ($\beta_M = 0.2$ et $\beta_{D S_a} = 0.15$) . . .	180
5.8.9	Variation du paramètre de la demande (Δ %) avec l'intensité sismique	182
5.8.10	Courbe de fragilité de l'ossature en cas d'analyse avec le modèle développé .	182
5.8.11	Comparaison des courbes de fragilité sismique de l'ossature	183
5.8.12	Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 0.5$ % . . .	184
5.8.13	Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 0.91$ % . .	185
5.8.14	Probabilités de dommage de l'ossature pour un déplacement $\Delta = 2.39$ % . .	185

Liste des tableaux

1.4.1	Références de mécanismes de comportement d'un assemblage boulonné	12
2.2.1	Valeurs usuelles des coefficients de frottement μ	21
2.2.2	Ordre de grandeur des dispersions de couple	21
3.2.1	Propriétés mécaniques des composants de l'assemblage	81
3.2.2	Caractéristiques des boulons M10 de l'assemblage à plaque d'extrémité	82
3.5.3	Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées du système .	90
3.5.4	Résultats des 12 essais expérimentaux réalisées sur la poutre	95
4.4.1	Les propriétés mécaniques des composants de l'ossature en acier	112
4.4.2	Les fréquences naturelles de l'ossature	119
4.4.3	Comparaison des déplacements d'étages de l'ossature testée	121
4.4.4	Résultats des essais de marteau de choc pour l'ossature en acier	123
4.5.5	Propriétés des matériaux en acier	141
4.5.6	Propriétés mécaniques de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité	142
4.5.7	Propriétés des matériaux en acier	153
4.5.8	Propriétés mécaniques de l'assemblage boulonné à plaque d'extrémité	153
4.5.9	Comparaison des déplacements maximums inter-étages Δ (%)	160
5.5.1	Valeurs limites de déplacement inter-étages	172
5.7.2	Valeurs des paramètres d'incertitude selon les niveaux de performance	176

dernière page de la thèse

AUTORISATION DE SOUTENANCE

Vu les dispositions de l'arrêté du 7 août 2006,

Vu la demande du Directeur de Thèse

Monsieur L. JEZEQUEL

et les rapports de

Monsieur N. BOUHADDI
Professeur - Université de Franche-Comté - FEMTO ST - 24 chemin de l'épître - 25000 BESANCON
cedex

Et de

Madame E. AUBRY
Professeur - ENSISA - Université de Haute-Alsace - 12, rue des frères Lumière
68093 MULHOUSE cedex

Monsieur SARANIK Mohammad

est autorisé à soutenir une thèse pour l'obtention du grade de **DOCTEUR**

Ecole doctorale MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL ET ACOUSTIQUE

Fait à Ecully, le 2 décembre 2011

P/Le directeur de l'E.C.L.
La directrice des Etudes



M-A. GALLAND