

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

ÉTUDE DE L'EFFET DES HYPOTHÈSES  
DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE  
AVANCÉE SUR LA PRÉDICTION DU  
COMPORTEMENT STRUCTURAL DES  
PYLÔNES À TREILLIS.

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Geneviève GRAVEL

Sherbrooke (Québec) Canada

JANVIER 2020



# MEMBRES DU JURY

Sébastien LANGLOIS

---

Directeur

Simon PRUD'HOMME

---

Codirecteur

Pierre LABOSSIÈRE

---

Évaluateur

Vincent ROULET

---

Évaluateur



# RÉSUMÉ

La fiabilité des structures de lignes aériennes électriques est un enjeu important pour la performance du réseau électrique. L'évaluation précise des modes de ruine et de la capacité de la structure est nécessaire pour assurer cette fiabilité. Jusqu'à présent, les modèles numériques ne sont pas en mesure de bien représenter le comportement complexe des cornières boulonnées dans les assemblages de pylônes à treillis. Les conceptions de pylônes doivent être validées avec des tests grandeur nature ou l'utilisation de règles de dimensionnement très conservatrices. Cependant, ces essais sont coûteux et engendrent des délais de conception supplémentaires. Le groupe de recherche en structure de ligne de l'Université de Sherbrooke, au cours des dernières années, développe une méthode d'analyse par essais hybrides pour évaluer le comportement de pylônes à treillis.

Dans la pratique courante, les modèles numériques utilisés analysent la structure avec une méthode statique linéaire et des éléments de barres. L'inconvénient majeur de la méthode statique linéaire est qu'elle ne concorde pas toujours avec les résultats d'essais expérimentaux. Le choix des éléments de modélisation des membrures, la modélisation des connexions et le type d'analyse effectuée sur la structure ont une influence sur la précision du calcul. L'implémentation des comportements tels que la rigidité en rotation des connexions, le glissement de boulons et l'excentricité des connexions pourraient permettre d'obtenir un comportement plus réaliste.

Afin de bien comprendre l'influence des diverses hypothèses de modélisation, ce projet de recherche effectue des analyses sur les structures du pylône H2NT1\_Y. Des analyses numériques linéaires et non-linéaires sont effectuées sur les modèles développés. Il y a quelques années, des essais expérimentaux ont été réalisés sur ces sous-structures et il est possible de valider les résultats numériques obtenus. Une amélioration du modèle existant [8] sera réalisée à la suite de la validation des comportements (rigidité en rotation des connexions, glissement de boulons et excentricité des connexions). Les analyses seront effectuées à partir du logiciel libre d'éléments finis de Code\_Aster. Une fois validée, cette méthode numérique pourra être implémentée dans une procédure d'essais numériques par sous-structuration. Ainsi, une étude de l'influence des hypothèses de modélisation dans le contexte de sous-structuration sera réalisée et des recommandations seront émises pour optimiser les méthodes d'essais hybrides sur pylônes à treillis.

**Mots-clés :** Pylônes à treillis, Rigidités des connexions, Modes de flambement, Glissement de boulons, Structures en acier, Analyse par éléments finis.



Rien n'arrive pour rien



# REMERCIEMENTS

Dans un premier temps, j'aimerais sincèrement remercier M. Sébastien Langlois pour m'avoir accueilli au sein de son groupe de recherche et pour ses précieux conseils tout au long de ma maîtrise. Ce projet n'aurait pas pu être possible sans sa confiance et son appui. Il a su m'entourer des personnes et des ressources pour permettre la réalisation de ce projet de maîtrise. De plus, il m'a permis d'acquérir des compétences techniques en valorisant des stages en entreprise chez Hydro-Québec et RTE.

Merci à l'équipe d'Hydro-Québec et l'équipe de RTE de m'avoir offert un stage dans leur bureau. L'environnement professionnel aura contribué à l'avancement et à l'aboutissement de ce projet de maîtrise. J'aimerais remercier plus particulièrement Simon Prud'homme et Pierre-Luc Bouchard, de l'équipe d'Hydro-Québec, pour leur appui constant dans le projet. Cette collaboration aura grandement contribué à l'avancement des modèles. Merci à la participation de Vincent Roulet, de l'équipe de RTE, pour son soutien durant mon stage à Paris.

Un grand merci est attribué à mes collègues et amis du groupe de recherche. En effet, le projet n'aurait pas été le même sans les commentaires constructifs de Kahina Sad Saoud. Elle aura été d'un grand soutien dans mon perfectionnement de Code\_Aster et dans la rédaction du contenu technique. De plus, j'aimerais remercier mon collègue Alex Loignon, pour son écoute et ses suggestions, particulièrement lors de notre séjour à Paris. Finalement, merci à Rajab Kammouh pour son écoute et son soutien moral tout au long du projet.

Merci à mes amis Mélissa Barrière et Gabriel Rivard qui ont poursuivi comme moi leur parcours à la maîtrise. Leur soutien moral a été grandement apprécié durant les années de maîtrise.

Merci à mes parents pour leur soutien moral et financier constant tout au long de ma période d'étude. Finalement, j'aimerais remercier Marc-Olivier Hachey pour son support moral et sa patience tout au long de ma maîtrise.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>ÉTAT DE L'ART</b>	<b>3</b>
2.1	Méthodes de conception actuelles . . . . .	3
2.2	Modélisation des membrures . . . . .	5
2.2.1	Éléments de poutre . . . . .	5
2.2.2	Éléments de poutre multifibre . . . . .	7
2.2.3	Défauts de fabrication . . . . .	8
2.3	Modélisation des connexions . . . . .	9
2.3.1	Excentricité des connexions . . . . .	9
2.3.2	Rigidité en rotation des connexions . . . . .	12
2.3.3	Glissement de boulons . . . . .	14
2.4	Analyse structurale . . . . .	19
2.4.1	Analyse statique linéaire . . . . .	19
2.4.2	Analyse de flambement linéarisé . . . . .	19
2.4.3	Analyse statique non-linéaire . . . . .	20
2.4.4	Essais hybrides . . . . .	22
<b>3</b>	<b>APPROCHE DE MODÉLISATION</b>	<b>25</b>
3.1	Outils informatiques . . . . .	25
3.2	Types d'éléments . . . . .	25
3.3	Hypothèses de modélisation . . . . .	26
3.3.1	Excentricité . . . . .	27
3.3.2	Rigidité en rotation . . . . .	29
3.3.3	Contraintes résiduelles . . . . .	30
3.3.4	Glissement de boulons . . . . .	32
3.4	Stratégie numérique de résolution en non-linéaire . . . . .	34
<b>4</b>	<b>IMPLÉMENTATION ET ANALYSE DES HYPOTHÈSES DU MO- DÈLE NUMÉRIQUE</b>	<b>37</b>
4.1	Propriétés des cornières . . . . .	37
4.2	Analyse de l'excentricité . . . . .	37
4.2.1	Méthodologie d'analyse des excentricités . . . . .	38
4.2.2	Résultats et discussion du modèle d'analyse . . . . .	38
4.3	Analyse des contraintes résiduelles . . . . .	39
4.3.1	Propriétés des cornières . . . . .	39
4.3.2	Méthodologie d'analyse des contraintes résiduelles . . . . .	40
4.3.3	Résultats et discussion du modèle d'analyse . . . . .	41
4.4	Validation du glissement de boulons . . . . .	45
4.4.1	Paramètres de la loi de comportement ASSE_CORN . . . . .	45
4.4.2	Méthodologie d'analyse . . . . .	45

---

4.4.3	Résultats et discussion . . . . .	46
<b>5</b>	<b>MODÉLISATION ET ANALYSE DE STRUCTURES DE PYLÔNE À TREILLIS</b>	<b>47</b>
5.1	Structures analysées . . . . .	47
5.1.1	Fût 23 - pylône H2 réduit . . . . .	48
5.1.2	Fût 34 - pylône H2 réduit . . . . .	48
5.1.3	Pylône H2 complet à échelle réduite . . . . .	49
5.2	Propriétés des matériaux . . . . .	50
5.3	Méthodes de modélisation . . . . .	51
5.3.1	Méthodologie . . . . .	52
5.4	Résultats numériques . . . . .	56
5.4.1	Fût 23 - pylône H2 réduit . . . . .	56
5.4.2	Fût 34 - pylône H2 réduit . . . . .	60
5.4.3	Pylône H2 complet à échelle réduite . . . . .	64
<b>6</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>71</b>
<b>A</b>	<b>PARAMÈTRE DE LA LOI DE COMPORTEMENT ASSE_CORN</b>	<b>73</b>
<b>B</b>	<b>PROPRIÉTÉ DES MATÉRIAUX</b>	<b>77</b>
B.1	L12.7x12.7x3.18 . . . . .	77
B.2	L19.1x19.1x3.18 . . . . .	78
B.3	L25.4x25.4x3.18 . . . . .	79
B.4	L31.8x31.8x3.18 . . . . .	80
<b>C</b>	<b>COMPARAISON DES EFFORTS</b>	<b>81</b>
<b>D</b>	<b>PLANS DES STRUCTURES ANALYSÉES</b>	<b>83</b>
	<b>LISTE DES RÉFÉRENCES</b>	<b>87</b>

---

# LISTE DES FIGURES

1.1	Exemple de structure de pylône . . . . .	1
2.1	Modélisation d'un élément de poutre . . . . .	5
2.2	Élément hybride combinant poutres et coques . . . . .	7
2.3	Principe d'une poutre multifibre . . . . .	7
2.4	Distribution des contraintes résiduelles a) idéalisée et b) réelle dans une section de cornière . . . . .	9
2.5	Modélisation d'une connexion excentrique . . . . .	10
2.6	Section en L d'une poutre . . . . .	12
2.7	Configuration des différents agencements de la connexion . . . . .	14
2.8	Comparaison des courbes prenant en compte ou non le glissement de boulons	15
2.9	Comportement du glissement de boulons . . . . .	17
2.10	Comportement élastique bilinéaire de l'option DIS_BILI_ELAS proposé par Code_Aster . . . . .	18
2.11	Comportement non-linéaire de la loi ASSE_CORN de Code_Aster . . . . .	18
2.12	a) Identification de la membrure critique; b) Sous-structure de l'essai hybride; c) Montage de l'essai expérimental . . . . .	23
3.1	Types d'éléments de modélisation a) poutre multifibre POU_D_TGM b) discret SEG2 . . . . .	26
3.2	Modélisation de l'excentricité des membrures connectées sur une seule aile	28
3.3	Méthode d'excentrement pour les membrures connectées sur les deux ailes passant par le talon . . . . .	28
3.4	Modélisation d'une connexion de pylône . . . . .	29
3.5	Distribution simplifiée des contraintes résiduelles . . . . .	31
3.6	Distribution simplifiée des contraintes résiduelles corrigées . . . . .	32
3.7	Schéma représentatif de la loi de comportement ASSE_CORN . . . . .	32
3.8	Courbe de chargement de la loi de comportement ASSE_CORN . . . . .	34
4.1	Comparaison des méthodes d'excentrement avec les résultats expérimentaux	38
4.2	Modèle d'analyse des contraintes résiduelles . . . . .	40
4.3	Comportement d'une poutre simple pour un coefficient d'élanement a) faible $kL/r = 40$ , b) intermédiaire $kL/r = 101$ et c) grand $kL/r = 152$ selon une pré-déformation positive . . . . .	42
4.4	Comportement d'une poutre simple pour un coefficient d'élanement a) faible $kL/r = 40$ , b) intermédiaire $kL/r = 101$ et c) grand $kL/r = 152$ selon une pré-déformation négative . . . . .	44
4.5	Modele numérique d'analyse du glissement de boulons . . . . .	46
4.6	Comparaison du modèle numérique avec prise en compte du glissement de boulons avec les courbes expérimentales avec a) filets exclus b) filets inclus .	46
5.1	Montage pour les essais hybrides réalisés à l'UdeS . . . . .	48

5.2	Sous-structure Fût 23 du pylône H2 a) spécimen expérimental et b) modèle numérique . . . . .	48
5.3	Sous-structure Fût 34 du pylône H2 a) spécimen expérimental et b) modèle numérique . . . . .	49
5.4	Pylône H2 réduit a) spécimen expérimental et b) modèle numérique . . . . .	50
5.5	Modélisation TOWER a) Fût 23, b) Fût 34 et c) Pylône H2 échelle réduite	53
5.6	Identification des membrures dans le modèle du Fût 23 . . . . .	56
5.7	Déformées numériques et expérimentales du Fût 23 . . . . .	57
5.8	Force transversale en fonction du déplacement au nœud de contrôle supérieur (NS) de la sous-structure du Fût 23 . . . . .	60
5.9	Identification des membrures dans le modèle du Fût 34 . . . . .	61
5.10	Déformées numériques et expérimental du Fût 34 . . . . .	62
5.11	Force transversale en fonction du déplacement (DX) au nœud de contrôle supérieur (NS) de la sous-structure du Fût 34 . . . . .	64
5.12	Nomenclature pour l'identification des membrures critiques sur le pylône H2 réduit . . . . .	65
5.13	Déformées numériques du pylône réduit H2 . . . . .	66
5.14	Déformées numériques et expérimentales du pylône réduit H2 (facteur d'amplification : 10) . . . . .	67
5.15	Force transversale en fonction du déplacement de la console inférieure de la structure de pylône H2 . . . . .	69
A.1	Nomenclature pour une cornière . . . . .	73
A.2	Paramètres de non-linéarité de la loi de comportement ASSE_CORN . . . . .	75
B.1	Essais contrainte vs allongement des spécimen L13x3 . . . . .	77
B.2	Propriétés moyennes pour le spécimen L12.7x12.7x3.18 . . . . .	77
B.3	Modèle de validation . . . . .	78
B.4	Propriétés moyennes pour le spécimen L19.1x19.1x3.18 . . . . .	78
B.5	Modèle de validation . . . . .	79
B.6	Propriétés moyennes pour le spécimen L25.4x25.4x3.18 . . . . .	79
B.7	Modèle de validation . . . . .	80
B.8	Propriétés moyennes pour le spécimen L31.8x31.8x3.18 . . . . .	80
C.1	Comparaison des efforts normaux dans les membrures critiques . . . . .	81
C.2	Comparaison des efforts normaux dans les membrures critiques . . . . .	81
C.3	Comparaison des efforts normaux dans les membrures critiques . . . . .	82
D.1	Plan d'assemblage de la sous-structure de fût 23 . . . . .	84
D.2	Plan d'assemblage de la sous-structure de fût 34 . . . . .	85
D.3	Plan d'assemblage du pylône H2 à échelle réduite . . . . .	86

---

# LISTE DES TABLEAUX

2.1	Rigidités en rotation pour les connexions types . . . . .	14
3.1	Raideurs en rotation de l'élément discret selon le type de connexion . . . . .	30
3.2	Paramètres de la loi de comportement ASSE_CORN . . . . .	34
4.1	Propriétés moyennes des cornières testées . . . . .	37
4.2	Propriétés géométriques des cornières analysées . . . . .	40
5.1	Propriétés moyennes des cornières testées . . . . .	51
5.2	Définition des propriétés des paramètres ASSE_CORN . . . . .	55
5.3	Identification des membrures critiques selon les différentes analyses du Fût 23 . . . . .	57
5.4	Effort dans la membrure L18 critique du Fût 23 selon les différentes analyses	58
5.5	Répartition des efforts dans les 4 membrures jambes du Fût 23 . . . . .	59
5.6	Identification de la membrure critique selon les différentes analyses du Fût 34	61
5.7	Efforts dans la membrure L75 critique du Fût 34 selon les différentes analyses	63
5.8	Répartition des efforts dans les membrures principales au niveau de la membrure critique du Fût 34 . . . . .	63
5.9	Identification de la membrure critique selon les différentes analyses sur la structure du pylône H2 réduit . . . . .	65
5.10	Effort dans la membrure L18 critique du pylône H2 réduit selon les différentes analyses . . . . .	68
5.11	Répartition des efforts dans les membrures principales avoisinantes la membrure critique du pylône H2 réduit . . . . .	68



# LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
$b$	Largeur de l'aile des cornières
$\beta$	Facteur correcteur des contraintes résiduelles
$B^T$	Opérateur linéaire de champs de déplacement
$Coeff\_Mult$	Coefficient multiplicateur
$\Delta\lambda_i$	Incrément du multiplicateur de Lagrange
$\Delta u_i$	Incrément de déplacement
$\Delta s$	Déplacement limite
$\Delta t$	Pas de temps
$DX$	Déplacement transversal selon l'axe des x
$E$	Module de Young (élastique)
$\eta$	Niveau de chargement
$F_y$	Limite élastique
$FX$	Force selon l'axe des x
$I$	Inertie
$H$	Module plastique
$\lambda$	Dérivée première selon le référentiel inertiel
$k$	Facteur d'élanement
$K$	Matrice de rigidité
$KDEB$	Pente de rigidité du premier mécanisme
$KFIN$	Pente de rigidité du deuxième mécanisme
$K_G$	Matrice géométrique
$K_M$	Matrice de rigidité matérielle
$KX$	Rigidité en translation en x
$KY$	Rigidité en translation en y
$KZ$	Rigidité en translation en z
$KRX$	Rigidité en rotation en x
$KRY$	Rigidité en rotation en y
$KRZ$	Rigidité en rotation en z
$\bar{\lambda}$	Élanement réduit
$\lambda_{eff}$	Élanement efficace
$\lambda_G$	Vecteur associé aux valeurs propres
$\lambda_i$	Multiplicateur de Lagrange
$L_i^{int}$	Vecteur de forces internes
$L_i^{ext}$	Vecteur de forces externes
$L_{impo}$	Forces extérieures imposées
$L_{pilo}$	Forces extérieures pilotées
$NS$	Noeud fictif au niveau supérieur
$\nu$	Coefficient de Poisson

---

<b>Symbole</b>	<b>Définition</b>
$P_{cr}$	Charge critique
$P_s$	Charge limite
$\phi$	Matrice de vecteurs propres
$r$	Rayon de giration
$t$	Épaisseur d'une cornière
$u$	Déplacement
$u_i$	Déplacement initial

---

# LISTE DES ACRONYMES

<b>Acronyme</b>	<b>Définition</b>
3D	Trois dimensions
ASCE	American Society of Civil Engineers
CR	Contraintes résiduelles
CSA	Canadian Standards Association
DAO	Dessin assisté par ordinateur
DDL	Degré de liberté
NCR	Contraintes résiduelles nulles
UdeS	Université de Sherbrooke



# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

La stabilité du réseau d'électricité étant essentielle, il est important d'assurer une bonne fiabilité dans le transport d'électricité et donc des structures de lignes aériennes. Ces structures sont principalement constituées de pylônes à treillis, tel que présenté sur la Figure 1.1, ces structures sont principalement un assemblage de cornières boulonnées en acier.

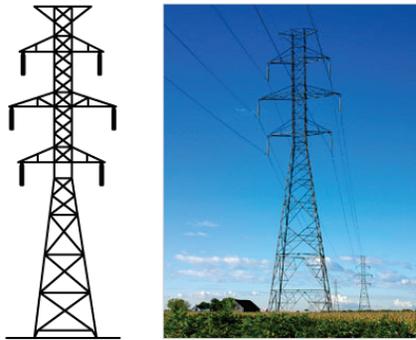


Figure 1.1 Exemple de structure de pylône

Le fait d'avoir une incertitude par rapport à la résistance ultime d'un pylône ne permet pas d'exploiter la capacité maximale de la structure sans compromettre le réseau. Actuellement, la résistance des pylônes est vérifiée soit par des essais grandeur nature au cours desquels sont appliquées les charges de conception ou par des formules conservatrices. Ces essais sont coûteux et engendrent des délais supplémentaires pour la conception. Par ailleurs, la majorité des modèles numériques proposés dans la littérature n'ont pas démontré, jusqu'à présent, leur capacité à prendre en compte tous les comportements complexes des assemblages de cornières boulonnées. L'instauration d'une démarche de modélisation fiable de calcul numérique permettrait d'optimiser et de réduire le recours à des essais grandeur nature pour confirmer la conception de structures de lignes ou pour valider des changements effectués sur une conception existante. Les structures à treillis sont privilégiées dans le domaine des lignes vu leur efficacité structurale et leur facilité d'érection. Cependant, l'interaction entre les membrures de la structure en treillis est complexe. Les comportements tels que la rigidité en rotation des connexions, le glissement des boulons et l'excentricité des connexions nécessitent un modèle numérique élaboré. Bouchard [8]

a développé un modèle numérique pour analyser la ruine par flambement des pylônes à treillis en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis Code\_Aster. Dans ce modèle, l'excentricité et la rigidité en rotation dans les connexions sont prises en compte.

Une seconde méthode d'analyse des structures de pylône à treillis consiste à combiner la modélisation numérique et les essais expérimentaux, l'idée est d'appliquer les charges sur le modèle numérique et de calculer les déplacements correspondants. Ces déplacements sont appliqués sur la structure physique en laboratoire et les efforts à appliquer sur la structure numérique, représentative de celle-ci sont calculés. On surnomme cette méthode d'analyse essais hybrides. Les essais hybrides sont utilisés principalement pour représenter les charges sismiques appliquées sur les bâtiments ou les ponts. D'autres applications de cette méthode, telles que l'analyse d'une structure à treillis, sont possibles pour analyser le mode de rupture des structures.

Dans l'éventualité d'une application pratique, le modèle développé doit être facile d'utilisation et permettre une flexibilité d'exécution du calcul. Dans le but d'améliorer la précision du modèle numérique, il est essentiel d'analyser l'influence des hypothèses considérées concernant le comportement des connexions ainsi que le niveau de modélisation requis pour représenter fidèlement ces comportements. Le but de ce projet de recherche est non seulement de répondre aux exigences de modélisation numérique avancée concernant des pylônes à treillis, tout en conservant un temps de calcul raisonnable, mais aussi d'étudier en profondeur l'effet des paramètres précédemment mentionnés sur la précision de la capacité ainsi que les modes de ruine de la structure à treillis analysée.

Le mémoire est divisée en 5 chapitres principaux soit ; la revue de la littérature (chapitre 2), les approches de modélisation par éléments finis (chapitre 3), l'analyse de la validité avec des modèles simples des différentes hypothèses numériques non-linéaires (chapitre 4), la modélisation des structures à treillis (chapitre 5) et une conclusion (chapitre 6). Le document permet d'apporter une réponse à la question suivante : quelle est l'influence des hypothèses de modélisation numérique avancée sur la précision de calcul de la charge de ruine ainsi que sur l'identification du mode de ruine des structures de pylônes à treillis?

---

# CHAPITRE 2

## ÉTAT DE L'ART

### 2.1 Méthodes de conception actuelles

À l'heure actuelle, la méthode de conception de pylône à treillis la plus utilisée par les ingénieurs de lignes aériennes de transport d'électricité est basée sur l'analyse statique linéaire de type treillis. Avec ce type d'analyse simplifiée, il est possible d'évaluer les efforts dans les membrures de la structure. Les normes de conception permettent ensuite de déterminer la résistance de de chaque élément. En comparant, pour chaque élément, les efforts et la résistance, il est possible de valider la résistance de la structure entière. En structures de lignes aériennes, les conceptions sont basées principalement sur les normes de l'ASCE 15 [3] ou sur les normes EN 50341-1 [12]. Habituellement, lorsque le matériau demeure dans le domaine élastique, l'analyse statique linéaire est favorisée vu sa rapidité de calcul et sa facilité d'utilisation. Le modèle standard se base sur les hypothèses de treillis idéalisées suivantes [8] :

- petits déplacements,
- petites déformations,
- modélisation avec des éléments de barres.

Dans les modélisations de structure, les redondantes sont habituellement négligées. L'objectif est d'obtenir un modèle isostatique dans le but de bien contrôler le cheminement des efforts et étant donné que les redondantes sont davantage utilisées pour stabiliser l'assemblage. Elles sont négligées dans la reprise des efforts. Les cornières d'une structure à treillis sont sujettes à trois types de ruptures en compression : la plastification de la section, qui est généralement remarquée pour de faibles élancements, le flambement dans une membrure généralement élancée et le cisaillement des boulons. Généralement, dans les structures de lignes aériennes, les modes de ruines constatés concernent le flambement élastique ou inélastique. Le flambement élastique est le flambement d'Euler qui n'implique pas de plastification. En contrepartie, le flambement inélastique correspond à un flambement précipité par la plastification de certaines parties ou la totalité de la section. Ce type de ruine est complexe à analyser puisqu'il est largement influencé par les défauts de rectitude, les contraintes résiduelles, les conditions aux limites, etc. Pour considérer les instabilités de flambement, la méthode des longueurs effectives est généralement préconisée.

Selon les conditions d'appui, la longueur effective des membrures peut être corrigée par un facteur  $K$ . Selon les deux normes de conception ASCE 15 [3] et EN 50341-1 [12], il est possible d'analyser que l'élançement est non seulement modifié en fonction de la raideur en rotation, mais aussi par rapport à l'excentricité des connexions. En tenant compte de l'élançement modifié, les différentes normes de conception proposent une courbe de flambement qui permet de déterminer la résistance en compression des membrures critiques en considérant les effets inélastiques.

L'utilisation de la méthode statique linéaire comporte plusieurs simplifications qui entraînent un écart entre les résultats de modélisation et la réalité. Les éléments de type treillis peuvent engendrer des instabilités dans le modèle. Utilisées dans les modélisations de type «treillis», les hypothèses simplificatrices sont telles que les connexions sont des rotules parfaites et les barres sont sollicitées en traction-compression. Comparativement aux éléments de barres, les éléments de poutre permettent de modéliser des connexions rigides et permettront la prise en compte des moments dans l'élément.

Les cornières, dû à leur géométrie, ont une excentricité entre leur centre de gravité, leur point d'attache et leur centre de cisaillement. Un moment est engendré dû à cet excentrement et ce moment étant non-négligeable, il est erroné de considérer que la membrure soit parfaitement rotulée. Les hypothèses du modèle initial listées précédemment ne prennent pas en compte l'excentricité des connexions de cornières boulonnées ni les moments. C'est pourquoi, il est important d'évaluer l'influence des conditions d'attache (condition aux limites et rigidité en rotation des connexions) et d'étudier leur impact dans le modèle numérique. De plus, le fait que les connexions soient attachées à l'aide de plusieurs boulons fait qu'elles sont plus rigides que simplement rotulées.

Tel qu'indiqué précédemment, le comportement complexe des pylônes à treillis en acier composés de cornières boulonnées est difficile à analyser avec précision. Pour qu'un modèle représente bien le comportement des pylônes jusqu'à la ruine, il est suggéré de réaliser une modélisation plus avancée. Il convient donc de bien choisir les éléments de modélisation, de considérer tous les comportements des connexions et d'effectuer des analyses statiques linéaires et non-linéaires, dans le but de prédire la capacité ultime ainsi que les modes de rupture de la structure. Une voie de recherche serait d'évaluer l'influence des hypothèses prises dans le modèle numérique.

---

## 2.2 Modélisation des membrures

Tout d'abord, en utilisant une analyse par éléments finis, il est important de choisir les éléments de modélisation qui permettent de représenter le plus fidèlement possible le comportement des membrures de pylônes sans alourdir inutilement le modèle. L'élément sélectionné doit prendre en compte les conditions d'attache (rigides ou flexibles) et la géométrie des cornières. Tel que mentionné dans la section 2.1, les éléments de modélisation les plus couramment utilisés sont les barres. Ils permettent de considérer les efforts en tension et en compression dans les membrures. Toutefois, ces éléments ne permettent pas la transmission des moments au nœud de la connexion (1 seul DDL). Pour développer un modèle plus représentatif de la réalité, il est nécessaire de prendre en compte les détails tels que le glissement des boulons, la rigidité des connexions, l'excentricité des connexions, la déformation initiale des éléments, etc. [18] C'est pourquoi les éléments de poutre ou les éléments hybrides proposés dans la littérature semblent être plus adaptés pour la représentation du comportement étudié.

### 2.2.1 Éléments de poutre

Tel qu'il est présenté à la Figure 2.1, le modèle de poutre d'Euler-Bernoulli représente l'élément de poutre le plus simple. Il possède six DDL par nœud : trois translations et trois rotations. Selon la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli, une section initialement droite doit rester droite et perpendiculaire à l'axe neutre après déformation. L'hypothèse d'Euler-Bernoulli néglige l'effet de la déformation en cisaillement dans la section. Toutefois, les déformations en cisaillement sont non négligeables lorsque les dimensions transversales sont relativement importantes par rapport aux dimensions longitudinales [8]. Les caractéristiques de la section sont affectées à l'axe neutre de la membrure.

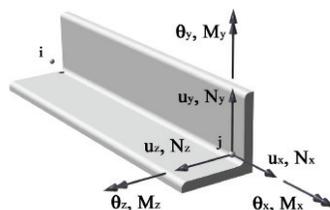


Figure 2.1 Modélisation d'un élément de poutre [9]

Les poutres basées sur la théorie de Timoshenko prennent en compte la déformation en cisaillement. Les poutres avec gauchissement, dans l'outil Code\_Aster, ont été spécialement développées pour représenter le comportement des cornières. Un septième DDL est

ajouté au modèle de poutre pour la prise en compte du gauchissement. Cet élément peut prendre en compte les non-linéarités en traction, en flexion et en torsion [32]. Toutefois, le comportement à la géométrie de la section, l'excentricité d'une cornière par exemple n'est pas pris en compte dans cet élément de Code\_Aster.

### **Modélisations des cornières par éléments de poutre proposée dans la littérature**

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont proposé des combinaisons d'éléments de poutre pour représenter le comportement complexe des cornières boulonnées d'un pylône à treillis. Da Silva *et coll.* [9] présentent un modèle combinant les éléments de poutre et de barre pour étudier le comportement d'une tour de télécommunication. Ils font la comparaison entre trois modèles de la tour de télécommunication soit :

- modèle avec éléments de treillis,
- modèle avec éléments de poutres,
- modèle combinant les éléments de barres et de poutres.

Les auteurs ont conclu que seul le modèle utilisant des éléments de poutre et le modèle combinant les éléments poutre et barres ont donné des résultats intéressants. Toutefois, le modèle hybride (poutres-barres) a permis d'avoir une meilleure approximation de la charge critique de flambement et semble prédire efficacement la déformée de la structure à treillis.

Les coques, tout comme les plaques, sont utilisées pour modéliser des éléments minces. Toutefois, les coques, avec leur forme courbe, peuvent plus simplement représenter la géométrie de diverses formes (Thomas [32]). Prasad Rao et Kalyanaraman [25] proposent un modèle d'éléments hybrides combinant les éléments de poutres et de coques. Ils font la comparaison entre trois modèles d'éléments finis :

- modèle de poutres-colonnes,
- modèle de coques,
- modèle hybride de poutres et de coques.

Le modèle hybride [25] consiste en un élément de coque ayant pour longueur 20% la longueur totale de l'assemblage placé au centre de la section et d'éléments de poutre sur le reste de la section (Figure 2.2). La combinaison hybride s'avère être le modèle le plus représentatif des résultats obtenus expérimentalement. Toutefois, la comparaison avec l'élément de poutre simple montre peu de différence entre les deux modèles. L'élément hybride engendre une augmentation de la durée de calcul et de mémoire informatique (stockage) vu l'augmentation du nombre de degrés de liberté [25].

---

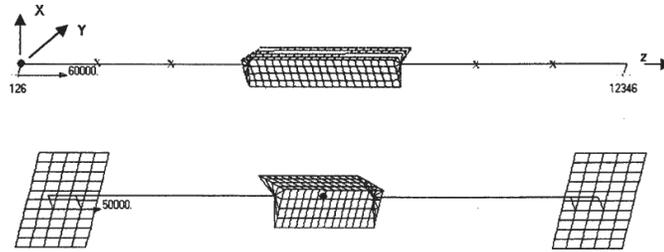


Figure 2.2 Éléments hybrides combinant poutre et coque [25]

Lee et McClure [19] proposent un élément de poutre tridimensionnel avec une section en L. Ce nouvel élément permet de considérer les non-linéarités géométriques et matérielles, les excentricités des cornières. En comparaison avec les autres éléments proposés, l'élément développé ne considère pas le gauchissement dans la section. L'implantation et la validation numérique ont été effectuées à partir du logiciel ADINA. Lors de l'analyse, il est remarqué que les résultats sont aussi concluants qu'avec les éléments coques, mais nécessitent moins de temps de calcul. Toutefois, pour arriver à un bon niveau de précision, au moins 7 points d'intégration de Gauss par élément doivent être utilisés. La prédiction des charges ultimes est en accord avec les charges expérimentales, mais la courbe de contrainte-déformation n'est pas représentative du comportement de la structure à treillis [19].

### 2.2.2 Éléments de poutre multifibre

La modélisation numérique par éléments de poutre multifibre est basée sur deux niveaux de discrétisation : une discrétisation longitudinale de la poutre et une discrétisation de la section droite (section perpendiculaire au support de la poutre) en fibres (Figure 2.3).

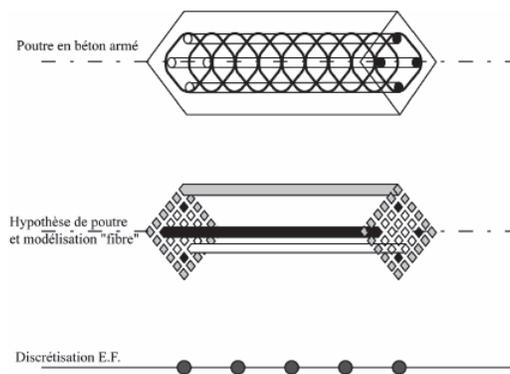


Figure 2.3 Principe d'une poutre en multifibre [16]

L'élément de poutre multifibre permet de représenter une section de forme quelconque par un maillage de fibre. La section est donc divisée en un nombre de fibres agissant chacune selon l'hypothèse d'Euler-Bernouilli ou de Timoshenko. Les poutres multifibres (POU\_D\_TGM) proposées dans Code\_Aster permettent de représenter les effets de dilatation thermique, de séchage, d'hydratation et de torsion simplifiée [11]. Ces éléments de poutre multifibre offrent les avantages des éléments simples de type poutres d'Euler-Bernouilli ou de Timoshenko et permettent une analyse non-linéaire complète. L'utilisation de ce type d'éléments allonge le temps de calcul du modèle, ce qui peut s'avérer peu pratique. Jusqu'à présent, ce type d'éléments est principalement utilisé pour représenter le comportement des poutres en béton armé [16]. Ces éléments sont particulièrement intéressants dans Code\_Aster puisqu'ils permettent l'analyse des non-linéarités matérielles.

### 2.2.3 Défauts de fabrication

Les cornières sont formées par un processus de laminage qui induit des contraintes résiduelles dans la section. Dans la littérature, il est constaté que les défauts de fabrication des cornières sont difficiles à paramétrer et sont souvent négligés dans les modèles numériques. Les quelques recherches disponibles sont davantage axées sur le comportement d'une cornière simple (distribution des contraintes résiduelles sur une seule cornière) plutôt que sur l'interaction des défauts dans un assemblage de cornières tel qu'il est possible de le constater dans une structure de pylône à treillis [5, 34]. En réalité les matériaux comportent différentes sortes d'imperfections qui réfutent l'hypothèse que le matériau a un comportement uniforme. Dans l'objectif d'obtenir un modèle numérique représentatif de la réalité, il peut s'avérer judicieux de prendre en compte ces défauts de fabrication. Zhu *et coll.* [34] ont étudié l'effet des contraintes résiduelles sur le comportement d'une cornière simple dans un modèle par éléments finis. Cette étude révèle que les contraintes résiduelles peuvent affecter le comportement des cornières et il est constaté que le comportement varie selon l'élanement de la membrure. Dans ce même ordre d'idées, Ban *et coll.* [5] ont étudié différentes distributions de contraintes résiduelles disponibles dans des codes basés sur les résultats d'essais expérimentaux. Une distribution idéalisée des contraintes résiduelles est proposée sur la Figure 2.4a, où  $-\beta_1 = \beta_2 = -\beta_3$ , où l'extrémité de la cornière (signe négatif) est en compression et le centre des ailes est en tension (signe positif). Selon Galambos [13], les facteurs  $\beta$  sont influencés par les régions de provenance des matériaux. Par exemple, en Amérique, ces facteurs sont pris constants avec une valeur de 0,3.

---

Adluri et Madugula [1] montrent sur la base d'essais expérimentaux qu'en réalité les contraintes résiduelles peuvent être distribuées dans la section de la cornière tel qu'illustré sur la Figure 2.4b. Les contraintes résiduelles mesurées sur 26 cornières n'excèdent pas 25% de la limite élastique. De plus, Adluri et Madugula [1] ont réalisé des essais sur 50 cornières pour déterminer l'influence des défauts initiaux. Une étude sur le défaut initial de pré-déformation d'une cornière a aussi été réalisée. Ils ont déterminé que la valeur moyenne des défauts initiaux des sections de cornières est d'environ  $L/1500$ .

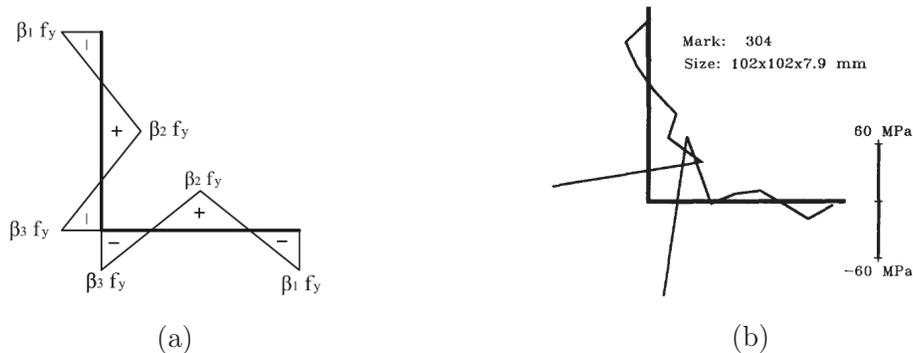


Figure 2.4 Distribution des contraintes résiduelles a) idéalisée [24] et b) réelle [1] dans une section de cornière

## 2.3 Modélisation des connexions

La modélisation des connexions dans un assemblage de cornières boulonnées est complexe. En analysant les essais sur des assemblages de cornières, il est possible de constater les trois types de phénomènes dans la connexion, soit :

- Leur excentricité ;
- Leur rigidité en rotation ;
- Le glissement des boulons.

Dans la littérature, plusieurs auteurs se sont attardés sur l'analyse de ces comportements dans le but de réaliser des modèles numériques représentatifs du comportement réel des connexions d'un pylône à treillis. Les modèles actuellement proposés pour évaluer le comportement des pylônes à treillis considèrent rarement l'ensemble des comportements et l'effet combiné ou séparé de ces comportements n'a pas bien été évalué.

### 2.3.1 Excentricité des connexions

Comme illustré sur la Figure 2.5, le centre de gravité des sections et l'axe du boulon sont excentrés l'un par rapport à l'autre. Comme mentionné dans la section 2.2, le fait que les

membrures secondaires soient boulonnées sur une seule aile, et de ce fait excentrées de leur centre de gravité, un moment bi axial est généré dans la membrure. La considération de l'excentricité dans la connexion permet de bien représenter le comportement de cornières boulonnées [33].

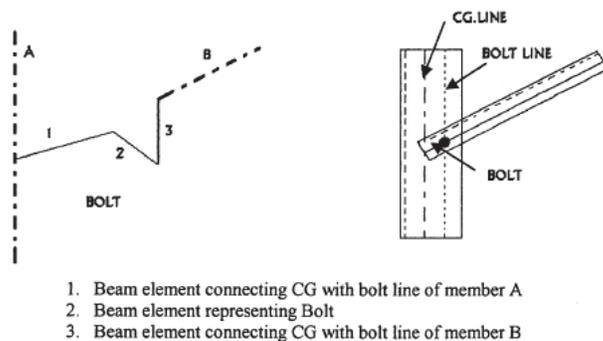


Figure 2.5 Modélisation d'une connexion excentrique [25]

Dans un modèle simple (modèle treillis), les excentricités sont généralement considérées par la norme de conception [3, 12]. Les capacités déterminées avec le modèle concentrique ajustent l'élanement  $\lambda$  par un coefficient multiplicateur pour intégrer l'excentrement des membrures. Selon la norme ASCE 15 [3], il est constaté que l'effet de l'excentricité affecte les membrures avec un élanement ( $L/r$ ) inférieur à 120. Pour un élanement supérieur à 120, c'est la rigidité en rotation des connexions qui contrôle. La norme ASCE 15 [3] propose de corriger l'élanement, pour les membrures secondaires, selon les équations 2.1, 2.2 et 2.3 :

Pour les membrures avec un chargement concentrique aux deux extrémités ( $0 \leq \frac{L}{r} \leq 120$ ) :

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r} \quad (2.1)$$

Pour les membrures avec un chargement excentrique sur l'une de ses extrémités et concentrique sur l'autre ( $0 \leq \frac{L}{r} \leq 120$ ) :

$$\frac{KL}{r} = 30 + 0.75 \frac{L}{r} \quad (2.2)$$

Pour les membrures avec un chargement excentrique à chacune des extrémités de la cornière ( $0 \leq \frac{L}{r} \leq 120$ ) :

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.5 \frac{L}{r} \quad (2.3)$$

Selon la norme EN 50341-1 [12], pour un  $\bar{\lambda} \leq \sqrt{2}$ , le facteur doit être modifié selon les équations 2.4 et 2.5 suivant le type de connexion des assemblages excentriques.

$$\lambda_{eff} = 0.50 + 0.65\bar{\lambda} \quad (2.4)$$

$$\lambda_{eff} = 0.71 + 0.65\bar{\lambda} \quad (2.5)$$

Par la suite, l'élanement efficace  $\lambda_{eff}$  sera utilisé pour évaluer la résistance des membrures.

Les excentricités influençant la charge ultime de flambement, il est donc essentiel de les prendre en compte par l'application des normes ou dans un modèle numérique avancé. Bouchard [8], dans son modèle numérique, propose de modéliser la connexion entre le centre de gravité et le point d'attache par des liens rigides. Dans la littérature, Prasad Rao et Kalyanaraman [25] utilisent aussi un lien rigide pour relier le centre de gravité à la position de la membrure de la connexion sur la membrure (voir Figure 2.5). Le boulon est modélisé avec un élément de poutre. Selon la même approche, Zhan *et coll.* [33] ont élaboré un modèle numérique pour tester des structures en treillis en utilisant le logiciel *ANSYS*. Ils utilisent des liens rigides pour modéliser l'excentrement entre le centroïde et le point d'attache de la cornière. Dans leur modèle, ils prennent en compte les trois comportements influents (rigidité en rotation, glissement de boulons et excentricité dans la connexion). Ils comparent les résultats d'un modèle simple (modèle treillis), d'un modèle numérique non-linéaire proposé, basé sur des éléments volumiques, et d'essais expérimentaux. Ces analyses permettent de constater que le modèle proposé prédit bien les résultats des essais expérimentaux. Ceci étant dit, la modélisation volumique augmente le temps de calcul. Lee et McClure [19] prennent en considération l'excentricité directement à partir de leur élément en L (Figure 2.6). Cette section est constituée d'un élément tridimensionnel, il permet de considérer conjointement les moments bi axiaux ainsi que l'effort axial dans la membrure.

---

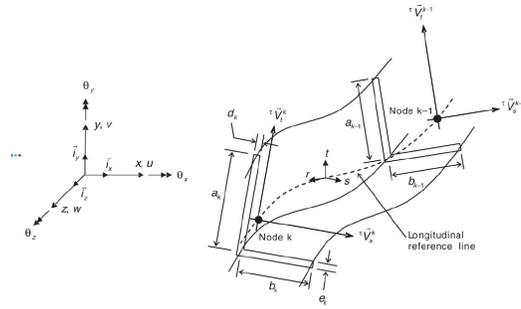


Figure 2.6 Section en L d'une poutre [19]

### 2.3.2 Rigidité en rotation des connexions

Les connexions boulonnées dans un pylône à treillis sont nombreuses et l'attribution des rigidités dans le modèle numérique est complexe. Les membrures secondaires (membrures diagonales, horizontales et redondantes) sont généralement retenues par un ou deux boulons sur une aile à chaque extrémité et les membrures principales (membrures jambes) sont connectées par plusieurs boulons sur les deux ailes. Une analyse paramétrique a démontré que la précision de la charge ultime est influencée par la raideur en rotation, qui est dépendante du type de connexion. Cependant, dans les modèles numériques simples, les connexions sont généralement considérées comme étant soit parfaitement rotulées ou parfaitement rigides (continues). La norme ASCE 15 [3], tout comme la norme EN 50341-1 [12] considère un élancement critique (soit 120 pour l'ASCE 15 [3] et soit  $2036/\sqrt{F_y}$  pour EN 50341-1 [12]) au-delà de laquelle l'élancement est corrigé pour intégrer l'effet de la rigidité en rotation.

Pour les membrures n'ayant pas de restriction en rotation ( $120 \leq \frac{L}{r} \leq 200$ ) :

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r} \quad (2.6)$$

Pour les membrures avec une restriction partielle à l'une des extrémités de la membrure ( $120 \leq \frac{L}{r} \leq 225$ ) :

$$\frac{KL}{r} = 28.6 + 0.762 \frac{L}{r} \quad (2.7)$$

Pour les membrures avec une restriction partielle à chacune des extrémités de la cornière ( $120 \leq \frac{L}{r} \leq 250$ ) :

$$\frac{KL}{r} = 46.2 + 0.615 \frac{L}{r} \quad (2.8)$$

Une connexion continue (rigide) lie les mouvements de tous les degrés de liberté du nœud (translations et rotations). À l'inverse, la connexion rotulée lie les mouvements en translation, mais libère les mouvements en rotation. Les membrures connectées par plusieurs boulons, telles que les membrures jambes, sont souvent considérées rigides comparativement aux connexions des membrures redondantes, qui sont considérées rotulées [8, 19]. En réalité, la rigidité en rotation varie d'une connexion à l'autre et de considérer les éléments simplement rotulés ou parfaitement continus ne représente qu'une simplification du problème. L'équation 2.9 donne l'expression de la charge critique d'Euler et est dépendante du type de connexion dans le modèle.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (2.9)$$

Dans cette relation, l'influence de la rigidité en rotation est prise en compte par le facteur  $k$  et elle a une influence sur le calcul de la charge critique. Une connexion parfaitement rotulée a une valeur de  $k = 1$  tandis qu'une connexion parfaitement encastrée a un  $k = 0,5$ . La charge critique d'une connexion rigide est donc quatre fois plus élevée qu'une connexion souple.

Dans la littérature, plusieurs courants de pensée existent concernant la représentation de la rigidité en rotation des assemblages de cornières boulonnées d'un pylône à treillis. Du modèle simple de Kitipornchai et Al-Bermani [15] qui considère toutes les connexions comme étant parfaitement rigides au modèle de Lee et McClure [19] qui différencie les connexions à un seul boulon (rotulées), des connexions à plusieurs boulons (rigides) et celles rotulées uniquement autour de l'axe du boulon (semi-rigides), tous sont d'accord pour dire que l'influence de la rigidité en rotation ne doit pas être négligeable dans un modèle numérique [19]. Il est constaté que peu d'études ont été effectuées pour définir une technique efficace pour assigner, selon le nombre de boulons et la géométrie de la connexion, une rigidité en rotation. Une représentation volumique des goussets et des boulons permettrait d'obtenir des résultats plus précis, mais augmenterait considérablement le temps de calcul et rendrait la modélisation beaucoup plus complexe. Il devient difficile d'évaluer de façon précise cette rigidité puisque la connexion peut non seulement être influencée par le nombre de boulons, mais aussi par la géométrie de l'assemblage qui peut augmenter ou diminuer la flexibilité de celle-ci. Prasad Rao et Kalyanaraman [25] se sont intéressés sur

ce comportement pour mieux évaluer la rigidité des connexions. Ils ont analysé divers agencements de cornières. Dans l'étude de Zhan *et coll.* [33], deux modèles ont été analysés : un modèle rigide et un flexible. Tel que mentionné dans cet article, les prévisions des modèles d'analyse conventionnels surestiment la rigidité des connexions et sous-estiment le déplacement de la structure. Pour déterminer les rigidités en rotation des connexions types énoncées dans Bouchard [8], les connexions ont été modélisées à l'aide des éléments volumiques avec la prise en compte du contact. Ces rigidités ont été assignées à des ressorts représentant la connexion selon les propriétés moyennes par rapport au nombre de boulons que comporte la connexion. Les trois rigidités en translation ( $KX$ ,  $KY$  et  $KZ$ ) sont, quant à elles, considérées rigides avec une valeur constante de  $10E+10$  N/m. L'analyse des résultats par l'ajout de rigidités réalistes a démontré que l'obtention du mode de flambement est fortement influencée par le choix des rigidités en rotation [18]. La Figure 2.1 présente les valeurs de connexions types obtenues avec les modèles volumiques.

Cornière principale	Cornière secondaire	$\phi$ boulon (mm)	Angle (degré)	$k_{rx}$ (N·m/rad)	$k_{rz}$ (N·m/rad)
L70x70x7	L50x50x5	16	0	1.19E+04	2.08E+04
L70x70x7	L50x50x5	16	45	9.56E+03	2.22E+04
L90x90x9	L40x40x4	12	0	8.59E+03	1.19E+04
L90x90x9	L40x40x4	12	45	8.75E+03	1.30E+04
L150x150x15	L70x70x5	16	0	7.73E+03	2.07E+04
L150x150x15	L70x70x5	16	45	7.87E+03	1.95E+04

Tableau 2.1 Rigidités en rotation pour des connexions types [8]

### 2.3.3 Glissement de boulons

Le glissement des boulons est un comportement omniprésent dans les structures en treillis. Ce phénomène est expliqué en partie par le fait que la force de friction entre deux membrures est inférieure à la force appliquée, et que, pour des raisons de simplicité d'assemblage, les trous sont percés plus gros que le diamètre du boulon. Il y a donc possibilité de glissement dans l'espace supplémentaire disponible. Il est possible de constater sur la Figure 2.7 les différents agencements associés au glissement de boulon.

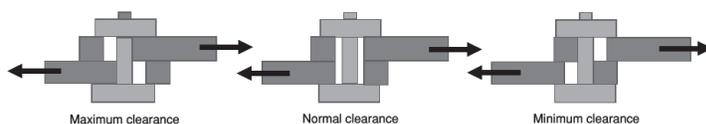


Figure 2.7 Configuration des différents agencements de la connexion [2]

Les trous de boulons en pratique sont généralement percés avec une tolérance d'environ 2 mm supplémentaires par rapport au diamètre nominal du boulon. Deux approches ont été proposées par Kitipornchai et Al-Bermani [15] pour la représentation du glissement de boulons dans leurs modèles numériques. Dans le premier modèle, les auteurs supposent que le glissement peut être représenté par une valeur de  $\Delta s$  lorsque la force de tension ou de compression atteint une valeur de  $P_s$ . La longueur initiale de l'élément croît (membrure en tension) ou décroît (membrure en compression) sous l'effet de la charge. Dans le deuxième modèle numérique, les auteurs proposent d'établir une relation entre la contrainte et la déformation selon le modèle de Ramberg-Osgood. Aucun essai expérimental n'a été effectué pour valider les deux modèles. Dans ces modèles, il est constaté que le glissement de boulons a un impact sur la prédiction des déplacements, mais a peu d'impact sur la capacité ultime du pylône. En négligeant ce comportement, la structure devient trop rigide par rapport aux résultats expérimentaux. Kitipornchai et Al-Bermani [15] ont souligné que le comportement des pylônes à treillis est davantage non-linéaire. Le glissement de boulons semble expliquer les non-linéarités dans le modèle. De ce fait, plusieurs auteurs ont jugé que pour l'analyse de la charge de ruine du pylône (voir Figure 2.8) et pour l'identification du mode de flambement de la structure, l'effet du glissement de boulon pouvait être négligé, tout comme l'a souligné Bouchard [8]. En effet, dans son modèle numérique, Bouchard [8] ne considère pas le glissement de boulons dans ses hypothèses de modélisation lors de l'analyse des structures à treillis. Des conclusions semblables (capacité de la structure et mode de ruine) avaient été analysées par Lu *et coll.* [22].

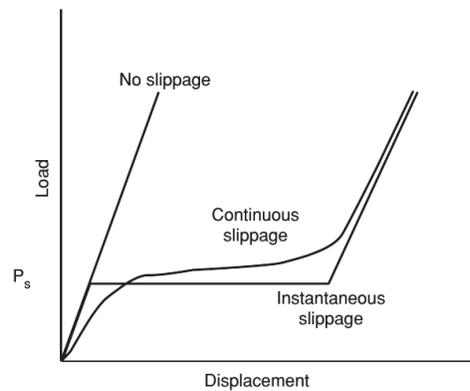


Figure 2.8 Comparaison des courbes prenant en compte ou non le glissement de boulons [2]

Tel qu'illustré sur la Figure 2.8, la prédiction du déplacement global de la structure est fortement influencée par le glissement de boulon [2]. La force nécessaire pour obtenir un glissement de boulons est directement liée au couple de serrage appliqué sur les boulons.

Cependant, le serrage de boulons est un paramètre qui est difficile à évaluer. Taillon *et coll.* [28] ont réalisé quatre modèles numériques pour évaluer la rigidité d'une structure de pylône à treillis.

- modèle avec des connexions flexibles,
- modèle sur l'effet du niveau de chargement sur la raideur,
- modèle sur l'effet du niveau de chargement sur la fréquence,
- modèle sur l'effet du niveau d'amortissement.

À partir des résultats de leurs essais, ils ont constaté que les conditions aux limites influencent la rigidité du modèle. Un des modèles proposés prend en compte le glissement de boulons dans les membrures secondaires seulement. Ce modèle est utilisé lorsque le comportement de glissement de boulons est apparent à la connexion. Tel que souligné par les auteurs, ce phénomène est constaté pour de grands niveaux de chargement.

Ahmed *et coll.* [2] ont développé un modèle par éléments finis de poutres et de barres pour prendre en compte le glissement de boulons. Ils ont démontré que la capacité de la structure est influencée par le glissement de boulons de manière proportionnelle au ratio entre la charge latérale et verticale. Plus ce ratio est faible, moins l'effet du glissement de boulons est important. Les déplacements verticaux sont grandement influencés par les membrures jambes (correspondant aux membrures de coin ancrées au fondation), contrairement aux déplacements latéraux qui sont influencés par les membrures secondaires. C'est à partir d'un modèle volumique qu'ils ont déterminé qu'à l'application des charges de givre, le glissement des boulons ne peut être négligé. Les charges augmentent le déplacement de la structure, introduisant ainsi des charges axiales supplémentaires dans les membrures jambes. Il est remarqué que les déplacements dus aux charges de givre sur une jambe donnée s'annulent par le déplacement de la jambe adjacente. Il est aussi soulevé que l'impact du glissement de boulons est plus important pour les membrures principales (membrures jambes) que pour les membrures secondaires (membrures de contreventements). L'étude a démontré par ailleurs que sous les charges gravitaires, le glissement de boulons a peu d'impact sur la capacité ultime de la structure à treillis.

Zhan *et coll.* [33] ont effectué des essais de traction sur une connexion à deux boulons. Il est possible de constater sur la Figure 2.9 la relation entre le déplacement et la force appliquée pour la connexion testée. Le modèle numérique proposé, en considérant le glissement de boulons, donne une erreur d'au plus 6% sur le déplacement de la structure comparativement aux essais expérimentaux. Pour une connexion isolée, ils viennent à la conclusion que la considération du glissement de boulons a un grand impact sur la prédic-

---

tion du déplacement. Cependant, la prédiction de la charge ultime est peu influencée par le glissement de boulon.

Le glissement de boulons des assemblages de cornières boulonnées peut être modélisé, en utilisant des éléments discrets, dans des logiciels par éléments finis tels que Code\_Aster. Deux lois de comportement sont proposées pour prendre en compte le glissement de boulons dans les éléments discrets.

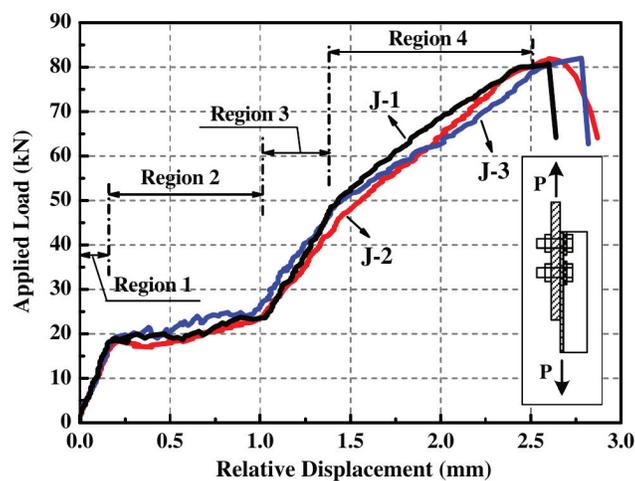


Figure 2.9 Comportement du glissement de boulons [33]

DIS\_BILI\_ELAS est une loi de comportement bilinéaire qui permet de définir le comportement du glissement de boulon en utilisant deux pentes de rigidité. Cette loi de comportement est affectée à un élément discret en définissant deux pentes KDEB et KFIN, telles que présentées sur la Figure 2.10. Ces deux pentes sont censées représenter respectivement les deux mécanismes d'un assemblage boulonné. La première pente représente la résistance à la friction en fonction du glissement dans le jeu de boulon, tandis que la deuxième pente est la représentation jusqu'à la charge de ruine en fonction du déplacement global de l'assemblage. Cependant, cette courbe bilinéaire est une approximation du comportement réel et des écarts significatifs sont obtenus pour certains niveaux de chargement de la connexion.

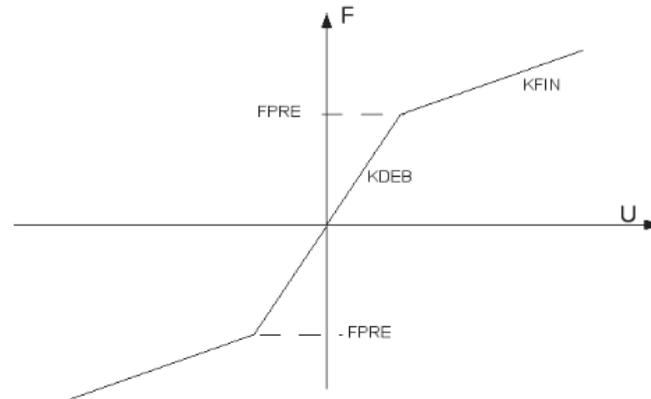


Figure 2.10 Comportement élastique bilinéaire de l'option DIS\_BILI\_ELAS proposé par Code\_Aster [11]

D'autre part, la loi de comportement non-linéaire ASSE\_CORN permet elle aussi de considérer le glissement de boulons aux éléments discrets du modèle numérique [11]. La loi de comportement permet de gérer deux DDL : le comportement en traction ainsi que la relation moment-rotation autour de l'axe des boulons. La Figure 2.11 présente les deux mécanismes associés au changement de phase dans le comportement lors d'un glissement de boulons. Le premier mécanisme est associé au frottement et au glissement jusqu'à ce que le boulon soit immobile. Il est remarqué que c'est lors du premier mécanisme que le cisaillement dans les boulons est initié. Le second mécanisme correspond à la plastification de la connexion et se poursuit jusqu'à la ruine. La ruine est habituellement due à un déchirement de l'assemblage ou à un cisaillement des boulons. De plus, la loi de comportement ASSE\_CORN permet aussi d'actualiser la rigidité en rotation autour de l'axe du boulon en fonction du niveau de chargement dans les connexions.

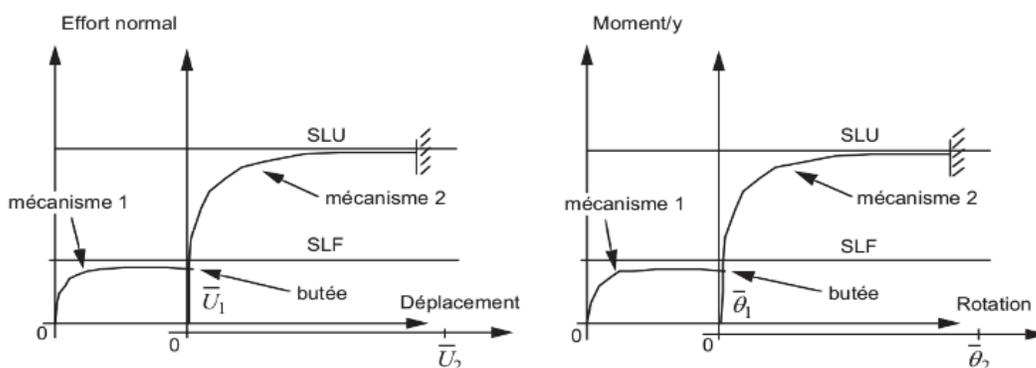


Figure 2.11 Comportement non-linéaire de la loi ASSE\_CORN de Code\_Aster [11]

## 2.4 Analyse structurale

Actuellement, les ingénieurs en lignes de transport utilisent majoritairement en pratique la méthode statique linéaire pour l'analyse de la répartition des efforts dans un pylône à treillis. En général, les types d'analyse effectués sont des analyses statiques. Dans ce document, seules les analyses sous chargement statique seront présentées. Deux types d'analyses statiques peuvent être effectués sur les structures à treillis soit l'analyse statique linéaire ou l'analyse statique non-linéaire. Les méthodes d'analyse statique non-linéaire considérant des non-linéarités matérielles et géométriques sont essentielles lorsque l'objectif est d'évaluer la résistance et le mode de ruine des pylônes à treillis.

### 2.4.1 Analyse statique linéaire

Les modélisations utilisant la méthode d'analyse statique linéaire supposent une relation linéaire entre le chargement et le déplacement. L'analyse statique linéaire est utilisée pour déterminer les sollicitations et peut être combinée à des équations de conception pour déterminer la capacité et le mode de ruine des structures de pylônes à treillis. Cependant, cette méthode d'analyse ne permet pas, dans plusieurs cas, de représenter fidèlement le comportement de la structure, lorsque comparée à des résultats expérimentaux.

### 2.4.2 Analyse de flambement linéarisé

Dans le modèle de Bouchard [8], la méthode de calcul utilisée effectue une analyse de stabilité en comparant les critères des normes ASCE 15 [3] et EN 50341-1 [12] et en évaluant un pourcentage admissible des membrures par rapport à leur charge critique. L'auteur décrit trois façons d'évaluer le mode de ruine d'une structure quelconque : par une analyse de flambement linéarisé, par une analyse de flambement linéarisé sur la matrice de rigidité réactualisée ou par un *Pushover* sur une section pré-déformée. L'étude de flambement linéarisé, de manière générale, est basée sur la singularité de matrice de rigidité  $K_R$ , qui est la somme de la matrice matérielle  $K_M$  et géométrique  $K_G$ . Pour assurer une efficacité dans le temps de calcul et pour faciliter sa mise en œuvre, aucune non-linéarité n'a été prise en compte dans son modèle. Il en déduit que la réactualisation de la matrice de rigidité n'est pas nécessaire.

L'analyse de flambement linéarisé est fréquemment utilisée dans les sphères du génie civil. Les restrictions suivantes doivent être respectées pour l'application de cette méthode [8] :

- chargement conservatif ;
- flambement par bifurcation symétrique ;

- hypothèse de petits déplacements ;
- matériaux élastiques ;
- chargement indépendant des non-linéarités du déplacement ;
- structure ne comportant aucune imperfection.

La résolution du problème aux valeurs propres de l'équation 2.10 permet d'obtenir les charges critiques (valeurs propres) et les modes de flambement élastique associés (modes propres).

$$[K_M - \lambda_G K_{G0}] \phi = 0 \quad (2.10)$$

Où  $K_{G0}$  est la matrice de rigidité géométrique initiale,  $\lambda_G$  est le vecteur associé aux valeurs propres traduisant les charges causant le flambement et  $\phi$  correspond à la matrice des vecteurs propres (modes de flambement). Cette méthode est principalement utilisée lorsque la structure est rigide. De plus, pour des modes de flambement inélastiques, cette méthode doit être combinée avec des courbes de flambement des normes de conception pour prédire adéquatement la résistance d'une structure à treillis.

### 2.4.3 Analyse statique non-linéaire

L'analyse statique incrémentale (pushover) permet de considérer les non-linéarités matérielles en introduisant, dans ce cas-ci, une relation de viscoplasticité non-linéaire. L'étude de Kempner Jr. *et coll.* [14] propose une analyse de pylône à treillis considérant les non-linéarités géométrique et matérielle. À partir de son modèle, Kempner Jr. *et coll.* [14] tentent de prédire le comportement mécanique du pylône ainsi que les efforts des éléments critiques. Cette méthode peut nécessiter une pré-déformation de la structure selon le premier mode de flambement. La membrure critique sera pré-déformée avec un défaut géométrique de  $L/1500$ , où  $L$  correspond à la longueur de la membrure critique. Ce défaut est typique des cas rencontrés dans la pratique. La pré-déformation de la membrure critique permet de représenter les défauts de rectitude amorçant habituellement la déformation non-réversible de la membrure. La résolution du problème se fait de façon incrémentale. Des analyses incorporant les non-linéarités matérielles et géométriques ont été réalisées au cours des années en utilisant Code\_Aster. L'opérateur STAT\_NON\_LINE permet de calculer une structure et de traiter différents types de non-linéarité. Les non-linéarités peuvent provenir du comportement du matériau, des propriétés géométriques et des conditions de contact/frottement [11]. En résumé, le problème consiste à exprimer l'équilibre entre les forces internes et externes. Les équations suivantes sont proposées :

$$\begin{cases} L_i^{int} + B^T \cdot \lambda_i = L_i^{ext} \\ B \cdot u_i = u_i^d \end{cases} \quad (2.11)$$

Où  $L_i^{int}$  et  $L_i^{ext}$  représentent respectivement les vecteurs de forces internes et externes du problème non-linéaire,  $\lambda_i$  sont les multiplicateurs de Lagrange des conditions aux limites de Dirichlet et le vecteur  $B^T \lambda_i$  est l'inverse des réactions d'appuis aux nœuds. La seconde équation du système 2.11 permet de représenter pour un instant  $i$  les conditions de déplacements imposées aux extrémités. La variable  $u_i$  est le champ de déplacement selon la configuration de référence,  $B^T$  est un opérateur linéaire de champs de déplacement sur un espace de fonction et  $u_i^d$  est une fonction du paramètre précédent [11].

Initialement, les incréments  $\Delta u_i$  et  $\Delta \lambda_i$  sont estimés de façon linéaire. Puis, une procédure numérique, telle que la méthode de Newton-Raphson, est utilisée pour résoudre les équations 2.11. Dans le cas de problèmes non-linéaires, une méthode par pilotage du chargement peut être utilisée pour assurer une meilleure convergence du calcul. Ce principe proposé par Code\_Aster se base sur deux idées. En premier lieu, il est considéré que le chargement (forces extérieures  $L$  et déplacements appliqués  $u$ ) peut être décomposé en paramètres imposés (conditions initiales  $L_{impo}$  et  $u_{impo}$ ) et paramètres pilotés ( $L_{pilo}$  et  $u_{pilo}$ ) dont seule la direction est connue. Les équations 2.12 montrent la relation entre l'équation de force et du déplacement. De plus, l'intensité  $\eta$  est la nouvelle inconnue du problème.

$$\begin{cases} L^{méca} = L_{impo}^{méca} + \eta \cdot L_{pilo}^{méca} \\ u^d = u_{impo}^d + \eta \cdot u_{pilo}^d \end{cases} \quad (2.12)$$

Par la suite, afin de résoudre complètement le problème, on introduit les équations 2.13 qui correspondent au déplacement de la structure, pour un incrément de temps donné.

$$\begin{cases} P(\Delta U) = \Delta \tau \text{ avec } P(0) = 0 \\ \Delta \tau = \frac{\Delta t}{Coeef\_Mult} \end{cases} \quad (2.13)$$

Où la première équation détermine la contrainte de pilotage et  $\Delta \tau$  est la relation entre le pas de temps donné  $\Delta t$  et le coefficient multiplicateur ( $Coeef\_Mult$ ). Ainsi, cette méthode permet de calculer la réponse d'une structure présentant des instabilités. Dans le cas de structures en treillis, on parle d'instabilité géométrique (flambement) des membrures. Finalement, trois inconnues sont ressorties du problème, soit les déplacements  $u$ , les multiplicateurs de Lagrange  $\lambda$  (représentant les conditions aux limites) et l'intensité du

chargement de pilotage  $\eta$ . Le paramètre  $\eta$  représente un facteur multiplicateur du chargement initial appliqué sur la structure et permet d'évaluer la capacité à la ruine d'une structure.

#### 2.4.4 Essais hybrides

Au cours des années, la méthode d'essais hybrides, cette technique de prédiction du comportement a grandement évolué. Takamashi, K. et coll. [29], dans les années 1970, ont été les premiers à étudier le comportement d'une structure en combinant les résultats de modèles numériques et d'essais en laboratoire. Au départ, il fallait tester l'ensemble de la structure pour obtenir le comportement de celle-ci. Mahin, S. A. *et coll.* [23] et Takamashi, K. et Nakashima, M. [30] ont contribué au développement d'une méthode étudiant le comportement statique et dynamique lors d'un séisme. Au milieu des années 1980, la simulation hybride par sous-structuration a grandement amélioré cette méthode d'analyse [27]. Celle-ci consiste à diviser la structure en deux parties : la sous-structure physique, où est identifiée la composante critique, testée en laboratoire et la sous-structure numérique (le reste de la structure) modélisée numériquement. Tel qu'il a été défini, les charges sont appliquées sur le modèle numérique et les déplacements correspondants sont mesurés. Ces déplacements sont appliqués sur la sous-structure physique en laboratoire et les efforts sont redirigés à la sous-structure numérique. Ce processus incrémental est répété jusqu'à la ruine de la structure. Loignon *et coll.* [20] ont développé une méthode d'essais hybrides par sous-structuration pour évaluer la résistance de pylônes à treillis. L'essai sur l'ensemble du pylône est ainsi éliminé et remplacé par un essai sur une seule sous-structure.

La précision des modèles numériques quant à la prédiction des modes de flambement et de la capacité ultime des structures n'est pas encore assez fiable pour remplacer complètement les essais expérimentaux sur les structures globales. Comme mentionné dans la section 2.3, la prise en compte des comportements complexes des connexions n'est pas une tâche aisée et demande un niveau de modélisation avancé. Les chercheurs ont tenté de développer une nouvelle méthode de calcul pour répondre au besoin de l'industrie consistant à valider leur conception à partir d'un modèle fiable et efficace. Pour mieux représenter le comportement d'ensemble des pylônes à treillis et réduire l'ampleur des essais expérimentaux, une méthode d'analyse de structures par essais hybrides a été développée. Cette méthode consiste à isoler une sous-structure critique à tester, le reste de la structure sera modélisé numériquement. L'idée étant d'appliquer des charges sur le modèle numérique et de calculer les déplacements résultants à l'interface entre les sous-structures numériques et physiques. Ces déplacements sont appliqués sur la sous-structure physique en laboratoire

---

et les efforts à appliquer sur la sous-structure numérique sont mesurés. Ce processus itératif est répété jusqu'à la ruine de la structure [20]. Au cours des dernières années, la méthode d'essais hybrides, qui était généralement utilisée pour simuler le comportement sismique de structures telles que les ponts et les bâtiments, a été adaptée pour l'application aux structures de lignes aériennes [20]. La méthode actuellement utilisée est illustrée sur la Figure 2.12. L'obtention d'un modèle numérique représentant le comportement des cornières boulonnées permet d'optimiser le choix de la sous-structure à tester expérimentalement sans pour autant influencer la rupture. En effet, la géométrie de la sous-structure pourrait avoir une influence sur le mode de ruine, une analyse de la déformée nous permettant de comparer la déformée globale à la déformée de la sous-structure est requise. De plus, la sous-structure numérique, selon les résultats de l'influence des différents comportements, peut être simplifiée puisqu'elle ne nécessite pas le même niveau de modélisation. Un modèle numérique ajusté aux besoins des deux sous-structures devra être réalisé pour permettre d'obtenir des résultats d'essais hybrides concluants.

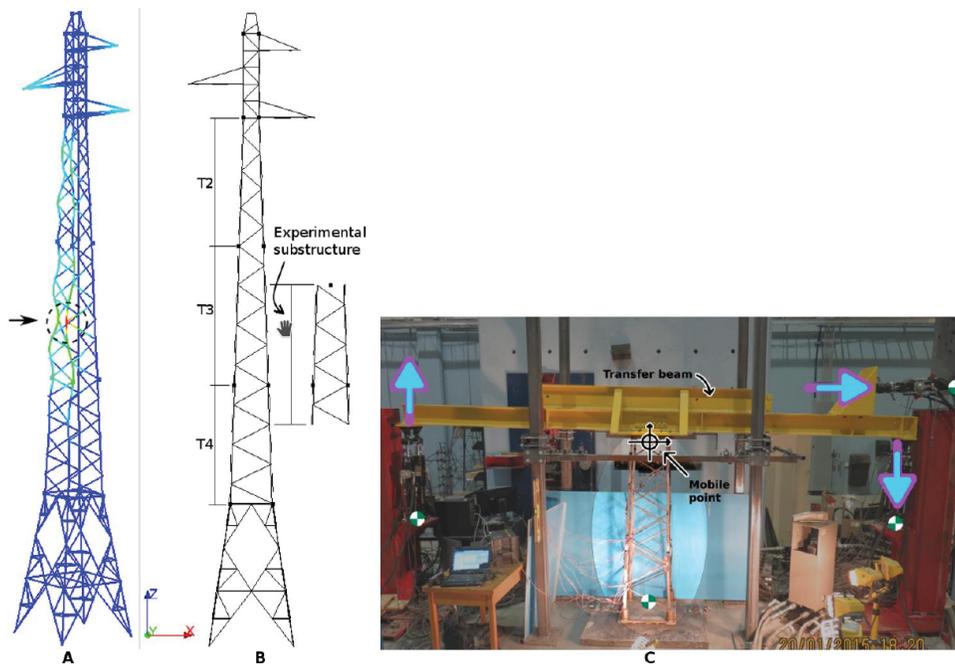


Figure 2.12 a) Identification de la membrure critique ; b) Sous-structure de l'essai hybride ; c) Montage de l'essai expérimental [20]



# CHAPITRE 3

## APPROCHE DE MODÉLISATION

Les hypothèses de modélisation ajoutées dans le modèle numérique avancé sont détaillées dans cette section. Les outils informatiques employés, les types d'éléments utilisés et les approches de modélisation utilisées y sont détaillés.

### 3.1 Outils informatiques

Deux logiciels libres ont été utilisés pour modéliser les structures de pylônes à treillis, soit Salome et Code\_Aster. Code\_Aster est employé principalement comme solveur, les fichiers de commande requis pour l'analyse de la structure à treillis sont obtenus à partir d'un modèle filaire obtenu d'un logiciel DAO, créé par le concepteur du pylône. Le solveur Code\_Aster utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, etc. Le post-traitement graphique des données s'effectue à l'aide du module Paravis de Salome. Il permet principalement de visualiser les déformées de la structure à l'étude. Les deux logiciels précédents ont été développés par la société d'état EDF (Électricité de France) pour étudier le comportement de leurs structures ainsi que leurs équipements.

Ces logiciels ont été sélectionnés dans le cadre de cette maîtrise puisque le groupe de recherche en structure de lignes aériennes de l'Université de Sherbrooke et les partenaires Hydro-Québec et RTE ont, à travers les années, développé une expertise. De plus, certaines fonctionnalités, développées spécialement pour l'étude des structures de lignes aériennes, peuvent être utilisées.

### 3.2 Types d'éléments

Les éléments sélectionnés dans les modèles numériques sont les éléments de poutre multifibre POU\_D\_TGM, pour permettre la modélisation de la section des cornières et des éléments discrets SEG2. L'élément de poutre multifibre offert dans Code\_Aster est constitué par la combinaison d'un élément de poutre de Timoshenko avec gauchissement (Théorie de Vlassov) [11] et d'une section droite constante divisée en plusieurs fibres pour l'intégration des contraintes axiales. L'élément de poutre multifibre prend en compte à la fois les non-linéarités matérielles (élastoplasticité) et géométriques (grands déplacements et rota-

tions). Dans Code\_Aster, l'élément de poutre multifibre permet une meilleure prédiction du comportement de la cornière par sa prise en compte des non-linéarités. Le support de l'élément de poutre de Timoshenko est modélisé au centre de gravité de la section de fibres (Figure 3.1a).

L'élément de poutre est composé de deux nœuds. Chaque nœud possède 7 degrés de liberté (DDL) : trois en translation, trois en rotations et un DDL associé au gauchissement.

Les éléments discrets SEG2, offerts dans Code\_Aster, sont définis par un segment à deux nœuds (voir Figure 3.1b). Chaque nœud comporte six degrés de liberté (DDL) (trois en translation et trois en rotations). Ces éléments sont utilisés pour modéliser le comportement des connexions boulonnées et permettent d'affecter les propriétés ponctuelles de masse, de raideur et d'amortissement aux nœuds du maillage. Dans notre modélisation, les éléments discrets ont été utilisés pour assigner les valeurs de rigidités des connexions. Ce type d'élément peut être utilisé pour des analyses mécaniques linéaires ou non-linéaires.

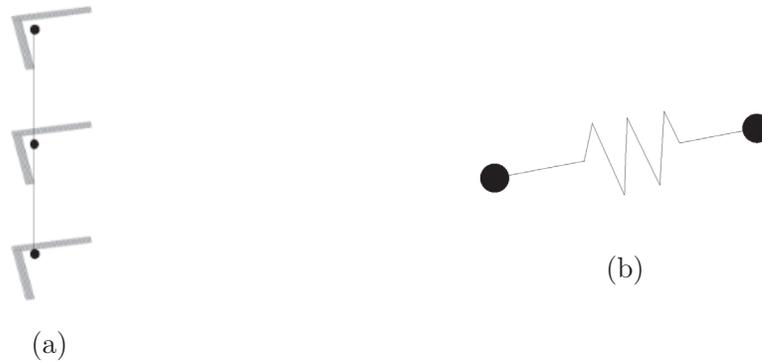


Figure 3.1 Types d'éléments de modélisation a) poutre multifibre (POU\_D\_TGM) b) discret SEG2

### 3.3 Hypothèses de modélisation

Certaines hypothèses ont été considérées dans le modèle numérique pour reproduire le plus fidèlement possible le comportement des assemblages de cornières boulonnées. La méthode de prise en compte des excentricités, de la rigidité en rotation, des contraintes résiduelles et du glissement de boulons sera détaillée dans cette sous-section. L'ajout des hypothèses de modélisation a été réalisé sur l'outil de modélisation développé dans le cadre d'un projet de recherche antérieur [8]. Le script de base permet principalement d'obtenir les fichiers de commandes du solveur Code\_Aster (propriétés des matériaux, orientation des membrures, condition d'appuis, rigidité en rotation, etc...) à partir du pylône à treillis dessiné en filaire sur un logiciel DAO (draftSight ou AUTOCAD). Les hypothèses prises en compte dans

le modèle avancé sont implémentées dans le logiciel de modélisation par éléments finis. L'orientation des cornières est modélisée par une polyligne 3D, les propriétés des éléments sont associées au calque des membrures, les éléments discrets représentant les rigidités en rotation sont modélisés par un noeud, etc. simplifiant ainsi la réalisation des fichiers de commande pour l'analyse par éléments finis. Le modèle de référence permet de considérer les rigidités en rotation ainsi que l'excentricité des membrures. Dans le cadre de ce projet, l'ajout d'hypothèses de modélisation tel que la prise en compte des contraintes résiduelles et l'ajout d'une loi de comportement considérant le glissement de boulon a été implémenté pour étudier l'influence de ces hypothèses sur la prédiction du comportement de la structure.

Pour la suite du présent document, les termes suivants sont définis ;

- **Modélisation filaire** : La modélisation filaire correspond au modèle émis par les partenaires industriels. Cette modélisation est généralement obtenue en utilisant le logiciel Tower, un outil de modélisation de structures de pylône à treillis.
- **Modélisation concentrique** : Une modélisation concentrique correspond à un modèle dont les lignes de modélisation passent par le centre de gravité des sections et dont les extrémités des membrures jointes sont coïncidentes.
- **Ligne filaire** : Les lignes tirées d'une modélisation filaire.
- **Ligne de trusquinage** : Les lignes de trusquinage désignent les lignes de boulonnage qui correspondent aux lignes fictives, passant par l'axe du boulon, qui relie les deux extrémités d'une membrure boulonnée.
- **Point d'attache** : Les points de jonction des lignes du modèle filaire.

### 3.3.1 Excentricité

Dans cette section, une brève analyse de la méthode de prise en compte des excentricités dans le modèle de Bouchard [8] ainsi qu'une proposition d'une nouvelle méthode d'excentrement sera expliquée. Les concepts d'excentrement sur les deux types de connexion dans le pylône soit le boulonnage sur l'une ou sur les deux ailes. Dans les deux cas, les membrures seront chargées de manière excentrique par rapport à leur centre de gravité.

Pour la modélisation de l'excentricité des cornières chargées sur une seule aile. La méthode proposée par Bouchard [8] a été conservée soit un excentrement entre le point d'attache et le centre de gravité de celle-ci (voir Figure 3.2). Le point de jonction des membrures

---

dans le modèle filaire représente la coordonnée du point d'attache. En réalité, ce point correspond à la mi-longueur des ailes connectées. Pour considérer cette excentricité, le centre de gravité est calculé pour chaque cornière et un lien rigide reliant ce dernier au point d'attache est généré (Figure 3.2).

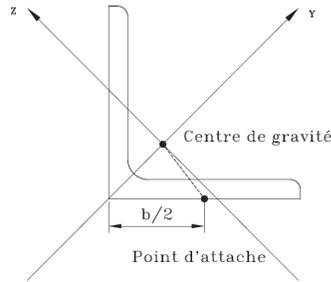


Figure 3.2 Méthode d'excentrement pour les membrures connectées sur une seule aile [8]

Pour les cornières connectées sur deux ailes, soit les membrures principales et de consoles, les excentricités sont considérées différemment puisque les cornières sont connectées sur les deux ailes. Deux approches de modélisation simplifiées sont proposées pour la prise en compte de l'excentricité pour ce type de connexion. La première hypothèse de modélisation propose que la jonction des lignes du modèle filaire passe par le talon des membrures principales et que celui-ci soit relié par un lien rigide au centre de gravité de la membrure projeté, comme indiqué à la Figure 3.3. Cette méthode permet de simplifier la modélisation, mais n'est pas fidèle au comportement réel des membrures. La comparaison avec la seconde hypothèse, représentative du comportement pour les cornières doublement connecté, permettra de déterminer la validité de l'hypothèse de modélisation proposée.

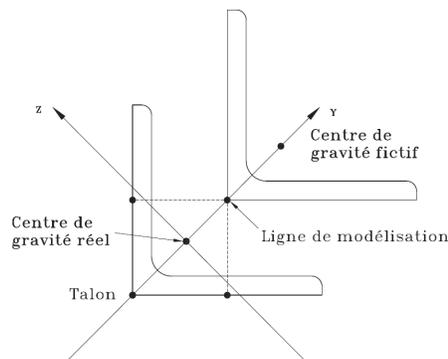


Figure 3.3 Méthode d'excentrement pour les membrures connectées sur les deux ailes passant par le talon [8]

La seconde hypothèse de modélisation consiste à modéliser les positions exactes des points d'attache (mi-longueur des ailes) et des axes neutres par rapport au plan d'assemblage. La création de ce modèle filaire est fastidieuse et nécessite plusieurs interventions de l'utilisateur, augmentant ainsi les risques d'erreur. Toutefois, un modèle fidèle au plan sera une base de référence pour valider l'influence de l'excentricité dans le modèle numérique.

### 3.3.2 Rigidité en rotation

La Figure 3.4 montre la représentation de la prise en compte des rigidités en rotation dans le modèle numérique. L'approche proposée consiste à modéliser une connexion donnée en utilisant un élément discret de taille nulle pour prendre en compte les rigidités au point de connexion des membrures secondaires. Ce point de connexion correspond au point de jonction dans le modèle filaire illustré à la Figure 3.4. L'élément discret permettra de modéliser les raideurs en translation ( $KX$ ,  $KY$ ,  $KZ$ ) et en rotation ( $KRX$ ,  $KRY$ ,  $KRZ$ ) de la connexion.

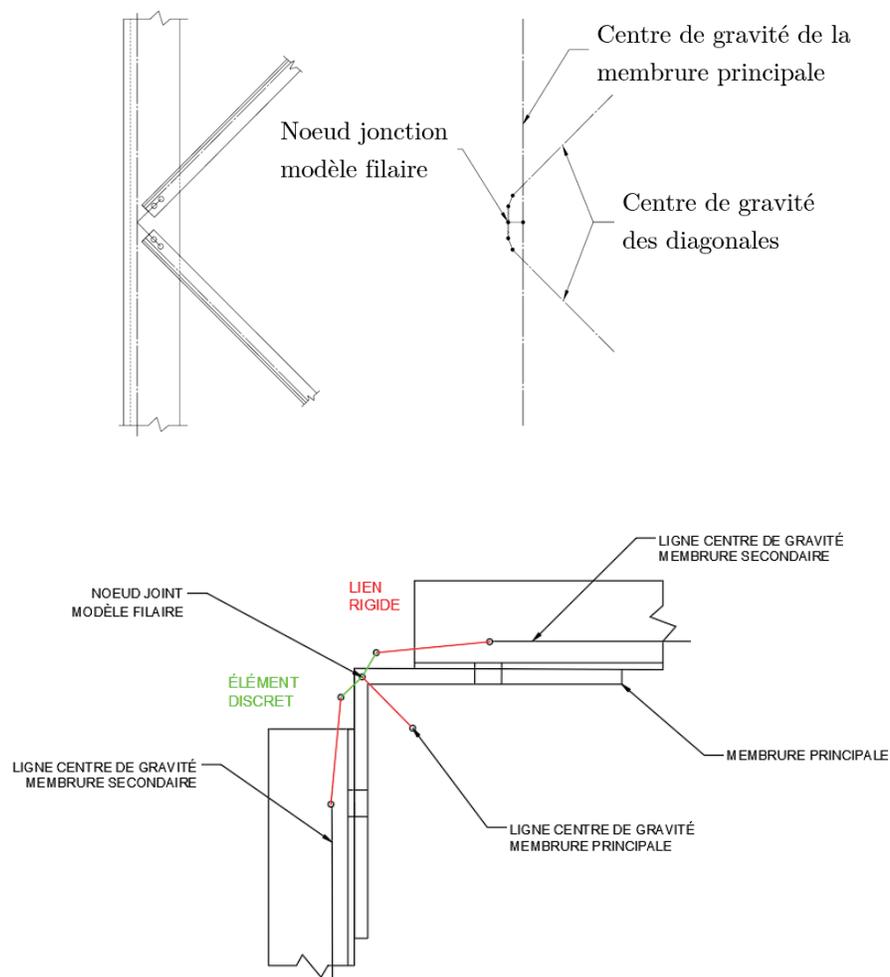


Figure 3.4 Modélisation d'une connexion de pylône

Afin d'évaluer les paramètres de rigidité à employer dans le modèle numérique, des connexions typiques de pylônes à treillis ont été analysées à l'aide d'un modèle volumique [8]. Ces connexions de géométries variées ont permis de déterminer une moyenne des rigidités en rotation. Le Tableau 3.1 présente ces paramètres moyens évalués pour des connexions typiques d'un pylône à treillis : souple, rigide ou croix. Dans cette analyse, les connexions souples représentent les connexions à 1 ou 2 boulons comparativement aux connexions rigides qui représentent les connexions à plusieurs boulons (3 et plus). Les connexions en croix sont représentatives de membrures secondaires attachées par un seul boulon au centre d'une connexion en «X».

Tableau 3.1 Raideurs en rotation de l'élément discret selon le type de connexion

Type de connexion	KX N/m	KY N/m	KZ N/m	KRX Nm/rad	KRY Nm/rad	KRZ Nm/rad
Souple	10E+10	10E+10	10E+10	9,07E+03	1,0	1,80E+04
Rigide	10E+10	10E+10	10E+10	2,34E+04	9,05E+04	1,15E+04
Croix	10E+10	10E+10	10E+10	10,0	10,0	10,0

### 3.3.3 Contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles dans le modèle numérique sont affectées au maillage de fibre de la section droite des éléments de poutre multifibre. La distribution simplifiée considérée ici est représentative des contraintes résiduelles dans une cornière à ailes égales standard en acier laminé à chaud. Cette distribution est illustrée à la Figure 3.5. Ban *et coll.* [5] ont montré que les paramètres  $\beta_i$  (avec  $i = 1, 2, 3$ ) peuvent varier d'un pays à l'autre. Les normes américaines considèrent ces paramètres constants avec une valeur de 0,3. Sur la Figure 3.5, les signes positifs et négatifs signifient que les contraintes résiduelles ajoutent respectivement une composante en tension et en compression.

Le maillage de la section de fibres a été discrétisé comme suit : la section de cornière est divisée pour obtenir 4 mailles sur son épaisseur et le maillage s'effectue de telle sorte que les mailles soient carrées. La stratégie de modélisation pour considérer les contraintes résiduelles est d'assigner des limites élastiques variables suivant la distribution simplifiée présentée sur la Figure 3.5. Les contraintes résiduelles ont été affectées au maillage de fibre de la section par une variation des propriétés matérielles. Le maillage de fibre a été divisé pour attribuer les propriétés de dix matériaux différents (limite de définition de matériaux par groupe de fibres dans Code\_Aster). Pour optimiser le nombre de matériaux, les sections de mailles ayant les mêmes propriétés ont été regroupées (voir Figure 3.5).

Étant donné que l'objectif est de mieux prédire la résistance en compression, seules les cornières en compression sont affectées par les contraintes résiduelles. Les limites élastiques nominales de chaque groupe de fibres seront modifiées par un apport négatif pour les contraintes résiduelles en compression et par un apport positif pour les contraintes résiduelles en tension tel qu'illustré sur la Figure 3.5.

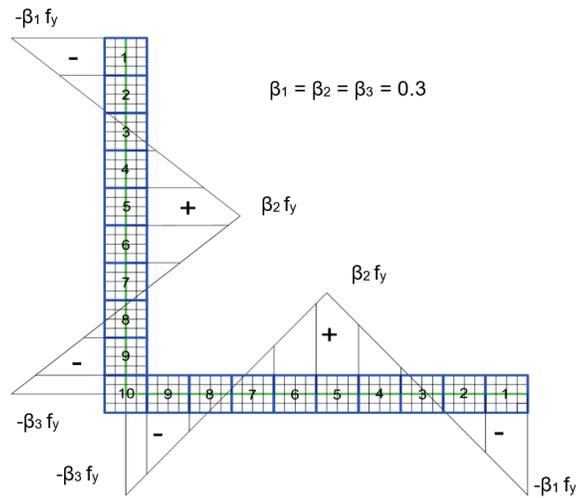


Figure 3.5 Distribution simplifiée des contraintes résiduelles

Pour chaque section de fibre, la limite élastique nominale est corrigée par la valeur moyenne de la pente linéique associée aux contraintes résiduelles de la section. La Figure 3.6 illustre la valeur moyenne à corriger de la limite élastique nominale. Une distribution semblable a été affectée aux cornières des modèles de Zhu *et coll.* [34]. Pour analyser l'effet de la modification des propriétés matérielles de la section sur la limite élastique nominale de la section, un modèle de validation est proposé. De plus, une validation des valeurs de limite élastique corrigée a été réalisée. L'Équation 3.1 donne l'expression de la limite élastique nominale. Elle est la sommation des limites élastiques du groupe de fibres multipliées par la longueur de sa fibre neutre divisé par la longueur globale de la fibre neutre est équivalente à la limite élastique nominale ( $Fy_{nominale}$ ) de la section.

$$Fy_{nominale} = \frac{\sum_{i=1}^{10} Fy_i L_i}{\sum_{i=1}^{10} L_i} \quad (3.1)$$

Où  $L_i$  représente la longueur de la fibre neutre pour chaque groupe (i). Il est possible de constater sur la Figure 3.6 que la distribution linéique des contraintes résiduelles est située au feuillet moyen, de ce fait la distribution est discontinue à la fibre neutre au talon.

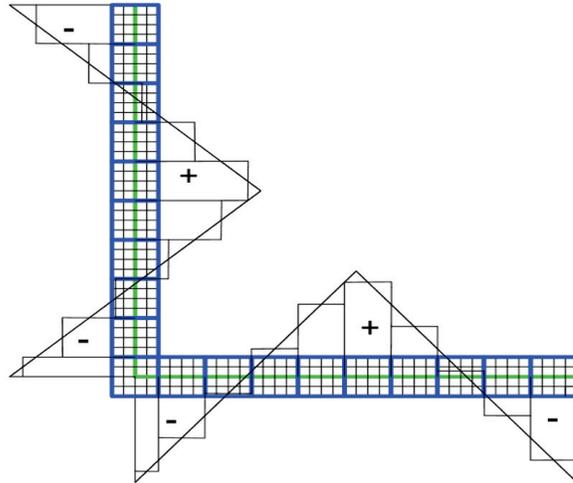


Figure 3.6 Distribution simplifiée des contraintes résiduelles corrigées

### 3.3.4 Glissement de boulons

Dans un assemblage de cornières boulonnées, il y a possibilité de glissement, étant donné que les trous de boulons sont percés selon un diamètre supérieur au diamètre du boulon pour faciliter l'assemblage. Deux approches de modélisation ont été considérées pour prendre en compte le glissement de boulon dans les assemblages. La loi de comportement non-linéaire affectée aux éléments discrets du modèle est présentée dans cette sous-section.

#### Loi de comportement non-linéaire ASSE\_CORN

Le comportement non-linéaire du glissement de boulons dans les assemblages de cornières boulonnées peut être modélisé dans Code\_Aster grâce à la loi de comportement ASSE\_CORN. Cette loi de comportement non-linéaire est affectée aux éléments discrets du modèle numérique et est appelée par l'opérateur de résolution STAT\_NON\_LINE [11].

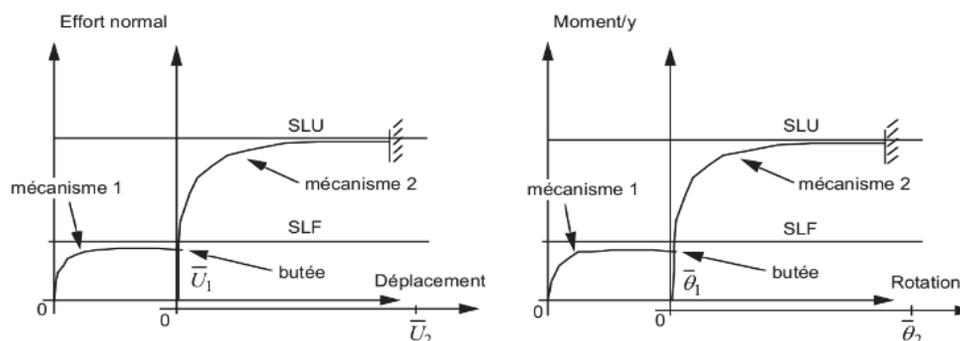


Figure 3.7 Schéma représentatif de la loi de comportement ASSE\_CORN [11]



la ruine de l'assemblage. Les équations permettant d'évaluer les paramètres de la loi de comportement sont définies à l'Annexe A.

Tableau 3.2 Paramètres de la loi de comportement ASSE\_CORN

Mécanisme 1 : Frottement et glissement	Mécanisme 2 : Rupture de l'assemblage
NU_1 : Effort résistant	NU_2 : Effort résistant ultime
MU_1 : Moment résistant	MU_2 : Moment résistant ultime
DXU_1 : Déplacement limite	DXU_2 : Déplacement ultime
DRYU_1 : Rotation limite	DRYU_2 : Rotation ultime
C_1 : Paramètre de non-linéarité	C_2 : Paramètre de non-linéarité

Tel que la loi de comportement est implémentée dans Code\_Aster, en chargement tout comme en déchargement le glissement de boulons suit la courbe d'hystérésis présentée à la Figure 3.8.

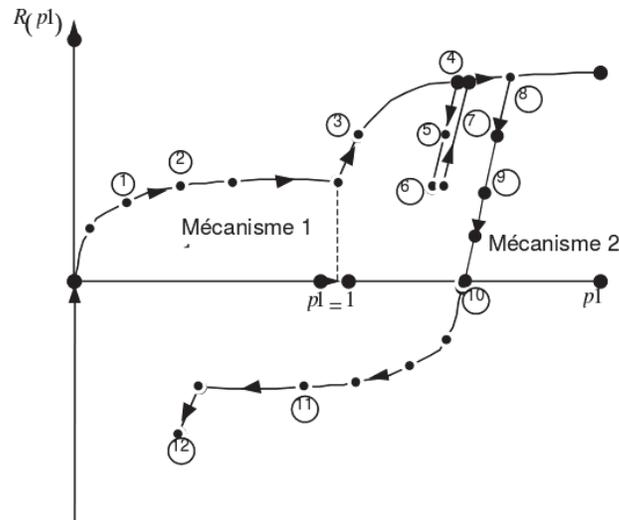


Figure 3.8 Courbe de chargement de la loi de comportement ASSE\_CORN [11]

### 3.4 Stratégie numérique de résolution en non-linéaire

Dans le modèle numérique, les non-linéarités géométriques et matérielles ont été prises en compte. Une analyse statique non-linéaire en grands déplacements est effectuée pour évaluer de façon réaliste le comportement de la structure. Le problème est résolu incrémentalement en utilisant l'algorithme de Newton [6]. L'analyse «pushover» est effectuée en pilotant le déplacement pas à pas en gardant le même ratio de charge en compression. Les techniques de pilotage en déplacement DDL\_IMPO et en LONG\_ARC sont

disponibles dans le logiciel Code\_Aster. Le contrôle en pilotage en DDL\_IMPO optimise la charge appliquée sur le modèle numérique pour obtenir un déplacement imposé sur le nœud de contrôle défini. Les équations utilisées pour résoudre les problèmes non-linéaires sont telles que définies dans la section 2.4.3. Le contrôle en pilotage en LONG\_ARC est largement utilisé, cette méthode permet d'obtenir le facteur multiplicateur  $\eta$  du patron de charge imposé [11]. Cette technique de résolution est favorisée pour résoudre les problèmes fortement non-linéaire, de «snapbacks» par exemple.

Ordinairement, il est essentiel d'introduire des défauts de rectitude dans les membrures pour amorcer le flambement, en pré-déformant la membrure critique selon le premier mode de flambement avec un défaut standard ( $L/1500$ ). Toutefois, il a été remarqué dans l'article de Sad Saoud, K. *et coll.* [26] que la prise en compte des excentricités seulement peuvent apporter des résultats acceptables.



# CHAPITRE 4

## IMPLÉMENTATION ET ANALYSE DES HYPOTHÈSES DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Les hypothèses de modélisation numérique de cas d'analyse simple ont été implémentées et validées dans le modèle numérique. Dans cette section, la stratégie numérique de résolution en non-linéaire et les modèles d'analyse de l'excentricité, des contraintes résiduelles ainsi que du glissement de boulons seront détaillés.

### 4.1 Propriétés des cornières

Les propriétés des matériaux utilisés dans l'analyse sont présentées dans le Tableau 4.1, où E correspond au module d'élasticité,  $F_y$  est la limite élastique nominale de la section, H est le module tangeant (linéaire) et  $\nu$  est le coefficient de Poisson. En excluant le coefficient de Poisson, ces valeurs sont déterminées en se basant sur les résultats de coupons effectués sur les membrures testées en essai. Les propriétés sont définies dans la section 5.2 suivante.

Tableau 4.1 Propriétés moyennes des cornières testées

	$F_y$	E	H	$\nu$
	MPa	MPa	MPa	
L13_3 : L12.7x12.7x3.18	462,4	193 753	923,1	0,3
L19_3 : L19.1x19.1x3.18	396,1	204 153	1154,8	0,3
L25_3 : L25.4x25.4x3.18	390,3	206 600	1242,7	0,3
L32_3 : L31.8x31.8x3.18	345,5	212 081	821,8	0,3

### 4.2 Analyse de l'excentricité

L'analyse de la méthode de prise en compte de l'excentricité sera présentée dans cette section. En effet, la méthode proposée dans le mémoire de Bouchard [8] sera confrontée à un modèle numérique fidèle aux plans d'assemblage de la structure typique du Fût 23, cette structure à treillis sera détaillée davantage dans la section 5.1. Cette structure ayant fait l'objet d'une étude expérimentale permet de comparer les résultats numériques aux résultats expérimentaux. La méthodologie ainsi que les résultats de l'analyse seront détaillés dans la section suivante.

### 4.2.1 Méthodologie d'analyse des excentricités

Deux modèles sont comparés lors de cette analyse, soit le modèle qui considère les excentricités tel que le modèle proposé par Bouchard [8] (Modèle 1) et soit le modèle numérique de la structure étudiée basée sur ses plans d'assemblage (Modèle 2). Les hypothèses de modélisations de ces deux modèles sont détaillées dans la section 3.3.1. Le choix des éléments de modélisation et des rigidités en rotation, dans les deux modèles numériques, sont les mêmes. Les hypothèses avancées détaillées dans les sous-sections suivantes ne sont pas considérées dans cette analyse.

### 4.2.2 Résultats et discussion du modèle d'analyse

La Figure 4.1 présente la comparaison de la charge de ruine en fonction du déplacement de la structure pour les deux modèles numériques et les deux essais expérimentaux réalisés. Il est possible de constater que l'évaluation de la charge de ruine pour les deux modèles d'analyse est pratiquement équivalente.

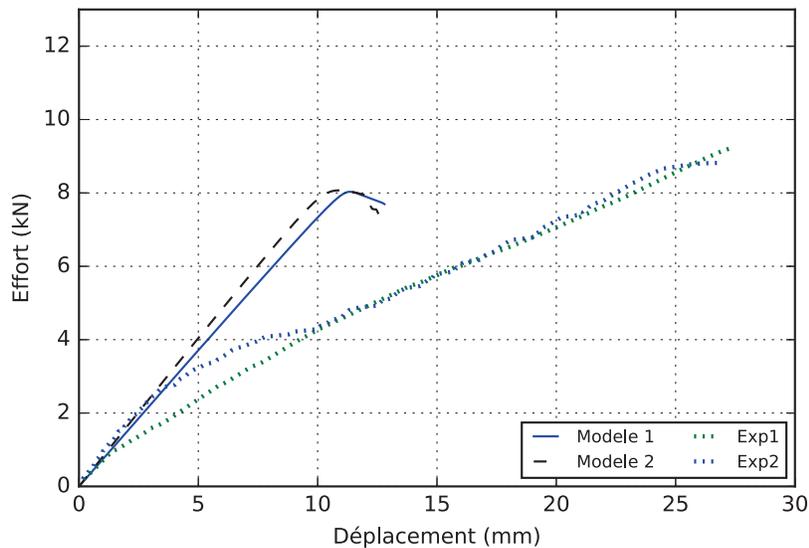


Figure 4.1 Comparaison des méthodes d'excentrement avec les résultats expérimentaux d'une structure typique à treillis

Il est ici question d'évaluer la différence entre deux méthodes d'excentrement. La comparaison du modèle 1 et du modèle 2, permet de déterminer si des hypothèses simplificatrices dans la modélisation numérique nous permet d'obtenir des résultats valides par rapport à une modélisation plus exacte du vrai comportement des cornières. Un écart d'environ 6% est constaté entre la longueur des membrures secondaires fidèles aux plans comparées aux membrures secondaires tirées du modèle filaire fourni. Une différence est remarquée sur la

penne de rigidité des modèles numériques comparativement aux modèles expérimentaux. Le modèle fidèle au plan d'assemblage de la sous-structure de Fût 23 (Modèle 2) a une rigidité légèrement plus élevée que le modèle selon les hypothèses d'excentricité proposé par Bouchard [8] (Modèle 1), conduisant à un écart de 10% sur l'effort normal dans la membrure critique au flambement entre les deux modèles. La comparaison des éléments discrets d'un modèle à l'autre a permis de comparer les efforts dans les éléments. Il a été constaté que les éléments du modèle 2 étaient davantage sollicités en flexion comparativement au modèle 1. La prise en compte de la vraie position des nœuds a une influence sur la répartition des efforts dans le modèle numérique. Toutefois, cet écart n'a pas d'influence sur la prédiction de la charge de ruine. Afin de simplifier la génération de la géométrie du pylône et ainsi faciliter grandement le développement du modèle numérique, ce seront les hypothèses du modèle 1 qui sont retenues dans l'analyse de la section 5.3.

## 4.3 Analyse des contraintes résiduelles

Dans cette section, l'analyse de l'approche pour inclure l'effet des contraintes résiduelles dans le modèle numérique, selon la distribution simplifiée proposée dans le chapitre précédent, est présentée. Le comportement du flambement des cornières simples étudiées, sous l'effet d'une charge en compression, sera analysé. Les propriétés des cornières (matériaux, dimensions des sections testées et caractéristiques du maillage), la méthodologie d'analyse et les résultats y seront aussi détaillés.

### 4.3.1 Propriétés des cornières

Trois types de cornières ont été considérées dans cette analyse : L76x76x7.9, L76x76x13 et L152x152x25. Ces trois cornières ont été sélectionnées pour analyser l'influence des contraintes résiduelles en fonction de différents coefficients de largeur sur épaisseur de cornières ( $b/t$ ) et par rapport à différents élancements. En effet, chaque cornière a été testée avec trois élancements ( $kL/r$ ) : faible, intermédiaire et grand. L'influence des contraintes résiduelles sur le flambement global a également pu être analysée. Les caractéristiques pour chacun des cas analysés sont présentées dans le Tableau 4.2, où  $r$ ,  $b$  et  $t$  sont respectivement le rayon de giration minimal, la largeur de l'aile et l'épaisseur de la cornière.

Deux niveaux de raffinement de maillages filaires ont été utilisés dans le modèle numérique de la présente étude. En se basant sur une étude préliminaire de convergence, un maillage comportant 15 divisions par membrure a été utilisé tel qu'indiqué dans la section 3.3.3.

Tableau 4.2 Propriétés géométriques des cornières analysées

	r	b	t	Élancement		
	mm	mm	mm	faible	intermédiaire	grand
L76_8 : L76x76x7.9	15.0	76.2	7.9			
L76_13 : L76x76x12.7	14.8	76.2	12.7	40	101	152
L152_25 : L152x152x25	29.6	152.0	25.4			

### 4.3.2 Méthodologie d'analyse des contraintes résiduelles

Le modèle numérique utilisé pour l'analyse de la distribution est une poutre rotulée-rotulée avec une déformation initiale de  $L/1000$ , selon le premier mode de flambement de la membrure [7] (voir Figure 4.2). Une charge ponctuelle en compression est appliquée sur la face supérieure de l'élément poutre de façon concentrique et une analyse en push-over est réalisée sur l'élément. Les résultats de cette analyse sont confrontés à la norme S16 [4]. Chaque cornière est testée selon trois élancements différents comme indiqué au Tableau 4.2. Deux scénarios de défauts initiaux ont été considérés dans cette étude ; une déformée positive (la déformation qui éloigne le centre de gravité du talon de la cornière) et la pré-déformation négative (la pré-déformation qui rapproche le centre de gravité du talon de la cornière). La comparaison des deux scénarios a montré que les capacités en compression sont affectées par la direction de la pré-déformation de l'élément.

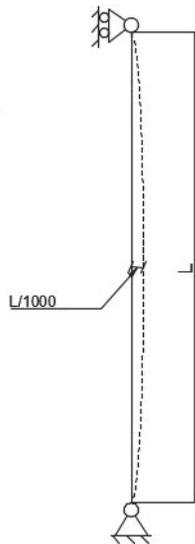
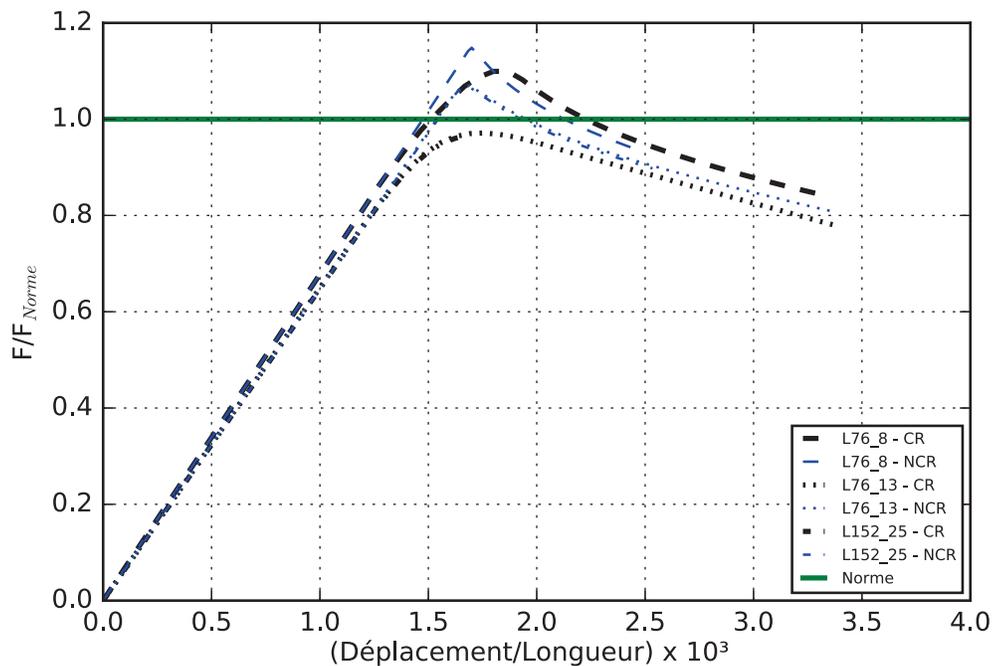


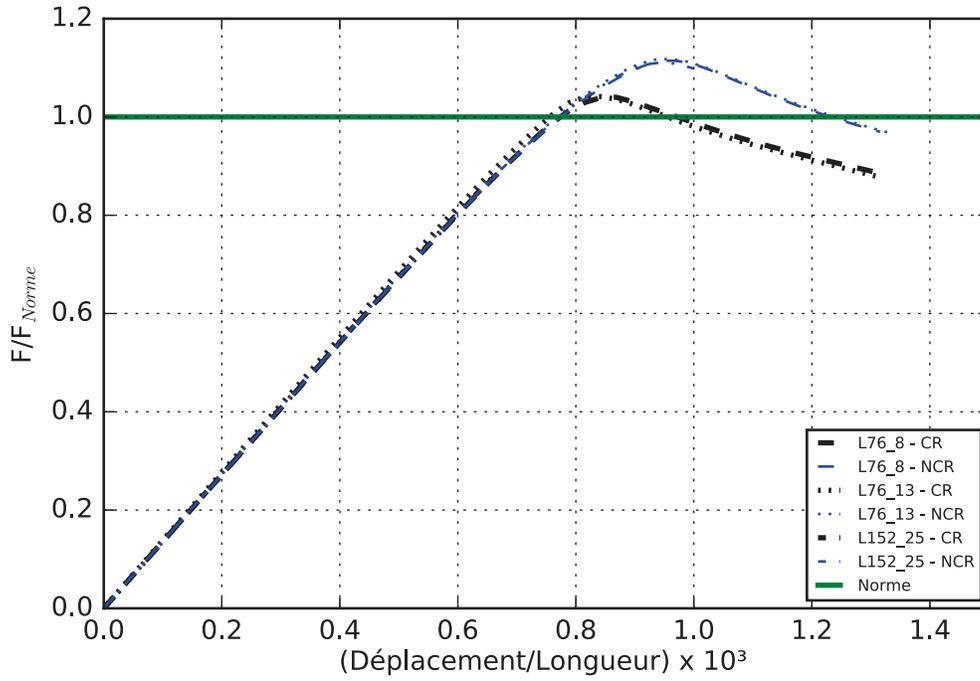
Figure 4.2 Modèle d'analyse des contraintes résiduelles

### 4.3.3 Résultats et discussion du modèle d'analyse

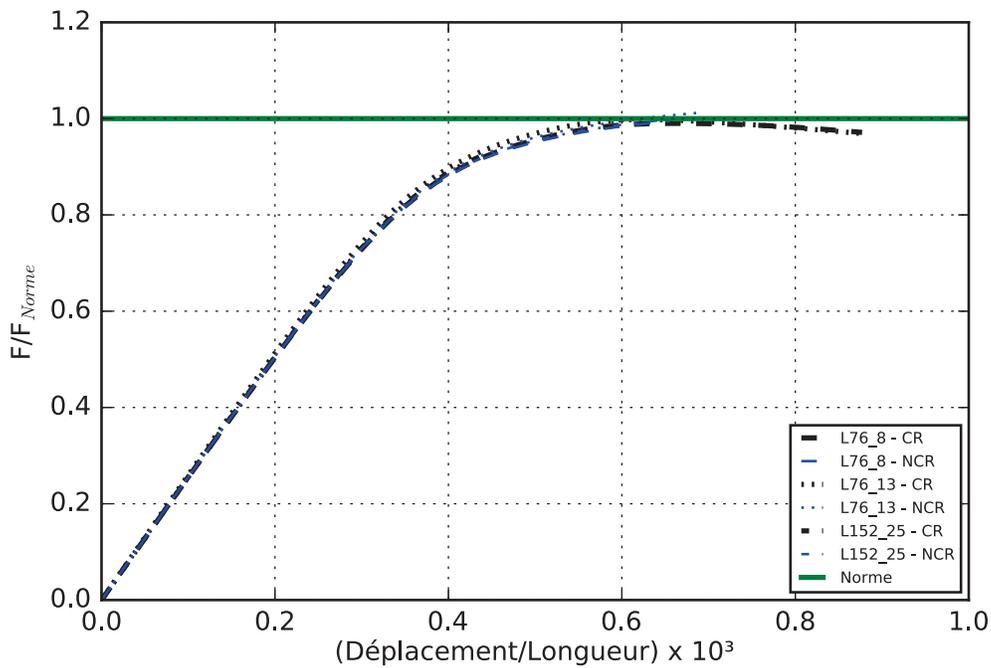
Les Figures 4.3 et 4.4 présentent les résultats des analyses selon respectivement une pré-déformation positive ou négative. La nomenclature utilisée, CR et NCR, font référence respectivement aux courbes avec contraintes résiduelles et aux courbes sans contraintes résiduelles. De plus, la courbe représentée par la ligne continue est le résultat obtenu à partir de la norme S16. Il est possible de faire la comparaison des différentes dimensions des cornières puisque l'axe des abscisses et l'axe des ordonnées ont été normalisés (voir Figure 4.3) : le déplacement en «x» a été normalisé par la longueur de la membrure à l'étude sur l'axe des abscisses et la charge axiale sur l'axe de l'ordonnée a été normalisé par la charge obtenue par la norme S16 [4]. Ces analyses montrent que la capacité obtenue avec une pré-déformation négative est supérieure à celle obtenue à partir d'une pré-déformation positive (environ 5% d'écart entre les deux approches de pré-déformation). Selon Zhu *et coll.* [34], le modèle considérant une pré-déformation positive est plus susceptible d'être instable.



a)



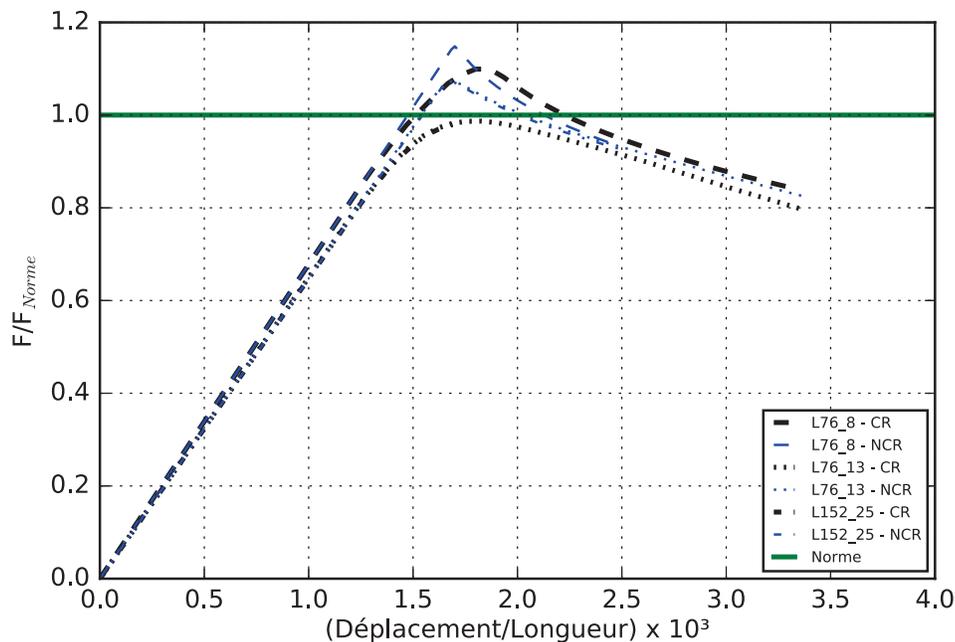
b)



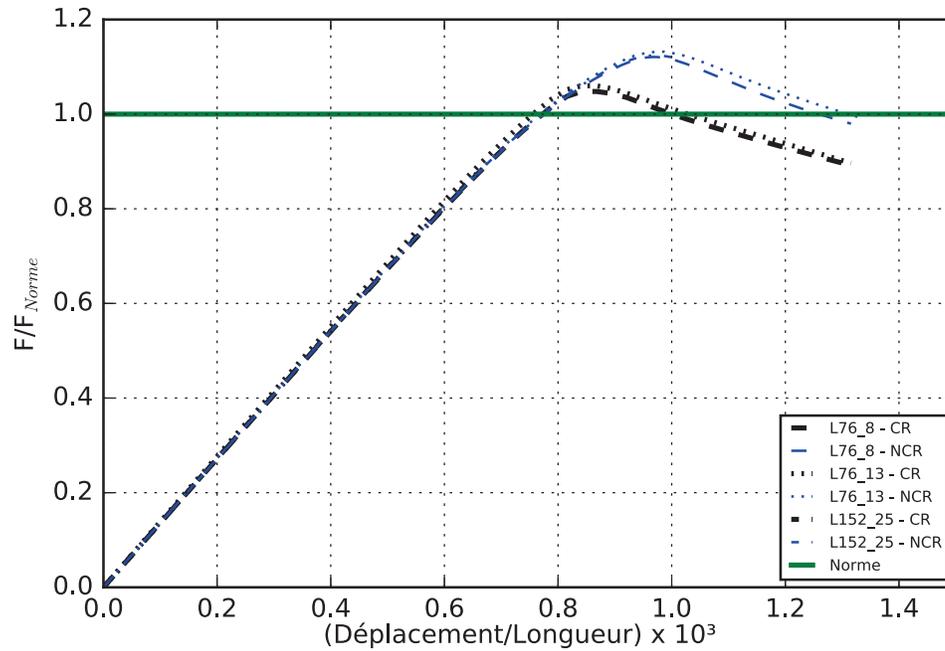
c)

Figure 4.3 Comportement d'une poutre simple pour un coefficient d'élanement a) faible  $kL/r = 40$ , b) intermédiaire  $kL/r = 101$  et c) grand  $kL/r = 152$  selon une pré-déformation positive

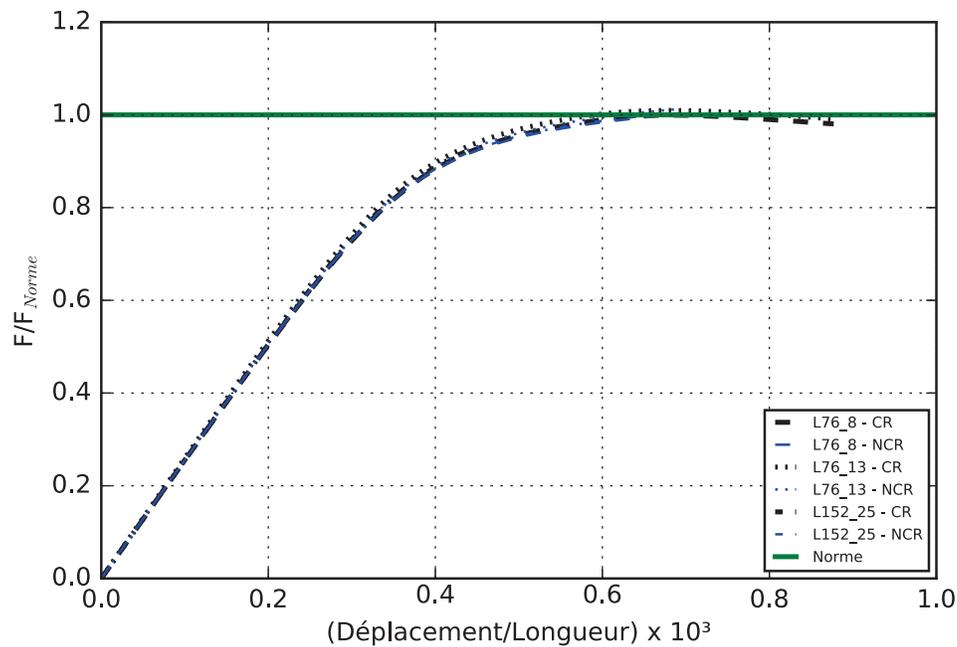
Pour les courbes avec une déformation positive, il est possible de constater sur la Figure 4.3 que pour tous les coefficients d'élanement considérés, les courbes qui négligent les contraintes résiduelles (NCR) surestiment la charge ultime de la cornière plus que les courbes qui considèrent les contraintes résiduelles (CR). Les analyses des différents coefficients ont montré que la prise en compte des contraintes résiduelles mène à une meilleure prédiction de la norme (ligne verte, voir Figure 4.3). Il est aussi observé que l'effet des contraintes résiduelles varie selon l'élanement. Pour des cornières avec un grand élanement, le flambement est principalement élastique. Pour les cornières qui ont un élanement intermédiaire ou faible, le flambement est élastoplastique. Il est observé que l'influence des contraintes résiduelles est plus critique pour les élanements faibles et modérés. Ceci est dû au fait que le mode de rupture, pour un élanement faible et modéré, consiste en une plastification complète de la section, où les contraintes résiduelles ont peu d'influences. Il est aussi remarqué que pour un faible élanement, le comportement de la poutre avec un profilé L76x76x7.9 diffère des autres. Une des pistes de réponse est que la différence peut être causée par un rapport des proportions géométriques ( $b/t$ ) supérieures aux autres cornières proposées. Des conclusions semblables ont été tirées de l'article de Zhu *et coll.* [34].



a)



b)



c)

Figure 4.4 Comportement d'une poutre simple pour un coefficient d'élanement a) faible  $kL/r = 40$ , b) intermédiaire  $kL/r = 101$  et c) grand  $kL/r = 152$  selon une pré-déformation négative

Les mêmes conclusions que la Figure 4.3 ont pu être tirées sur la Figure 4.4 qui présente les résultats d'une pré-déformation négative. Les résultats de l'analyse ont montré que l'approche de modélisation des contraintes résiduelles atteint les précisions souhaitées et que la modification de la limite élastique n'affecte pas le comportement de la membrure lorsque celle-ci devrait flamber et non plastifier. Ces résultats concluants ont permis d'élaborer une stratégie pour affecter les contraintes résiduelles aux membrures d'un pylône à treillis.

## 4.4 Validation du glissement de boulons

La loi de comportement non-linéaire ASSE\_CORN a été calibrée en se basant sur les essais expérimentaux de Koumenji [17]. Les paramètres de la loi de comportement non-linéaire ASSE\_CORN, la méthodologie d'analyse ainsi que les résultats des modèles implémentés seront présentés dans cette présente section.

### 4.4.1 Paramètres de la loi de comportement ASSE\_CORN

L'analyse des connexions de Koumenji [17], avait pour objectif d'analyser un moyen de renforcer les connexions des pylônes à treillis. Les paramètres utilisés dans les modèles d'analyse sont basées sur les connexions avant l'ajout des plaques de renforcement.

- le diamètre des boulons est de 14 mm ;
- le couple de serrage est de 67,8 Nm [50 lbft] ;
- un déplacement (jeu de boulons) de 0,45 mm est possible ;
- la limite ultime des boulons  $f_{ub} = 1000$  MPa ;
- la limite élastique des cornières  $F_y = 375$  MPa ;
- la limite ultime des cornières  $F_u = 500$  MPa ;
- l'assemblage est composé de deux boulons ;
- les cornières testées sont des L64x64x6,35 ;

### 4.4.2 Méthodologie d'analyse

La loi de comportement ASSE\_CORN est affectée aux éléments discrets du modèle numérique, tel que présenté à la section 3.3.4. Un modèle numérique reliant deux nœuds par un élément discret de longueur nulle (Figure 4.5) est utilisé pour reproduire le comportement des essais expérimentaux. Le premier nœud est encastré, le second est libre de se déplacer et c'est à ce nœud qu'on applique la charge. La loi de comportement est définie dans l'opérateur de résolution STAT\_NON\_LINE.

---



Figure 4.5 Modèle numérique d'analyse du glissement de boulons

### 4.4.3 Résultats et discussion

Les deux Figures 4.6a et 4.6b présentent les résultats numériques comparés aux essais expérimentaux. Deux essais ont été réalisés soit : un assemblage de cornières boulonnées connectées par deux boulons avec les filets inclus ou avec les filets exclus. Les Figures 4.6a et 4.6b sont respectivement le modèle d'analyse ASSE\_CORN pour les essais avec les filets exclus et avec les filets inclus (Annexe A). Le modèle avec les filets exclus reproduit plus fidèlement les essais expérimentaux. Les paramètres de la loi ASSE\_CORN ont été déterminés en se basant sur la norme S16. L'écart relevé entre le modèle numérique et les résultats d'essais de Koumenji [17] concernant les filets interceptés semble être causé par une évaluation sécuritaire de la résistance d'un assemblage ayant des plans de cisaillement interceptant les filets des boulons selon la norme CSA S16. La méthode utilisée permet globalement de représenter le comportement de la connexion avec glissement de boulon et sera utilisée dans l'analyse du Chapitre 5.

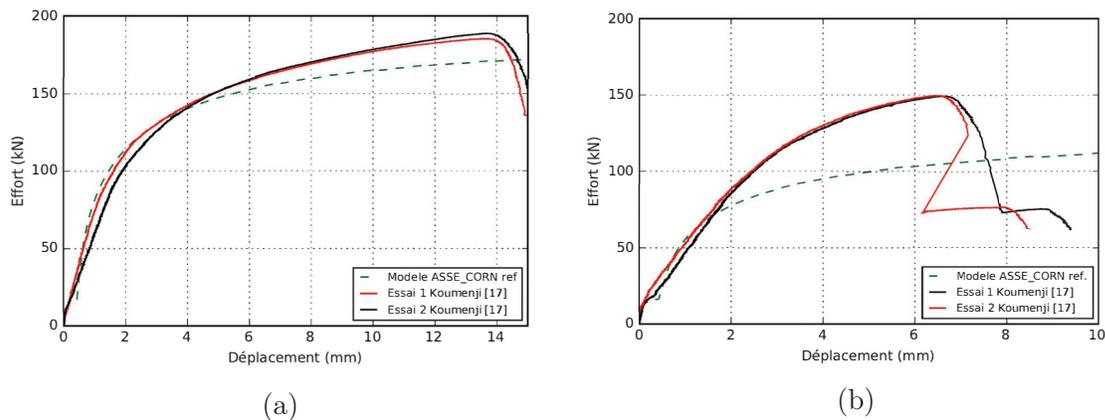


Figure 4.6 Comparaison du modèle numérique avec prise en compte du glissement de boulons avec les courbes expérimentales avec a) filets exclus b) filets inclus

# CHAPITRE 5

## MODÉLISATION ET ANALYSE DE STRUCTURES DE PYLÔNE À TREILLIS

Ce chapitre présente l'analyse d'une structure de pylône à treillis à échelle réduite ainsi que de deux sous-structures issues de ce pylône. La validation de l'influence des différentes hypothèses de modélisation sera présentée et discutée. Les structures analysées, les propriétés des matériaux, la méthode de modélisation ainsi que les résultats numériques sont présentés dans ce chapitre.

### 5.1 Structures analysées

Les sous-structures ainsi que la structure de pylône à échelle réduite sélectionnée dans la présente étude sont basées sur les structures testées expérimentalement lors d'essais hybrides réalisés à l'Université de Sherbrooke [21]. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques permet de valider la pertinence des hypothèses de modélisation ainsi que leur efficacité.

Au cours de ces essais hybrides, les charges ont été appliquées à l'aide d'une poutre de transfert (voir Figure 5.1) pour les sous-structures et en appliquant le chargement aux consoles pour le pylône complet (charges verticales et transversales). Les structures sont basées sur la structure du pylône H2 réduit d'un facteur de 1 :4. Pour ce qui sont des modèles numériques des sous-structures, les charges sont appliquées au nœud fictif (NS) modélisé au milieu de la face supérieure des sous-structures et relié par des liaisons solides aux membrures jambe avoisinantes. Pour le modèle du pylône complet, les charges sont appliquées aux nœuds situés aux extrémités des trois consoles. Les conditions aux appuis ont été reproduites dans le modèle numérique et supposent un encastrement aux quatre pattes de la structure (DDL en translation et en rotation fixés à la base).

Les structures testées (voir Figures 5.2 à 5.4) à l'Université de Sherbrooke, ont les propriétés géométriques suivantes :

- le diamètre des boulons est de 4.725 mm ;
- le couple de serrage est de 5.65 Nm ;
- les trous de boulons sont percés à 0.2mm supplémentaire au diamètre des boulons ;

– les boulons sont de type ASTM A574;

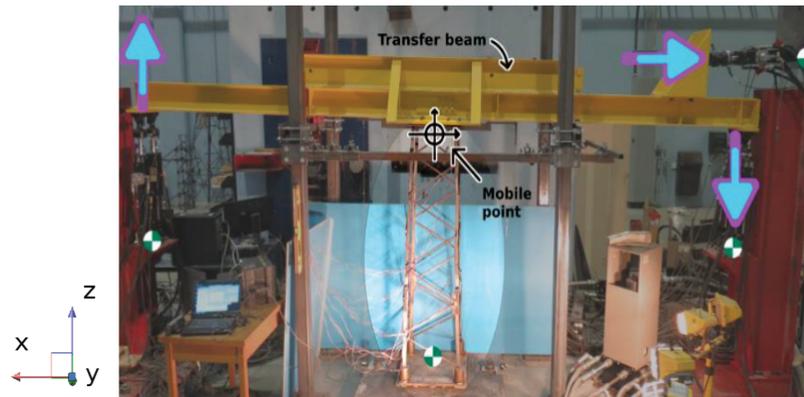


Figure 5.1 Montage pour les essais hybrides réalisés à l'UdeS [20]

### 5.1.1 Fût 23 - pylône H2 réduit

La structure présentée sur la Figure 5.2 est constituée de 56 segments de cornières d'acier : 28 segments de cornières - L12.7x12.7x3.18, 20 segments de cornières - L19.1x19.1x3.18 et 8 segments de cornières - L25.4x25.4x3.18. Les plans de la sous-structure sont présentés à l'annexe D. Le cas de chargement ayant mené à la ruine de la sous-structure lors de l'essai expérimental est appliqué au nœud NS, soit  $F_X=-8700$  N,  $M_Y=-7570$  Nm et  $F_Z=-4244$  N.

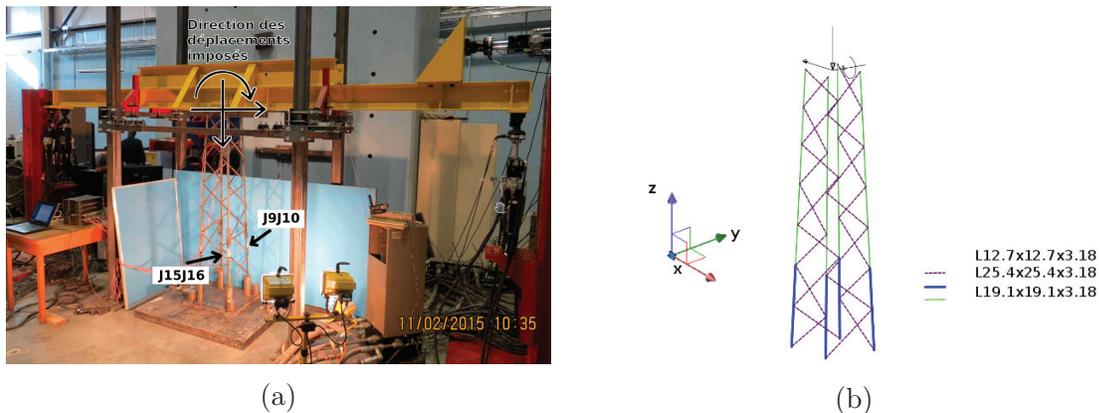


Figure 5.2 Sous-structure Fût 23 du pylône H2 a) spécimen expérimental et b) modèle numérique

### 5.1.2 Fût 34 - pylône H2 réduit

La structure présentée sur la Figure 5.3 est constituée de 56 segments de cornières d'acier : 28 segments de cornières - L12.7x12.7x3.18, 20 segments de cornières - L25.4x25.4x3.18 et

8 segments de cornières - L31.7x31.7x3.18. Les plans de la sous-structure sont présentés à l'annexe D. Le cas de chargement ayant mené à la ruine de la sous-structure lors de l'essai expérimental est appliqué au nœud NS, soit  $F_X=-8700$  N,  $M_Y=-23550$  Nm et  $F_Z=-4244$  N.

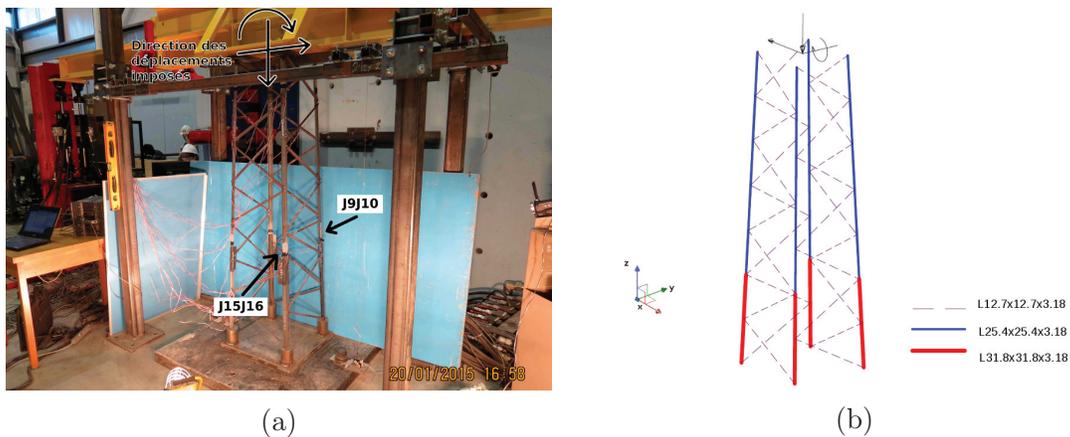


Figure 5.3 Sous-structure Fût 34 du pylône H2 a) spécimen expérimental et b) modèle numérique

### 5.1.3 Pylône H2 complet à échelle réduite

La structure sur la Figure 5.4 est constituée de 412 segments de cornières d'acier : 312 segments de cornières - L12.7x12.7x3.18, 28 segments de cornières - L19.1x19.1x3.18, 28 segments de cornières - L25.4x25.4x3.18 et 44 segments de cornières - L31.7x31.7x3.18. Les plans de la sous-structure sont présentés à l'annexe D. Le cas de chargement ayant mené à la ruine du pylône lors de l'essai expérimental est appliqué à l'extrémité de trois consoles. Le patron de chargement affecté à la console inférieure, médiane et supérieure sont respectivement :  $F_{X_1}=-3080$  N,  $F_{Z_1}=-1360$  N,  $F_{X_2}=-3010$  N,  $F_{Z_2}=-1360$  N,  $F_{X_3}=-2900$  N et  $F_{Z_3}=-1360$  N.

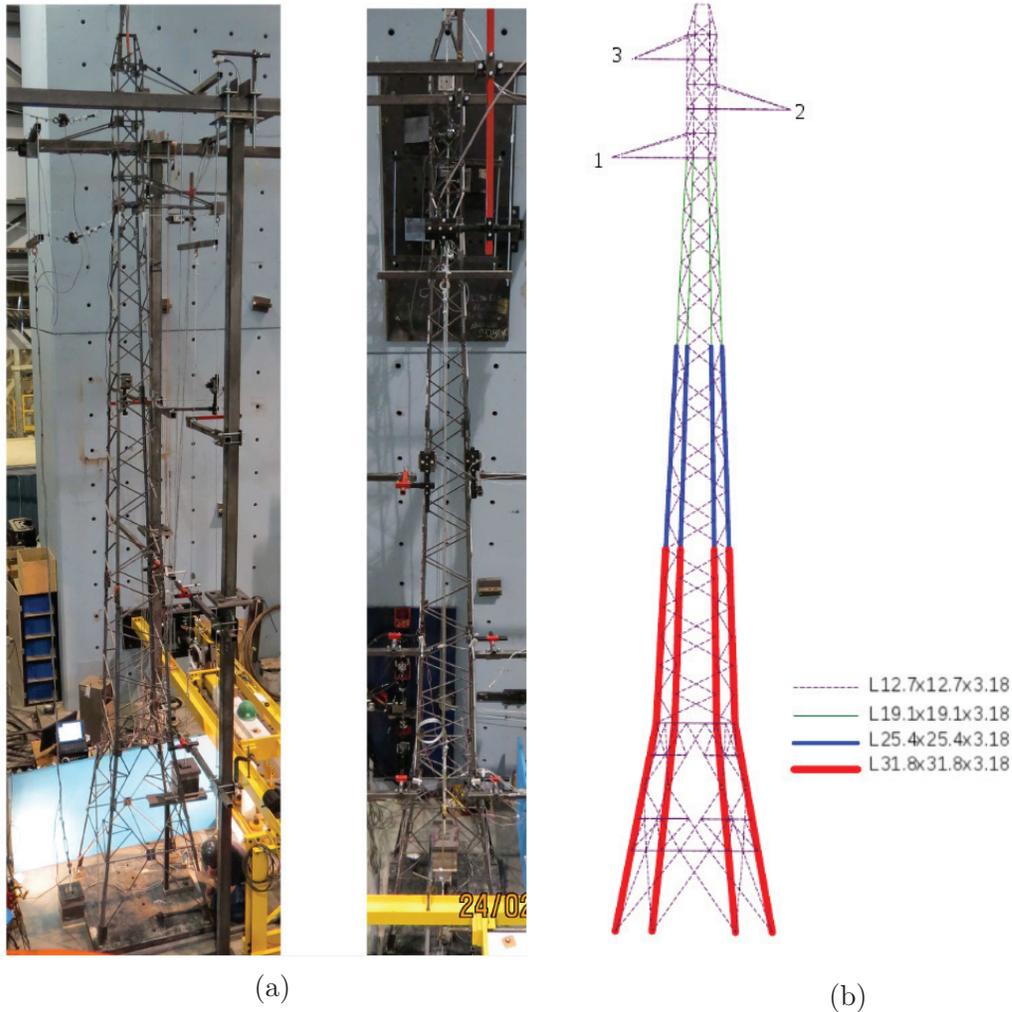


Figure 5.4 Pylône H2 réduit a) spécimen expérimental et b) modèle numérique

## 5.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés matérielles des cornières ont été obtenues à partir d'essais sur des coupons prélevés sur les cornières utilisées lors des essais expérimentaux. Le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  pour toutes les cornières correspondent aux propriétés préalablement définies dans le Tableau 4.1. Le module tangent  $H$  a été évalué, pour toutes les cornières des structures analysées, à partir d'une courbe contrainte-déformation moyenne définie à partir de données d'essais expérimentaux sur 5 coupons. Pour toutes les cornières, la valeur de  $H$  est déterminée de façon à ce que l'énergie (aire sous la courbe contrainte-déformation) sous la contrainte ultime  $F_u$  soit équivalente à l'aire sous la courbe de la nouvelle pente linéaire ( $H$ ) évaluée (loi bilinéaire). Une méthode semblable a été utilisée dans les travaux de Desrochers [10] et de Talbot [31] pour la caractérisation des

matériaux à l'aide d'essais sur coupons. La limite d'élasticité a également été obtenue à partir des courbes moyennes de contraintes-déformations des spécimens testés. Les Figures illustrant les pentes des différents paramètres des cornières sont présentées à l'Annexe B et les propriétés moyennes des différentes membrures sont résumées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 Propriétés moyennes des cornières testées

	Fy	Fu	E	H
	MPa	MPa	MPa	MPa
L13_3 : L12.7x12.7x3.18	462,4	569,2	193 753	923,1
L19_3 : L19.1x19.1x3.18	396,1	545,3	204 153	1154,8
L25_3 : L25.4x25.4x3.18	390,3	548,8	206 600	1242,7
L32_3 : L31.8x31.8x3.18	345,5	470,2	212 081	821,8

### 5.3 Méthodes de modélisation

Pour analyser l'influence des différentes hypothèses de modélisation, des analyses statiques linéaires et non-linéaires ont été effectuées et comparées aux essais expérimentaux. En pratique les modèles de type treillis linéaire utilisés (modélisation Tower) se rapprochent davantage d'un modèle numérique linéaire modélisé avec des éléments barres, même si ceux-ci n'emploient pas les mêmes hypothèses de modélisation. L'étude d'un modèle où les normes de conception sont appliquées permettra de quantifier l'écart entre la méthode de conception utilisée en pratique et les résultats mesurés expérimentalement.

Par ailleurs, une analyse statique non-linéaire en grands déplacements est effectuée pour calculer de façon réaliste le comportement des structures. Le problème est résolu de façon incrémentale et l'algorithme de Newton-Raphson est utilisé [6]. L'analyse «push-over» est effectuée en pilotant le déplacement pas par pas en gardant le même patron de chargement vertical, horizontal et en moment, tel que défini dans la section 3.4. La prise en compte des différentes hypothèses de modélisation est nécessaire pour obtenir un modèle numérique se rapprochant le plus fidèlement des essais expérimentaux. Une étude d'influence des différentes hypothèses de modélisation sera réalisée dans ce chapitre pour valider la pertinence des hypothèses du modèle numérique avancé.

De façon générale, il est essentiel d'introduire des défauts de rectitude dans les membrures pour amorcer leur flambement. Il est possible d'initier ce flambement en pré-déformant la membrure critique selon le premier mode de flambement avec un défaut standard (L/1500). Les sous-structures ainsi que la structure de pylône sont étudiées selon les analyses sui-

vantes, ces analyses sont au coeur de ce présent projet de maîtrise (la même nomenclature est utilisée lors de la présentation des résultats) :

1. Analyses statiques linéaires avec un comportement élastique ;
  - (a) Modèle TOWER ;
  - (b) Modèle POU\_D\_TG et pré-déformation L/1500 ;
2. Analyses statiques non-linéaires ;
  - (a) Modèle POU\_D\_TGM et pré-déformation L/1500 ;
  - (b) Modèle POU\_D\_TGM et prise en compte des excentricités ;
  - (c) Modèle POU\_D\_TGM, prise en compte des excentricités et connexions semi-rigides ;
  - (d) Modèle POU\_D\_TGM, prise en compte des excentricités, connexions semi-rigides et des contraintes résiduelles ;
  - (e) Modèle POU\_D\_TGM, prise en compte des excentricités, connexions semi-rigides et du glissement de boulon ;
  - (f) Modèle POU\_D\_TGM, prise en compte des excentricités, connexions semi-rigides, des contraintes résiduelles et du glissement de boulons.

### 5.3.1 Méthodologie

Les caractéristiques de chaque analyse seront détaillées dans cette section. Les types d'éléments, les rigidités des connexions, la prise en compte ou non de l'excentricité des cornières, les pré-déformations ou non de la membrure critique et la prise en compte ou non des contraintes résiduelles et du glissement de boulons seront précisés pour chaque analyse.

#### 1a - Analyse élastique - TOWER

Une analyse linéaire est effectuée sur les structures à treillis pour évaluer les efforts dans les membrures selon l'approche utilisée par les concepteurs. Les modèles TOWER des sous-structures présentés à la Figure 5.5 et du pylône à échelle réduite ont été réalisés pour être analysés. L'analyse linéaire est effectuée sur un modèle constitué d'élément de barres. Les liaisons entre les barres sont des rotules parfaites avec un comportement purement élastique. L'hypothèse des petits déplacements a été utilisée dans le modèle TOWER.

---

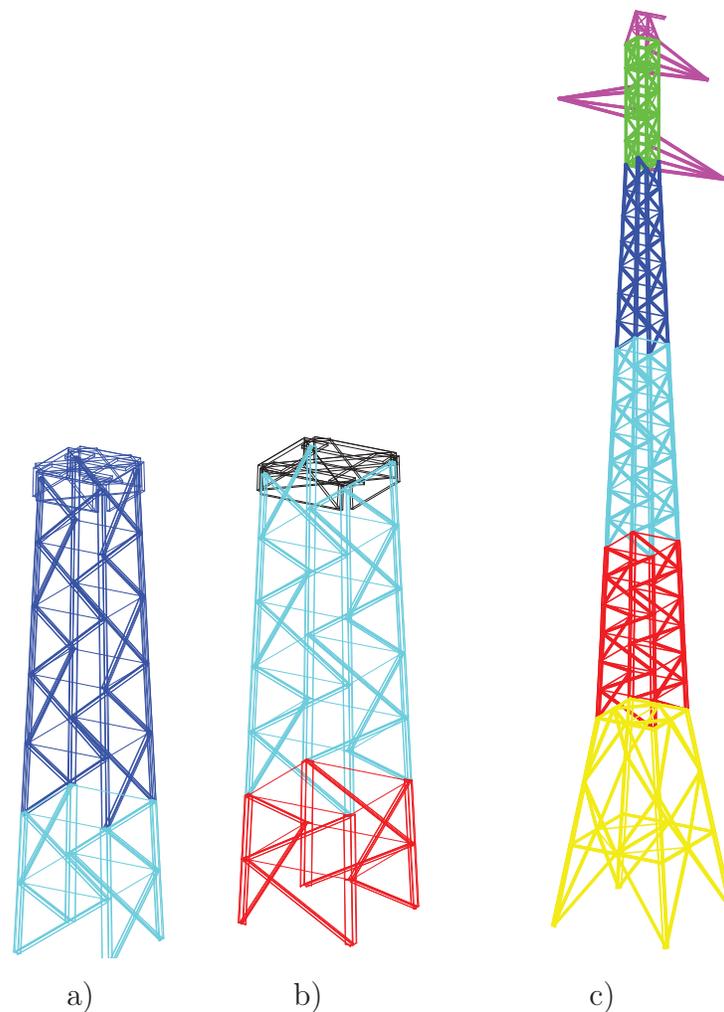


Figure 5.5 Modélisation TOWER a) Fût 23, b) Fût 34 et c) Pylône H2 échelle réduite

### 1b - Analyse statique - POU\_D\_TG

Une analyse élastique est effectuée sur un modèle constitué d'éléments de poutres de Timoshenko avec gauchissement. Les hypothèses de modélisation sont les suivantes : les poutres sont chargées concentriquement, les membrures secondaires sont considérées comme étant rotulées et les membrures principales sont continues (hypothèse d'un encastrement parfait). Les propriétés générales de l'acier sont affectées à tous les éléments de la structure. Les rigidités des connexions affectées aux éléments discrets sont fixées pour KX, KY et KZ à  $1E+10$  N/m, pour KRX et KRZ à  $1E+03$  Nm/rad et finalement, pour KRY à  $1.0$  Nm/rad. Une analyse de flambement linéarisé permet d'identifier le premier mode de flambement élastique de la structure et ainsi d'identifier la membrure critique au flambement. Une

pré-déformation de  $L/1500$ , par rapport au premier mode de flambement, est appliquée à la structure globale comme défaut initial et permet ainsi d'amorcer le flambement.

## 2a - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM

Une analyse non linéaire est effectuée sur un modèle constitué d'éléments de poutres multifibres chargés concentriquement, les membrures secondaires sont considérées comme étant rotulées et les membrures principales sont continues (hypothèse d'un encastrement parfait). Les propriétés de chaque type de cornières sont affectées aux membrures de la structure. Ce modèle permet d'analyser l'influence de la non-linéarité géométrique et matérielle prise en compte par les éléments de poutre multifibres. Une pré-déformation de  $L/1500$  a été appliquée sur la membrure critique selon le premier mode pour amorcer le flambement.

## 2b - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM, excentricité

Contrairement au modèle précédent, le présent modèle considère que les membrures sont chargées au centre de gravité excentré du point d'attache de la membrure. La prise en compte de l'excentricité dans le modèle numérique permet à elle seule d'amorcer le flambement (moments secondaires importants) [26]. Tout comme l'analyse précédente, les rigidités utilisées sont les suivantes  $KX$ ,  $KY$  et  $KZ$  sont fixés à  $1E+10$  N/m,  $KRX$  et  $KRZ$  sont fixées à  $1E+03$  Nm/rad et  $KRY$  est fixée à  $1.0$  Nm/rad. Les connexions sont considérées comme étant rotulées.

## 2c - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM, excentricité et connexions semi-rigides

Cette analyse, comparativement à la précédente, considère les rigidités en rotation dans les connexions de façon plus représentative. En effet, ces rigidités ont été évaluées à partir d'une moyenne des résultats des modèles volumiques fournis par Bouchard [8] pour des connexions typiques du pylône H2 à l'échelle réelle. Le fait de prendre des rigidité qui sont représentatives du modèle réel pour un modèle réduit sur-estime les valeurs de rigidité. La surface de contact d'un boulon plus petit étant moindre, celui-ci offre moins de résistance. Les valeurs de rigidité utilisées ici sont les suivantes  $KX$ ,  $KY$  et  $KZ$  sont fixées à  $1E+10$  N/m,  $KRX$  est fixée  $9.07E+03$  Nm/rad,  $KRZ$  est fixée à  $1.8E+04$  et  $KRY$  est fixée à  $1$  Nm/rad.

---

### 2d - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM, excentricité, connexions semi-rigides et contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles sont affectées au maillage des sections droites des éléments de poutres multifibres tel que défini dans la sous-section 3.3.3. Les hypothèses de rigidité, d'excentricité et d'éléments de modélisation sont telles que présentées dans le modèle précédent.

### 2e - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM, excentricité, connexions semi-rigides et glissement de boulons

Le glissement de boulon est modélisé à l'aide de la loi de comportement ASSE\_CORN. Les paramètres de la loi de comportement ASSE\_CORN pour les structures sont indiquées au Tableau 5.2;

Tableau 5.2 Définition des propriétés des paramètres ASSE\_CORN

	NU1	MU1	DXU1	DRYU1	NU2	MU2	DXU2	DRYU2
	(N)	(Nm)	(m)	(rad)	(N)	(Nm)	(m)	(rad)
L12_3 (1) :	2264,7	8,3	0,0004	0,0001	8715,5	15,0	0,00475	0,06
L12_3 (2) :	4529,4	52,1	0,0004	0,03	20310,6	467,14	0,00475	0,41
L12_3 (3) :	6794,1	112,5	0,0004	0,02	30466,0	1401,4	0,00475	0,21
L12_3 (4) :	9058,8	208,4	0,0004	0,01	40621,3	3737,2	0,00475	0,14
L19_3 (1) :	2264,7	8,3	0,0004	0,0001	10155,3	15,0	0,00475	0,06

Les valeurs des rigidités KY, KX, KRX et KRZ varient selon le type de connexion et sont tel que défini dans la section 3.3.2. Les paramètres de rigidité KX et KRY sont actualisés selon le niveau de chargement dans la connexion. Pour tous les types de connexions, les paramètres C\_1 et C\_2 sont fixés à 0,95 [11]. La loi de comportement ASSE\_CORN défini par Code\_Aster est affectée aux éléments discrets (ressorts) existants dans le modèle de base. Les équations présentées à l'Annexe A ont été utilisées pour évaluer les paramètres de la loi de comportement non-linéaire.

### 2f - Analyse statique non-linéaire - POU\_D\_TGM, excentricité, connexions semi-rigides, contraintes résiduelles et glissement de boulons

Ce dernier modèle est identique au modèle précédent, mais tient compte également des contraintes résiduelles.

## 5.4 Résultats numériques

Cette section permettra d'étudier l'influence des diverses hypothèses de modélisation. Les analyses des sous-structures du Fût 23 et du Fût 34, ainsi que les résultats du pylône complet à échelle réduite sont présentés.

### 5.4.1 Fût 23 - pylône H2 réduit

L'analyse des déformées des différents modèles numériques a permis d'identifier la membrure critique au flambement. La figure 5.6 permet de visualiser les différents éléments composant le maillage de la sous-structure. Dans cette section, il sera question d'identifier les membrures qui apparaissent critiques à partir de la déformée de la sous-structure (Tableau 5.3), de ressortir les efforts maximaux de la membrure critique selon le même niveau de chargement (Tableau 5.4) et de comparer l'effort transversal en fonction du déplacement transversal  $DX$  au nœud de contrôle (noeud central au niveau supérieur de la structure, Figure 5.8). Les déformées sont elles aussi présentées à la Figure 5.7, pour appuyer les résultats obtenus.

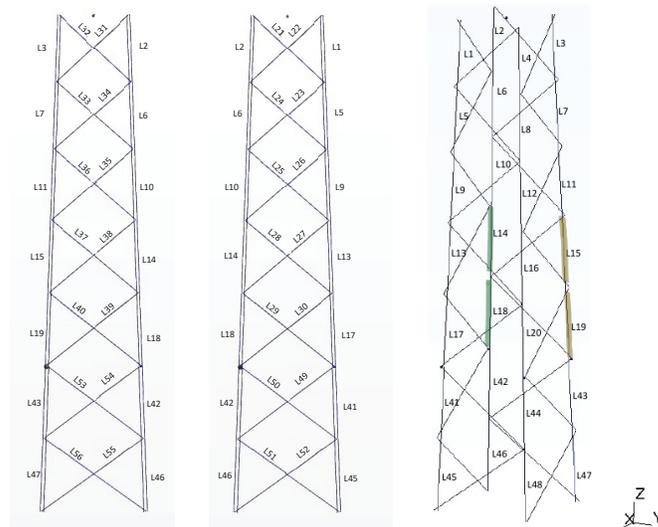


Figure 5.6 Identification des membrures dans le modèle du Fût 23

Les membrures identifiées critiques, à la Figure 5.6, comme ayant la plus grande déformation sont présentées dans le Tableau 5.3 et à la Figure 5.7. Les membrures jaunes sont au niveau des éléments L15 et L19, et les membrures vertes sont au niveau des éléments L14 et L18.

Tableau 5.3 Identification des membrures critiques selon les différentes analyses du Fût 23

Membrure	Élastique			Non-Linéaire				Expérimentaux		
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f	E1	E2
	L19	L14	L14	L14	L14	L14	L14	L14	L14-L18	L15-L19

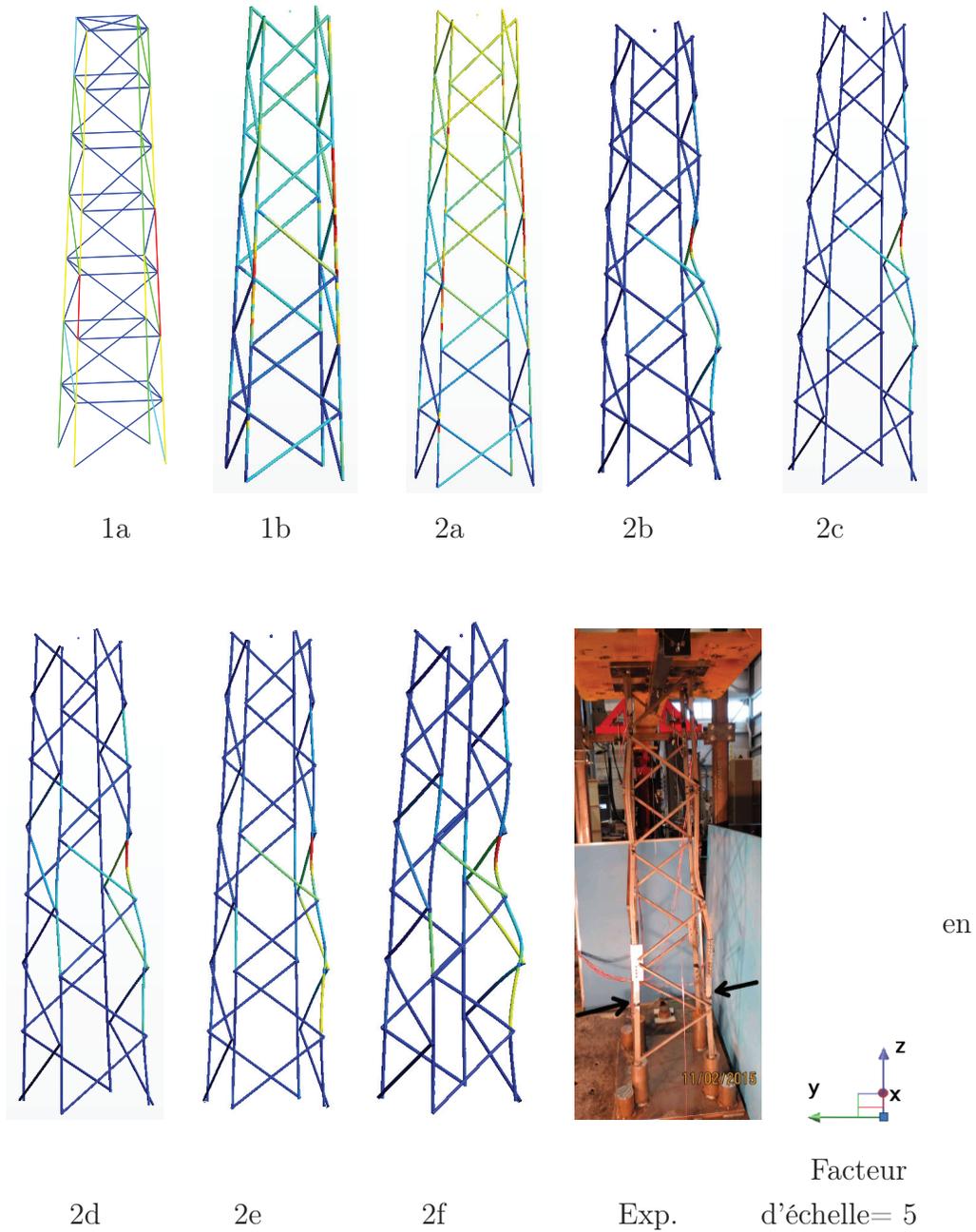


Figure 5.7 Déformées numériques et expérimentales du Fût 23

L'analyse des déformées numériques (Figure 5.7) comparées à la déformée expérimentale illustre que dès la prise en compte de l'excentricité dans les modèles numériques il est possible de reproduire les résultats de l'essai E1 (Tableau 5.3). En effet, les modèles 2b à 2f donnent des résultats réalistes en détectant les sections critiques au flambement. L'analyse du Tableau 5.3 permet de constater que les membrures L14 et L18, deux membrures subséquentes, ressortent critique de l'analyse des déformées des modèles numériques de la sous-structure.

La membrure critique identifiée lors des essais expérimentaux est une membrure principale au niveau de la mi-hauteur de la sous-structure, telle qu'identifiée sur la Figure 5.6 . Malgré que la déformation dans l'élément L14 semble plus importante dans la majorité des modèles numériques, l'analyse des efforts dans les deux membrures critiques identifiées à l'aide des déformées (L14 et L18) a permis d'identifier que l'élément L18 était davantage sollicité. Le tableau 5.4 suivant présente les efforts dans cet élément pour les différentes analyses effectuées sur la sous-structure. Étant donné que certains modèles prédisent une rupture à un niveau de chargement inférieur à la charge ultime menée lors de la ruine expérimentale, les modèles numériques sont comparés selon le pourcentage du plus faible chargement obtenu numériquement. Les modèles comparés selon un niveau de chargement équivalent, soit 85% du chargement ayant mené à la ruine lors des essais expérimentaux.

Tableau 5.4 Effort dans la membrure L18 critique du Fût 23 selon les différentes analyses

	Élastique		Non-Linéaire					
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
$N$ (N)	23 920	23 658	23 672	24 786	24 880	24 477	24 858	24 689
$My$ (Nm)	0	10	10	38	37	43	37	35
$Mz$ (Nm)	0	7	7	49	47	56	47	43

Où  $N$  correspond à l'effort normal maximal dans la membrure critique,  $My$  est le moment maximal selon l'axe y de la cornière et  $Mz$  est le moment selon l'axe z.

Le Tableau 5.4 permet de constater que la prise en compte des excentricités dans le modèle numérique augmente les moments dans la membrure du pylône. L'excentricité de la charge engendre des moments supplémentaires dans l'élément et c'est ce qui est remarqué en analysant les efforts dans l'élément critique. La prise en compte des moments peut expliquer la meilleure prédiction de la membrure critique au flambement. De plus, la charge en compression se voit augmentée avec la prise en compte de l'excentricité dans les modèles numériques. Comme attendu, la prédiction de la charge du modèle prenant en compte des

hypothèses simplifiées (1a) varie par rapport à la charge évaluée par le modèle numérique le plus précis (modèle 2f). En effet, on constate un écart de 3% de l'effort normal dans la membrure critique.

La répartition des efforts axiaux dans les quatre membrures principales au même niveau que la membrure critique a été analysée pour évaluer la variation d'un modèle à un autre. Les efforts sont présentés dans le Tableau 5.5.

Tableau 5.5 Répartition des efforts dans les 4 membrures jambes du Fût 23

	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
	kN							
L17	27,9	23,7	23,6	24,2	24,4	23,6	24,4	24,2
L18	23,9	23,7	23,7	24,8	24,9	24,5	24,9	24,7
L19	25,7	25,4	25,4	26,8	26,9	27,5	26,9	26,8
L20	19,1	22,0	21,9	22,9	22,9	23,5	23,0	23,9

La figure 5.8 présente les résultats des analyses de la force transversale FX en fonction du déplacement DX du Fût 23. Comme indiqué précédemment, les comparaisons des différents modèles montrent que les modèles qui négligent les excentricités ne permettent pas une bonne prédiction de la résistance ultime de la sous-structure. Un écart d'environ 15% est constaté entre le modèle TOWER et les résultats d'essais expérimentaux. Le modèle TOWER tend à donner une prédiction sécuritaire de la capacité d'une structure. Les modèles qui prennent en compte les excentricités des membrures (2b à 2f) ont une meilleure prédiction sur la résistance à la ruine de la sous-structure. Les analyses qui négligent le glissement de boulons (1a et 2a à 2e) ne permettent pas de prédire efficacement le déplacement de la structure. Ils considèrent la structure comme étant beaucoup plus rigide que les résultats des essais expérimentaux. De plus, la capacité de la structure est peu influencée par les paramètres de rigidité considérés dans l'analyse. Les modèles avec la loi de comportement ASSE\_CORN (2e et 2f) actualisent les rigidités KX et KRY en fonction de l'effort dans chaque membrure et semblent avoir une meilleure prédiction sur la résistance ultime. La prise en compte de la loi de comportement ASSE\_CORN prend en compte des connexions avec des rigidités plus souples. Pour les deux analyses considérant les contraintes résiduelles (2d et 2f), un écart d'environ 5% sur la résistance globale de la structure est obtenu par rapport au modèle similaire qui les néglige (2c et 2e). Il est constaté que les courbes 2e et 2f, qui considèrent le glissement de boulons, sont les modèles prédisant le plus efficacement la charge de ruine ainsi que le déplacement de la structure. Toutefois, la prédiction du déplacement lors du changement de mécanisme semble être

trop surestimée par rapport aux essais expérimentaux. Le modèle 1a (TOWER), malgré ses hypothèses simplifiées de modélisation semble avoir une prédiction acceptable de la charge à la ruine, étant donné que les membrures sont élancées, le mode de ruine est un flambement élastique. La prise en compte des contraintes résiduelles dans les modèles numérique prédit une charge de ruine inférieure, la plastification de la section à donc une influence sur le flambement de la membrure critique.

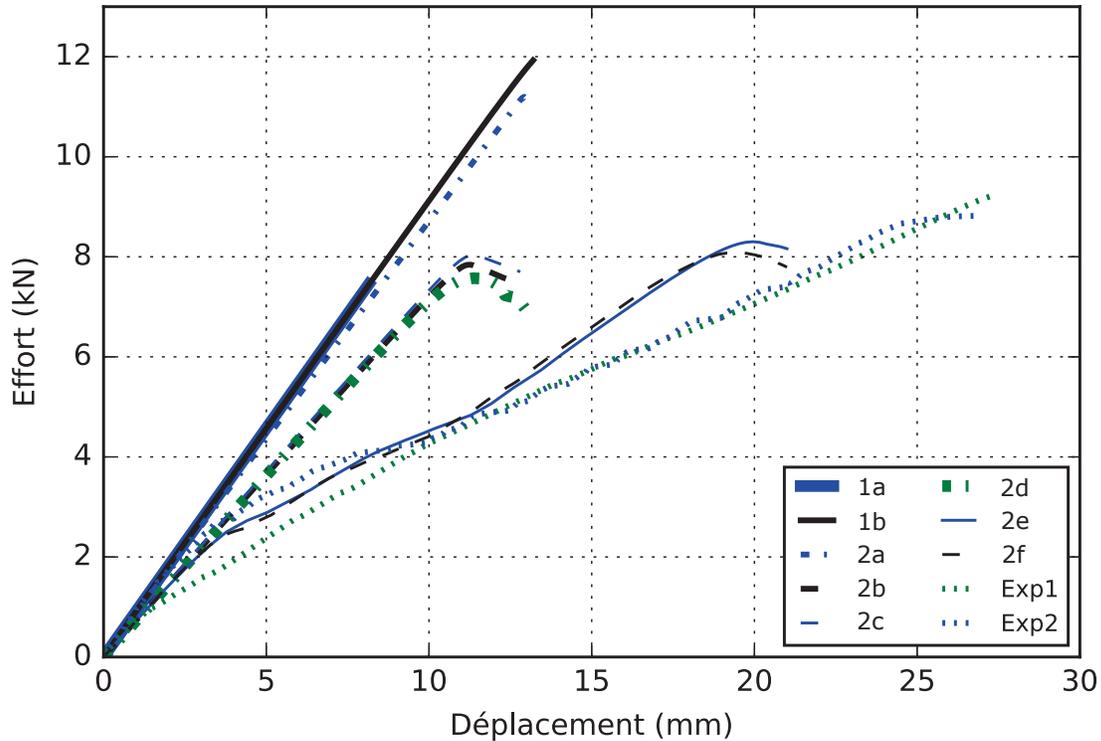


Figure 5.8 Force transversale en fonction du déplacement au nœud de contrôle de la sous-structure du Fût 23

### 5.4.2 Fût 34 - pylône H2 réduit

Différentes analyses ont été effectuées sur le Fût 34 du pylône H2. L'analyse des déformées des différents modèles numériques a permis d'identifier la zone critique au flambement. La figure 5.9 permet de visualiser les différents éléments composant le maillage de la sous-structure. La nomenclature utilisée pour l'identification des éléments critiques en fait référence (figure 5.9). Dans cette section, il sera question d'identifier les membrures qui apparaissent critiques selon la déformée de la sous-structure (Tableau 5.6), de ressortir les efforts maximaux des membrures critiques selon le même niveau de chargement (Tableau 5.7) et finalement, de comparer l'effort transversal en fonction du déplacement transversal

DX au nœud de contrôle (noeud central au niveau supérieur de la structure, Figure 5.11). Les déformées sont elles aussi présentées, à la Figure 5.10, pour appuyer les résultats obtenus.

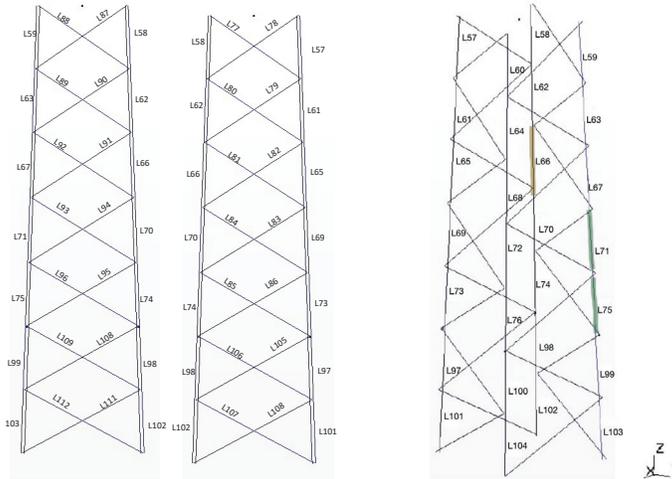


Figure 5.9 Identification des membrures dans le modèle du Fût 34

Les membrures identifiées critiques, à la Figure 5.10, sont présentées dans le Tableau 5.6. La membrure jaune est au niveau de l'éléments L66 et les membrures vertes sont au niveau des éléments L71 et L75.

Tableau 5.6 Identification de la membrure critique selon les différentes analyses du Fût 34

	Élastique		Non-Linéaire					Expérimentaux		
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f	EXP1	EXP2
Membrures	L75	L71-L66		L75-L71			L75	L71		L75

La Figure 5.10 présente les déformées numériques et la déformée expérimentale obtenues de la sous-structure du pylône H2 réduit (Fût 34). L'analyse des déformées numériques comparées à la déformée expérimentale permet de réaliser qu'il est possible de mieux identifier la zone critique au flambement lors de la prise en compte de l'excentricité dans les modèles numériques. Il est aussi possible de réaliser que le modèle 1a identifie plusieurs membrures comme étant sollicitées davantage que la norme le permet (membrures en rouge). La membrure la plus sollicitée correspond à une membrure jambe située au milieu de la structure, voir Figure 5.9. Le modèle 1b identifie une zone de flambement qui est différente des autres modèles numériques et des essais expérimentaux. Les déformées des

autres modèles semblent prédire la bonne zone critique au flambement, soit la membrure principale au niveau des éléments L75 et L71.

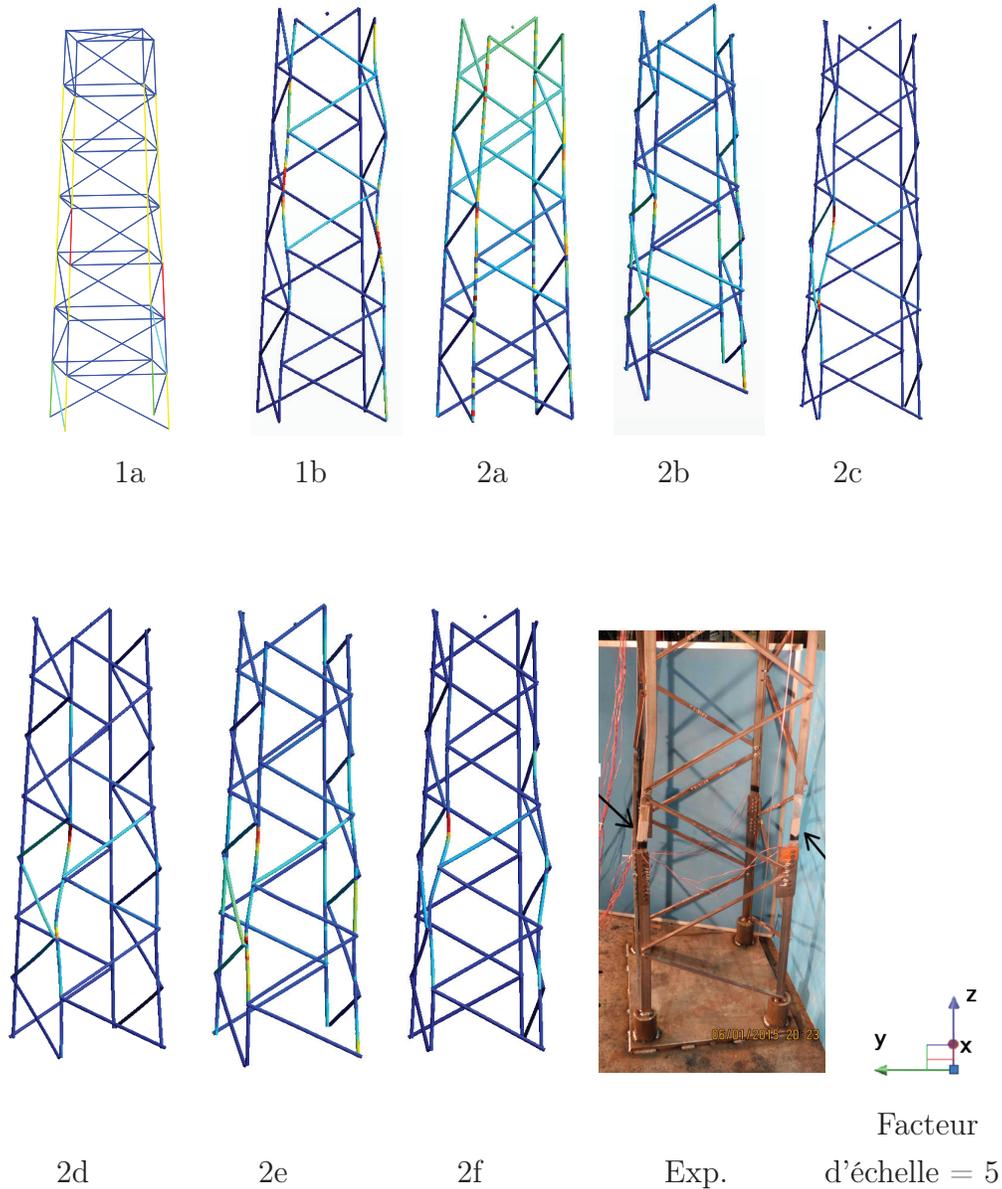


Figure 5.10 Déformées numériques et expérimental du Fût 34

Le Tableau 5.7 présente la comparaison des efforts dans l'élément critique L74 identifié à partir des essais expérimentaux et confirmé à partir des modèles numériques. Le tableau 5.8 présente les efforts dans la membrure critique (la plus sollicitée), déterminée pour les différentes analyses effectuées, pour un niveau de chargement de 100% du chargement ayant mené à la ruine du premier essai expérimental.

Tableau 5.7 Efforts dans la membrure L75 critique du Fût 34 selon les différentes analyses

	Élastique		Non-Linéaire					
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
$N$ (N)	40 300	39 795	40 153	41 432	42 403	41 834	42 333	42 679
$M_y$ (Nm)	0	16	17	44	46	55	47	49
$M_z$ (Nm)	0	11	13	20	21	33	26	36

Tableau 5.8 Répartition des efforts dans les membrures principales au niveau de la membrure critique du Fût 34

	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
	kN							
L73	34,5	38,4	38,3	40,6	40,3	41,0	41,0	37,0
L74	39,3	40,8	41,1	43,8	43,5	42,8	42,9	40,0
L75	40,3	39,8	40,2	41,4	42,4	41,8	41,8	42,7
L76	33,5	39,4	39,2	41,5	41,3	42,0	42,0	36,4

La prise en compte des excentricités dans les modèles numériques augmente les efforts dans l'élément critique. La prise en compte de l'excentricité induit des moments supplémentaires dans les éléments et il est possible de le constater dans le Tableau 5.7. Lors de la prise en compte des hypothèses de modélisation avancées, il est constaté que la membrure est en mesure de reprendre davantage d'effort normal (N). De plus, la membrure L18 est davantage sollicitée en compression (Tableau 5.8). Toutefois, la membrure L75 reprend davantage de moments et c'est ce qui mène à la rupture au joint de la connexion.

La figure 5.11 présente les résultats de la force transversale en fonction du déplacement transversal DX de la sous-structure. Les comparaisons des différents modèles montrent que négliger les excentricités ne permet pas une bonne prédiction de la résistance ultime de la sous-structure. Sur la Figure 5.11, un écart d'environ 20% est constaté entre l'effort menant à la ruine du modèle 1a et la valeur du premier essai expérimental, et d'environ 30% avec le second essai expérimentaux. Le modèle tend à donner une prédiction sécuritaire de la capacité de la sous-structure. Tout comme pour l'analyse du Fût 23, les modèles qui prennent en compte les excentricités (2b à 2f) offrent une meilleure prédiction de la résistance à la ruine de la sous-structure. Toutefois, les analyses ne considérant pas le glissement de boulons ne prédisent pas efficacement le déplacement DX global de la structure. Ils considèrent la structure comme étant beaucoup plus rigide que la réalité.

Il est constaté que la capacité de la structure est sensible aux paramètres de rigidité considérés dans l'analyse. Pour les deux analyses considérant les contraintes résiduelles, un écart d'environ 5% (voir Figure 5.11) de la résistance globale de la structure est mesurée par rapport au modèle similaire qui les néglige (2c et 2e). Il est constaté que les courbes 2e et 2f qui considèrent le glissement de boulons sont les modèles qui prédisent le mieux la charge de ruine ainsi que le déplacement de la structure. Toutefois, la prédiction du déplacement dans la partie du deuxième mécanisme semble prédire une rigidité supérieure aux essais expérimentaux. Contrairement au premier modèle du fût 23 où le flambement est élastique, le flambement dans le fût 34 serait causé par un moment important à proximité de la connexion.

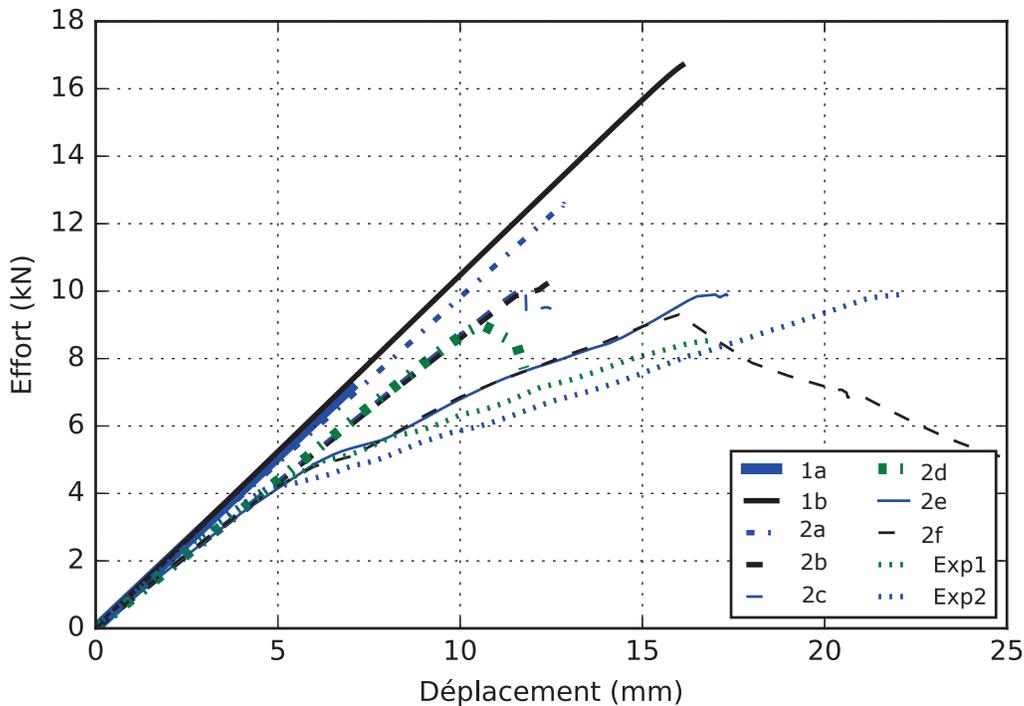


Figure 5.11 Force transversale en fonction du déplacement au nœud de contrôle de la sous-structure du Fût 34

### 5.4.3 Pylône H2 complet à échelle réduite

Dans cette section, il sera question d'identifier les membrures qui apparaissent critiques à partir des déformées pour les différentes analyses numériques (Tableau 5.9), de ressortir les efforts maximaux de la membrure critique dans l'élément selon le même niveau de chargement (Tableau 5.10), les déformées de la structure pour chaque modèle numérique sont elles aussi présentées, à la Figure 5.14 et finalement, de comparer l'effort transversal

en fonction du déplacement au nœud de contrôle (Figure 5.15). La figure 5.12 illustre les sections sous la console 1. Les sous-structures étant basées sur le modèle de pylône à échelle réduite ceux-ci sont représentées sur la Figure 5.12 suivante. La nomenclature pour les deux sous-structures ont été repris pour la structure complète du pylône H2.

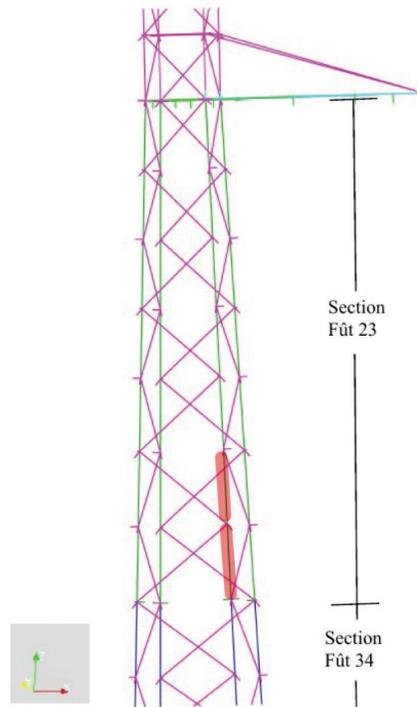


Figure 5.12 Nomenclature pour l'identification des membrures critiques sur le pylône H2 réduit

Les membrures énoncées dans le Tableau 5.9 suivant représentent les éléments critiques selon la nomenclature des sections de Fût 23 et Fût 34. Lors de l'analyse, les membrures ainsi que les diagonales des jambes du pylône sont identifiées comme les zones critiques du pylône. Les membrures L43 et L47 sont celles surlignées sur la Figure 5.12.

Tableau 5.9 Identification de la membrure critique selon les différentes analyses sur la structure du pylône H2 réduit

	Élastique		Non-Linéaire					Expérimentaux		
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f	E1	E2
Membrure	L47	Jambe	Jambe	L43			L43-L47			L43

Tel que présenté sur la Figure 5.13, l'analyse des déformées a permis d'identifier deux zones critiques, soit les deux membrures diagonales situées au niveau du pied du pylône en

compression ainsi qu'une membrure principale au niveau dans le fût entre le tronçon 2 et 3 du pylône H2. Les diagonales semblent subir beaucoup de déformation et correspondent au premier mode de flambement, mais tel qu'observé en essai elles ne causent pas la ruine de l'assemblage. Les membrures critiques identifiées sur les modèles numériques sont illustrées sur la Figure 5.13. Sachant que lors des essais expérimentaux le flambement a été identifié dans la section de fût à la jonction du tronçon 2 et 3, c'est cette section du fût qui sera analysée. De plus, il est possible de constater une déformation dans le fût dès que l'on considère l'excentricité dans les modèles numériques. Les modèles 1b et 2a pour lesquels la structure est pré-déformée selon le premier mode de flambement qui correspond au flambement des diagonales jambes, le flambement dans le fût n'est pas constaté. Toutefois, malgré que la pré-déformation des diagonales jambes semble importante, la rupture, tel qu'obtenu durant les essais expérimentaux, est obtenue.

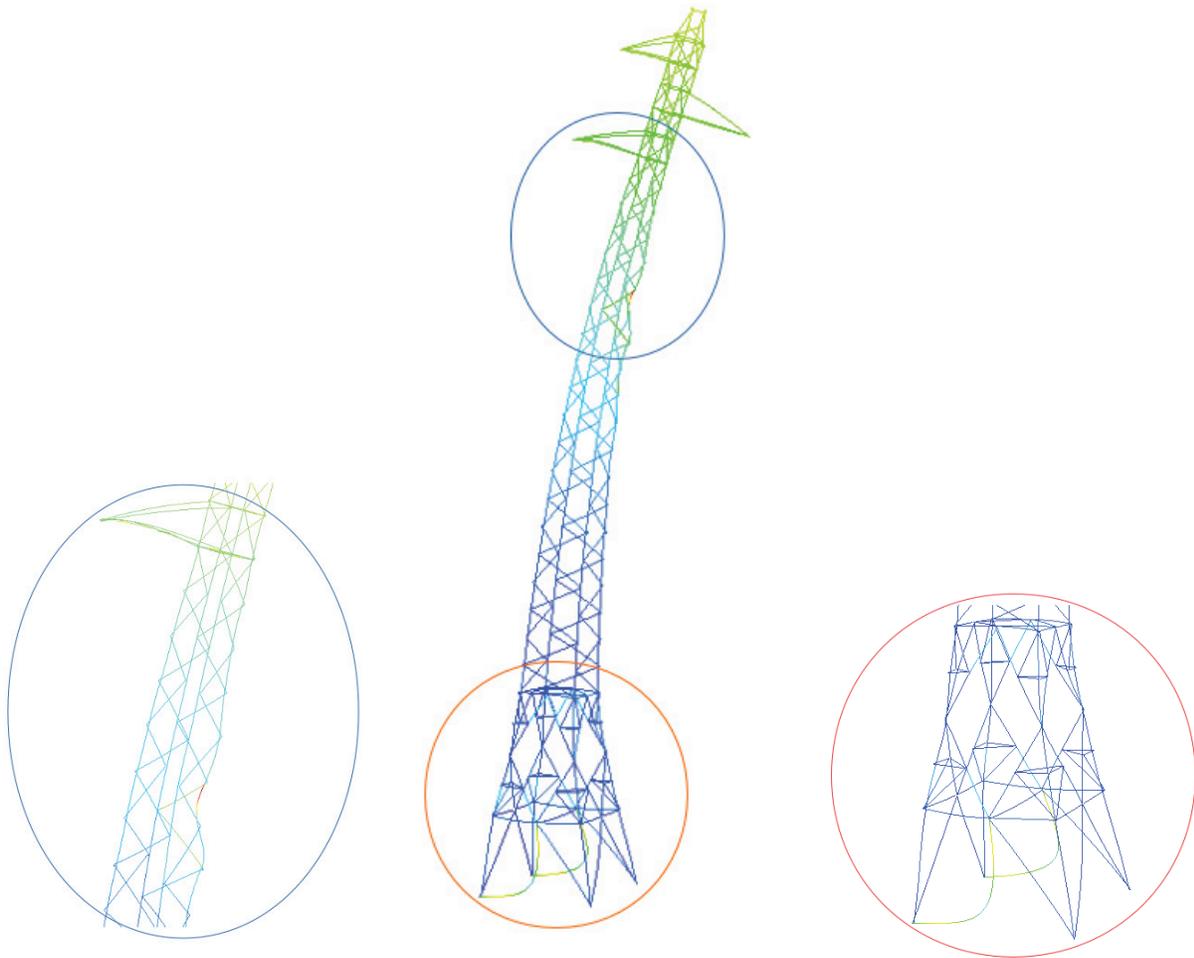


Figure 5.13 Déformées numériques du pylône réduit H2

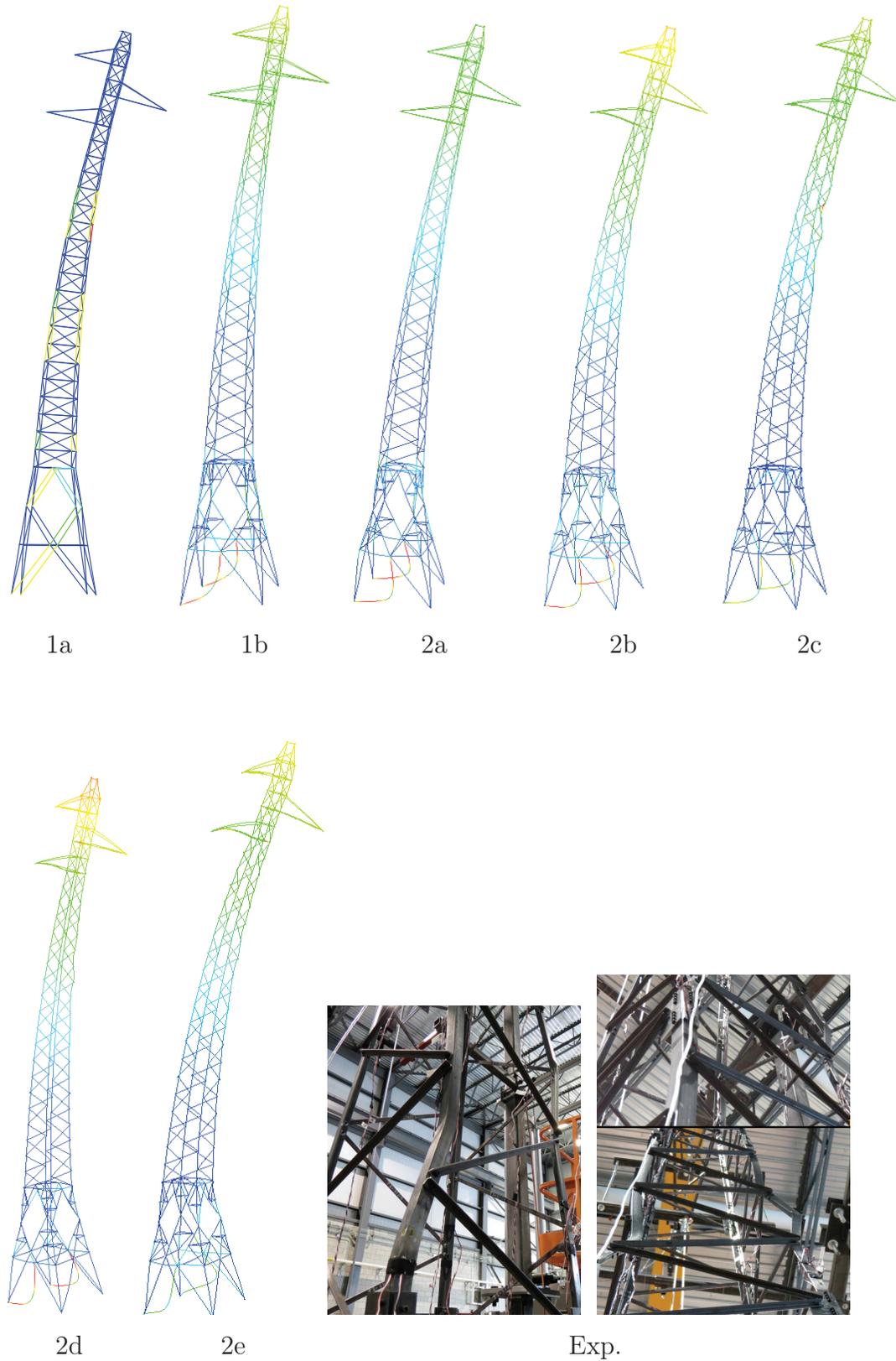


Figure 5.14 Déformées numériques et expérimentales du pylône réduit H2 (facteur d'amplification : 10)

Tableau 5.10 Effort dans la membrure L18 critique du pylône H2 réduit selon les différentes analyses

	Élastique		Non-Linéaire					
	1a	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
N	23 270	22 153	22 636	23 423	23 421	23 208	23 439	-
$M_y$ (Nm)	0	4	4	21	17	31	13	-
$M_z$ (Nm)	0	5	6	38	35	44	26	-

La comparaison des efforts dans la membrure critique en compression du pylône H2 identifie la même membrure selon relativement les mêmes efforts obtenus pour le modèle du Fût 23, tronçon du pylône H2 réduit. La membrure L18 ressortie critique dans l'analyse du Fût 23, a été analysé pour valider la correspondance entre les deux modélisation. L'annexe C présente les diagrammes qui font la comparaison des efforts dans les membrures selon les différentes analyses. Les sous-structures de Fût 23 et Fût 34 avaient été sélectionnées dans le cadre des essais hybrides puisqu'elles ressortaient critiques lors de l'analyse de la structure du pylône. L'analyse des efforts dans l'élément critique est cohérente avec les résultats des analyses antérieures.

Tableau 5.11 Répartition des efforts dans les membrures principales avoisinantes la membrure critique du pylône H2 réduit

	1b	2a	2b	2c	2d	2e	2f
	kN						
L45	18,6	19,1	19,4	19,4	19,1	20,0	-
L46	22,2	22,6	23,4	23,4	23,2	23,4	-
L47	20,3	20,7	21,5	21,5	21,4	21,4	-
L48	20,5	21,1	21,4	21,4	21,3	21,9	-

La Figure 5.15 illustre l'influence des diverses hypothèses de modélisation sur la prédiction de la charge transversale  $F_X$  ayant mené à la ruine et du déplacement transversal  $D_X$  global de la structure. La comparaison des différents modèles montre que les modèles qui négligent les excentricités (2a et 2b) surestiment la charge à la ruine du pylône. Un écart d'environ 22% est constaté entre le modèle 1a et l'essai expérimental. Le modèle Tower tend à donner une conception sécuritaire. Il est possible de constater que dès la prise en compte des excentricités (2c à 2e), il y a une meilleure prédiction sur la rigidité. Toutefois, la Figure 5.15 montre qu'aucun modèle n'arrive à bien prédire la rigidité de l'essai, même le modèle prenant en compte le glissement de boulons (2e) ne semble pas es-

timer le déplacement global obtenu lors des essais expérimentaux. La loi de comportement ASSE\_CORN à l'échelle du pylône complet comporte plusieurs types de connexions et les paramètres de ceux-ci sont plus ardues à fixer. Contrairement aux résultats obtenus avec les sous-structures, les modèles qui prennent en compte les excentricités donnent une prédiction de la charge de ruine qui s'avère sécuritaire. La figure 5.15 présente un écart d'environ 15% entre le modèle 2c et les résultats expérimentaux. De plus, la prise en compte des contraintes résiduelles dans le modèle numérique diminue d'environ 5% l'estimation de la charge de ruine par aux modèles qui les négligent. Les paramètres de rigidité en rotation n'ont pas d'influence considérable sur la prédiction de la charge de ruine de l'assemblage. Il est constaté que la courbe 2e qui considèrent le glissement de boulons est le modèle qui prédit mieux le déplacement de la structure. Contrairement au modèle des sous-structures, le modèle du pylône complet ne permet pas la combinaison de contraintes résiduelles et du glissement de boulons, des problématiques de convergence sont rencontrées. Les résultats pour le modèle 2f n'ont pas été concluant, le modèle complet du pylône compte de nombreux éléments discrets auxquels la loi de comportement ASSE\_CORN et les autres hypothèses sont assignés. La convergence du modèle est complexe dû à ces nombreuses hypothèses numériques.

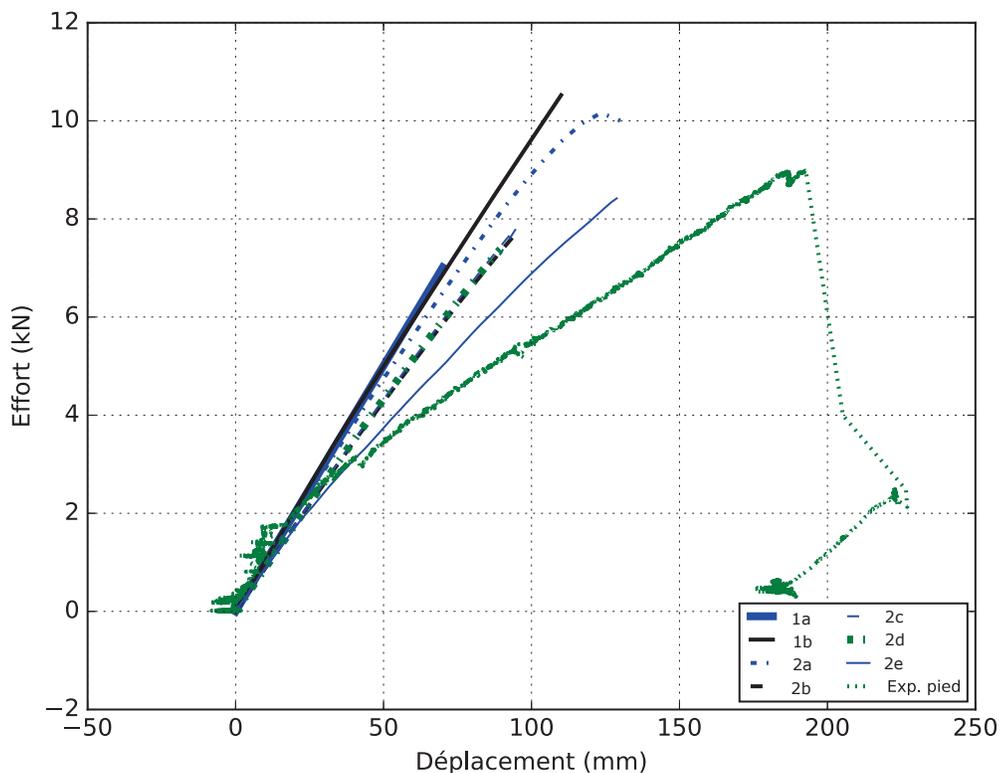


Figure 5.15 Force transversale en fonction du déplacement de la console inférieure de la structure de pylône H2

Tel que Ahmed *et coll.* [2] soulèvent dans leur article, le glissement de boulons dans les membrures principales a une influence importante sur le déplacement global de la structure. La différence de déplacement entre le modèle numérique et les résultats expérimentaux peut être expliquée par le fait que le glissement de boulon n'est pas pris en compte dans les membrures principales. Pour les modèles des sous-structures, le déplacement, avec la prise en compte du glissement de boulons par la loi de comportement ASSE\_CORN, était relativement bien prédit. En se basant sur le déplacement global des sous-structures de fût 23 et du fût 34 en fonction de la hauteur de ceux-ci, il a été possible d'estimer un déplacement pour la structure du pylône H2 de 105 mm. Le déplacement mesuré durant l'essai expérimental est supérieur au déplacement extrapolé. Le déplacement causé par la déformation à la base du pylône semble apporter un déplacement qui ne peut être prédit par l'extrapolation des sous-structures.

---

# CHAPITRE 6

## CONCLUSION

Pour assurer la fiabilité dans le transport de l'électricité, il est essentiel de bien étudier le comportement des pylônes à treillis. Les logiciels qui sont actuellement utilisés en pratique prennent en compte des hypothèses simplifiées et prédisent une charge de ruine de manière très conservatrice. La prise en compte d'hypothèses de modélisation avancées, telles que les éléments de modélisation pour bien représenter le comportement élastoplastique des cornières, la géométrie de la cornière, les rigidités en rotations des connexions, les excentricités dans les connexions, la prise en compte des contraintes résiduelles et du glissement de boulon, a une influence sur l'évaluation de la charge de ruine ainsi que sur la prédiction du déplacement de la structure. Dans ce mémoire, plusieurs analyses effectuées sur des structures de pylône à treillis dans le but de valider l'influence et l'efficacité des hypothèses de modélisation sont présentées. Les structures testées dans un contexte d'essais hybrides ont été modélisées sur Code\_Aster et le résultat des analyses est comparé aux résultats d'essais expérimentaux. Les principales conclusions des analyses sont les suivantes :

- Les éléments de modélisation POU\_D\_TGM prenant en compte les non-linéarités ont une meilleure prédiction du comportement des cornières. .
- Les rigidités en rotation semblent avoir peu d'influence sur la structure du pylône H2 ainsi que sur les sous-structures. En effet, seule une faible diminution de la charge de ruine est remarquée. Ceci peut être expliqué par la prise en compte des rigidités des pylônes réelles. Pour mieux évaluer l'influence des connexions, il serait nécessaire d'effectuer des essais expérimentaux pour évaluer précisément les rigidité en rotation des modèles réduits et ainsi obtenir la réelle influence de cette hypothèse numérique.
- La prise en compte des excentricités a une influence sur la prédiction de la charge de ruine ainsi que sur la rigidité de l'assemblage. Les modèles avec les excentricités donnent des prédictions de la charge de ruine plus sécuritaires que les modèles les négligeant.
- Les modèles qui considèrent les contraintes résiduelles voient leur prédiction de la charge de ruine diminuer d'environ 5% comparativement aux modèles qui les négligent.
- La prise en compte du glissement de boulons influence la prédiction de la charge de rupture ainsi que le déplacement de la structure. Dans toutes les analyses, ce sont

les modèles considérant les glissements de boulons qui avaient une meilleure prédiction du comportement global des essais expérimentaux. Les modèles sont toutefois difficiles à converger et à paramétrer.

- Les modèles qui considèrent les excentricités arrivent à bien identifier la zone de flambement.

Le modèle complet avec les éléments multifibres et le glissement de boulons, malgré de nombreuses itérations, n'a pas réussi à converger. Il serait pertinent dans les futurs projets de recherche d'analyser l'influence du déplacement de boulons en analysant de multiples connexions. L'analyse à l'échelle réelle des connexions types permettra de bien représenter le comportement des connexions. En effet, le glissement de boulons joue sur la rigidité des connexions, sur le déplacement global de la structure et permet d'évaluer la capacité à la rupture de la structure.

---

# ANNEXE A

## PARAMÈTRE DE LA LOI DE COMPORTEMENT ASSE\_CORN

Les paramètres de la loi de comportement ASSE\_CORN sont définis dans le fichier de commande Code\_Aster dans l'option DEFI\_MATÉRIAU. .

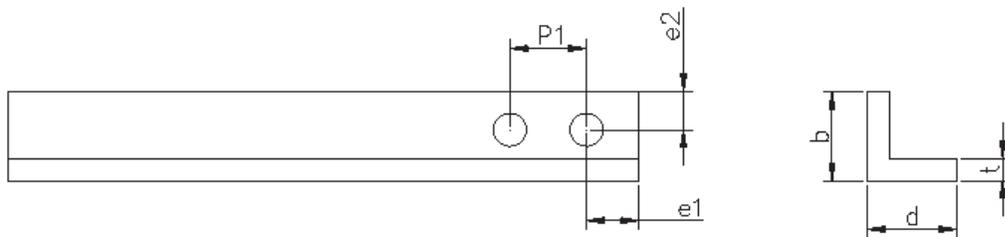


Figure A.1 Nomenclature pour une cornière

Les équations décrivant le frottement et le glissement pour le mécanisme 1 de la loi de comportement ASSE\_CORN sont les suivantes :

**Résistance au frottement de l'assemblage selon la loi de Coulomb.**

$$NU\_1 = m * n * u * \frac{Cs}{0.88 * k * d_{boulon}} \quad (A.1)$$

**Couple de résistance au serrage de boulons**

$$Cr = \frac{7}{9} * u * \frac{Cs}{0.88 * k} \quad (A.2)$$

**Moment résistant au glissement**

Pour  $i > 0$ ,

à  $n = 2i+1$

$$MU\_1 = n(n+1) * NU\_1 * P1 + Cr \quad (A.3)$$

à  $n = 2i$

$$MU\_1 = n^2 * NU\_1 * P1 + Cr \quad (A.4)$$

**Déplacement limite du mécanisme 1**

$$DU\_1 = d_{trou} - d_{boulon} \quad (A.5)$$

**Rotation limite du mécanisme 1**

$i > 1$

$$DRYU_{-1} = \frac{4 * (d_{trou} - d_{boulon})}{(n - 1) * P1} \quad (A.6)$$

Où  $m$ ,  $n$ ,  $u$ ,  $Cs$ ,  $k$ ,  $d_{boulon}$  et  $d_{trou}$  sont respectivement le nombre de plans de cisaillement, le nombre de boulons, le coefficient de frottement, le couple de serrage appliqué, le coefficient représentant l'état de surface des boulons, le diamètre nominal des boulons et le diamètre nominal des trous.

Les équations décrivant la plastification de l'assemblage jusqu'à la ruine par cisaillement ou par rupture de la pince du mécanisme 2 de la loi de comportement ASSE\_CORN sont les suivantes :

**Cisaillement des boulons**

– Filets exclus :

$$NU = m * n * 0.62 * fu_b * A_b \quad (A.7)$$

Le cisaillement dans les boulons est basé sur l'article 4.3.2 de la norme ASCE 15 [3].

– Filets interceptés :

$$NU = m * n * fu_b * A_s \quad (A.8)$$

Où l'aire ajustée  $A_s$  est définie comme étant :

$$A_s = \frac{\pi}{4} \left( d - \frac{0.794}{n} \right)^2 \quad (A.9)$$

$$NU = m * n * 0.42 * fu_b * A_b \quad (A.10)$$

L'équation de l'ASCE adapte l'aire du boulon ( $A_b$ ) pour la prise en compte des filets interceptés (Art 4.3.3 ASCE 15 [3]). Dans le but de rendre l'outil de modélisation universel, l'équation des filets exclus A.10 est affectée de base du modèle.

**Rupture de la pince longitudinale**

$$NUp = 0.6 * 2 * (e_1 + (n - 1) * P1) * t * Fu \quad (A.11)$$

**Rupture de la pince transversale**

$$NUp = 0.6 * (e_1 + (n - 1) * P1) * t * Fu + \left( e_2 - \frac{1}{2} * d_{trou} \right) * t * Fy * 0.9 \quad (A.12)$$

Selon l'article 3.10.2 de la norme ASCE, il est possible de déterminer la capacité de la pince en traction pour résister à la rupture longitudinale.

**Ovalisation des trous de boulons**

$$NUb = 1.5 * n * t * d_{trou} * Fu \quad (A.13)$$

La valeur de la résistance ultime ( $NU\_2$ ) retenue correspond à la valeur minimale des  $NU$ ,  $NUp$  et  $NUb$  proposés plus haut, pour lesquels  $Fu$  et  $Fy$  représentent la limite ultime et la limite élastique du matériau. Moment ultime dans l'assemblage :

Pour  $i > 1$

Pour  $n = 2i+1$

– Moment ultime par cisaillement ;

$$MU = i * (i + 1) * P1 * NU \quad (A.14)$$

– Moment de ruine dû au déchirement des pinces ;

$$MUp = i * (i + 1) * P1 * NUp \quad (A.15)$$

Pour  $n = 2i$

– Moment ultime par cisaillement ;

$$MU = i^2 * P1 * NU \quad (A.16)$$

– Moment de ruine par rupture déchirement des pinces ;

$$MUp = i^2 * P1 * NUp \quad (A.17)$$

Les valeurs de  $NU$  et  $NUp$  correspondent aux valeurs minimales des équations A.7 à A.12. Le moment de ruine correspond à la valeur minimale des équations A.14 à A.17.

## Déplacement ultime du mécanisme 2

$$DU\_1 = d \quad (A.18)$$

où  $d$  est le diamètre nominal du trou de boulon.

La documentation Code\_Aster propose de fixer les paramètres de non-linéarité,  $C\_1$  et  $C\_2$ , à 0,95. Ces paramètres sont illustrés à la Figure A.2 [11].

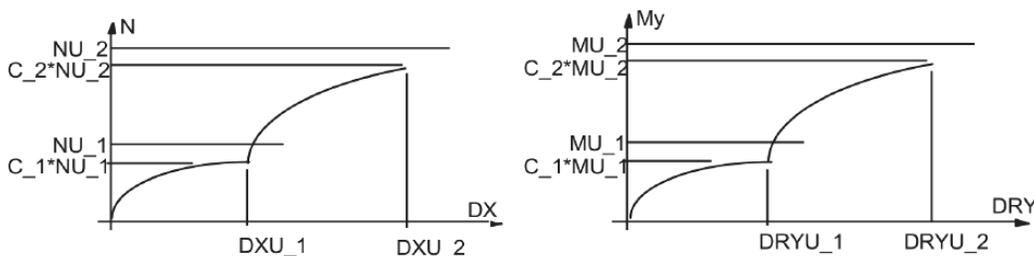


Figure A.2 Paramètres de non-linéarité de la loi de comportement ASSE\_CORN [11]

Les paramètres liés aux rigidités des connexions ont été paramétrés selon les résultats obtenus de Bouchard [8].

# ANNEXE B

## PROPRIÉTÉ DES MATÉRIAUX

Les propriétés évaluées selon la méthode énergétique sont présentées sur les figures suivantes.

### B.1 L12.7x12.7x3.18

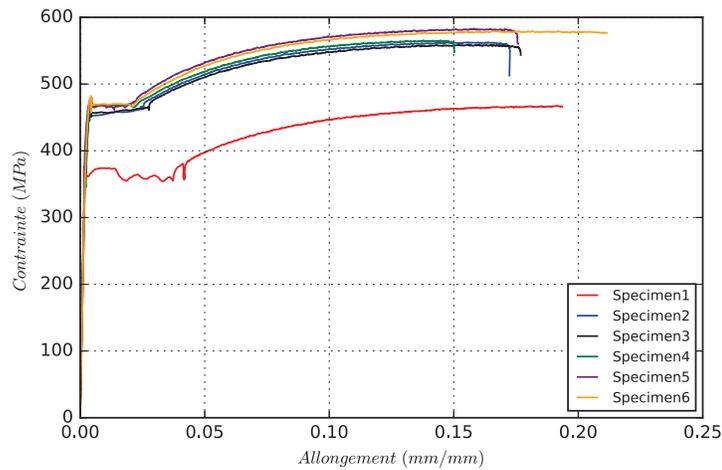


Figure B.1 Essais contrainte vs allongement des spécimen L13x3

La Figure B.1 présente les 6 spécimens de cornière L12.7x12.7x3.18 constituant les pylônes testés lors des essais hybrides réalisés à l'Université de Sherbrooke.

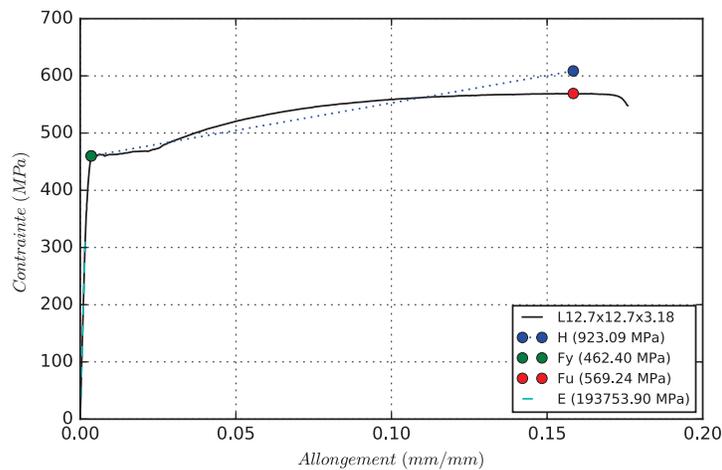


Figure B.2 Propriétés moyennes pour le spécimen L12.7x12.7x3.18

La Figure B.2 présente la courbe moyenne des spécimens 2 à 6. Pour la moyenne, la courbe du spécimen 1 a été négligée puisqu'elle diffère considérablement des autres spécimens testés. Les propriétés calculées sur la Figure B.2 sont représentatives des propriétés moyennes des coupons testés.

## B.2 L19.1x19.1x3.18

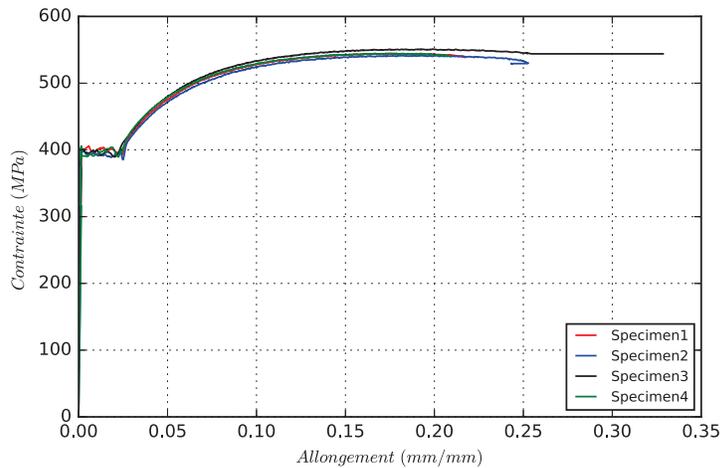


Figure B.3 Modèle de validation

La Figure B.3 présente les 4 spécimens de cornière L19.1x19.1x3.18 constituant les pylônes testés lors des essais hybrides réalisés à l'Université de Sherbrooke.

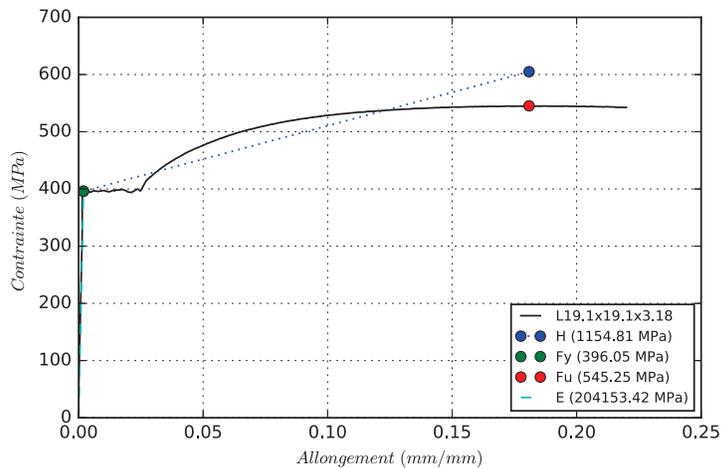


Figure B.4 Propriétés moyennes pour le spécimen L19.1x19.1x3.18

La Figure B.4 présente la courbe moyenne des 4 spécimens. Les propriétés calculées sur la Figure B.4 sont représentatifs des propriétés moyennes des coupons testés.

## B.3 L25.4x25.4x3.18

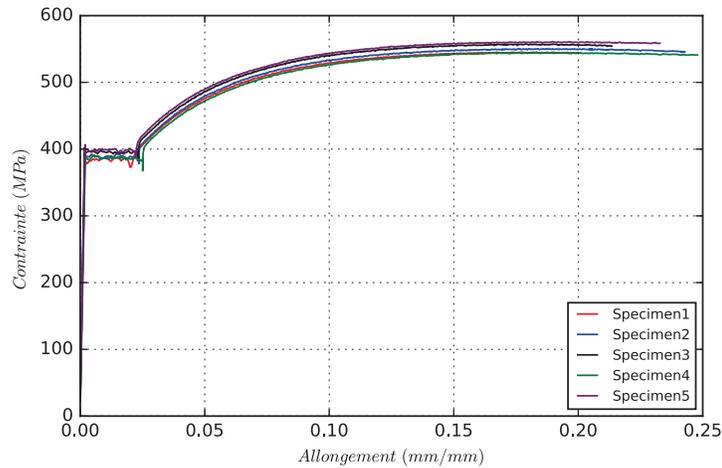


Figure B.5 Modèle de validation

La Figure B.5 présente les 5 spécimens de cornière L25.4x25.4x3.18 constituant les pylônes testés lors des essais hybrides réalisés à l'Université de Sherbrooke.

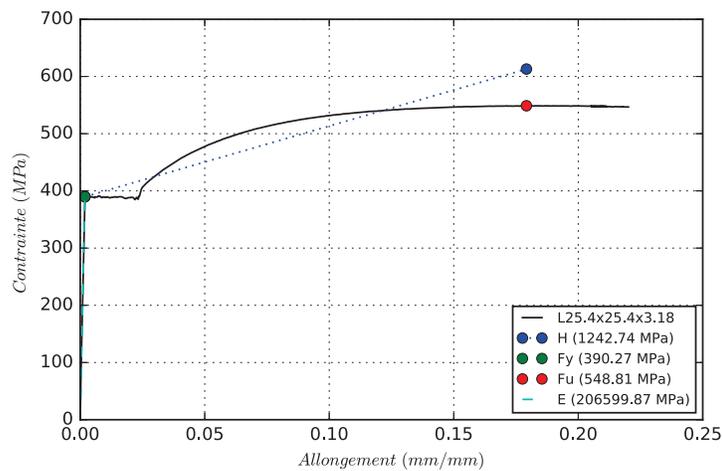


Figure B.6 Propriétés moyennes pour le spécimen L25.4x25.4x3.18

La Figure B.6 présente la courbe moyenne des 5 spécimens. Les propriétés calculées sur la Figure B.6 sont représentatifs des propriétés moyennes des coupons testés.

## B.4 L31.8x31.8x3.18

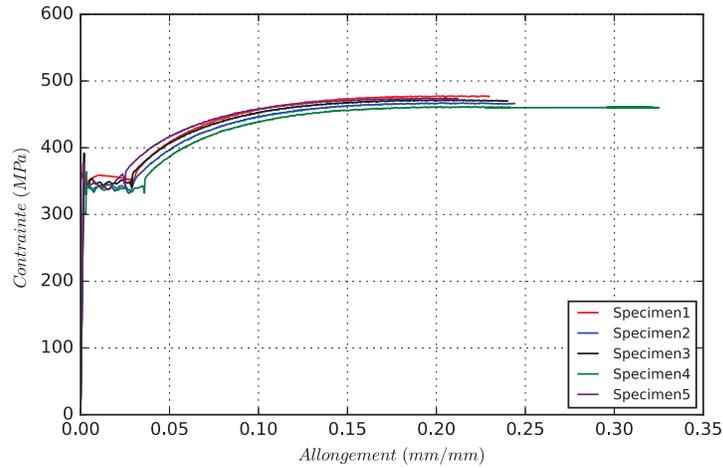


Figure B.7 Modèle de validation

La Figure B.7 présente les 5 spécimens de cornière L31.8x31.8x3.18 constituant les pylônes testés lors des essais hybrides réalisés à l'Université de Sherbrooke.

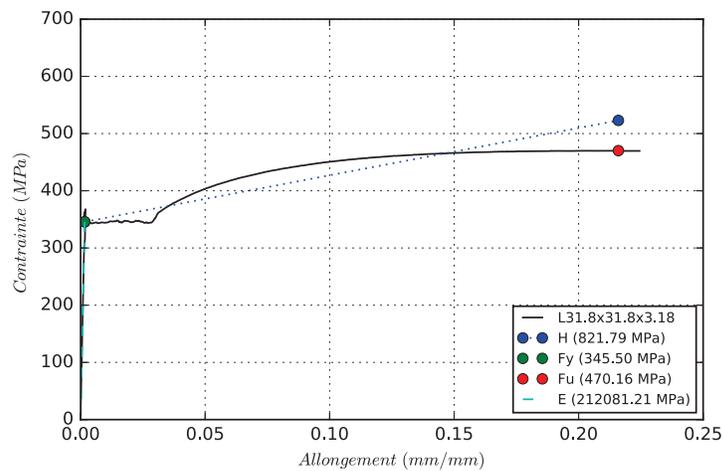


Figure B.8 Propriétés moyennes pour le spécimen L31.8x31.8x3.18

La Figure B.8 présente la courbe moyenne des 5 spécimens. Les propriétés calculées sur la Figure B.8 sont représentatifs des propriétés moyennes des coupons testés.

# ANNEXE C

## COMPARAISON DES EFFORTS

Les Figures C.1 à C.3 illustrent la comparaison entre les 3 modélisations (pylône H2, Fût 23 et Fût 34) pour les différentes analyses.

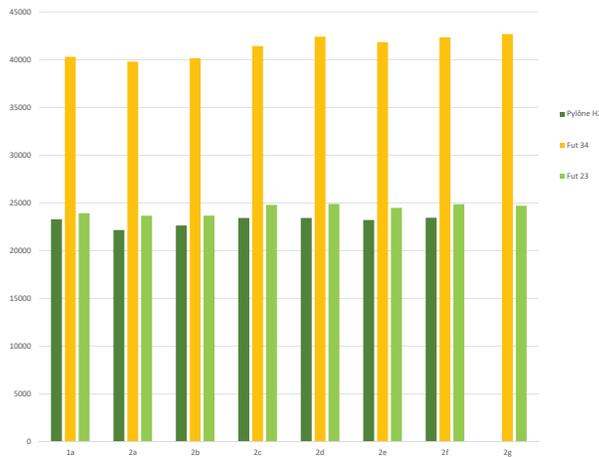


Figure C.1 Comparaison des efforts normaux dans les membrures critiques

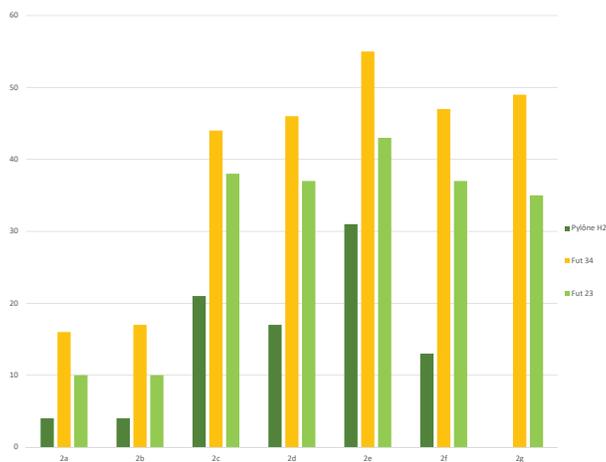


Figure C.2 Comparaison des moments selon l'axe y dans les membrures critiques

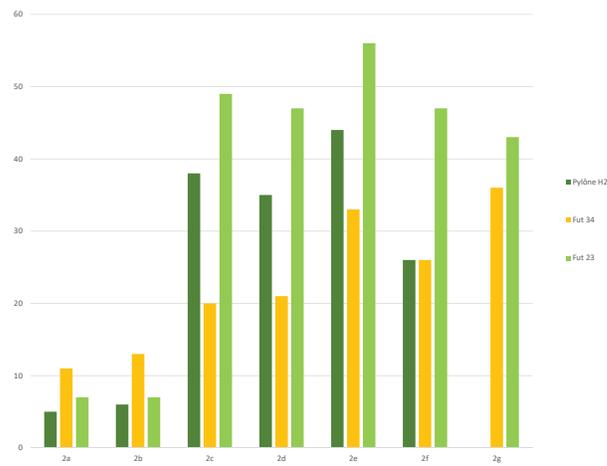


Figure C.3 Comparaison des moments selon l'axe z dans les membrures critiques





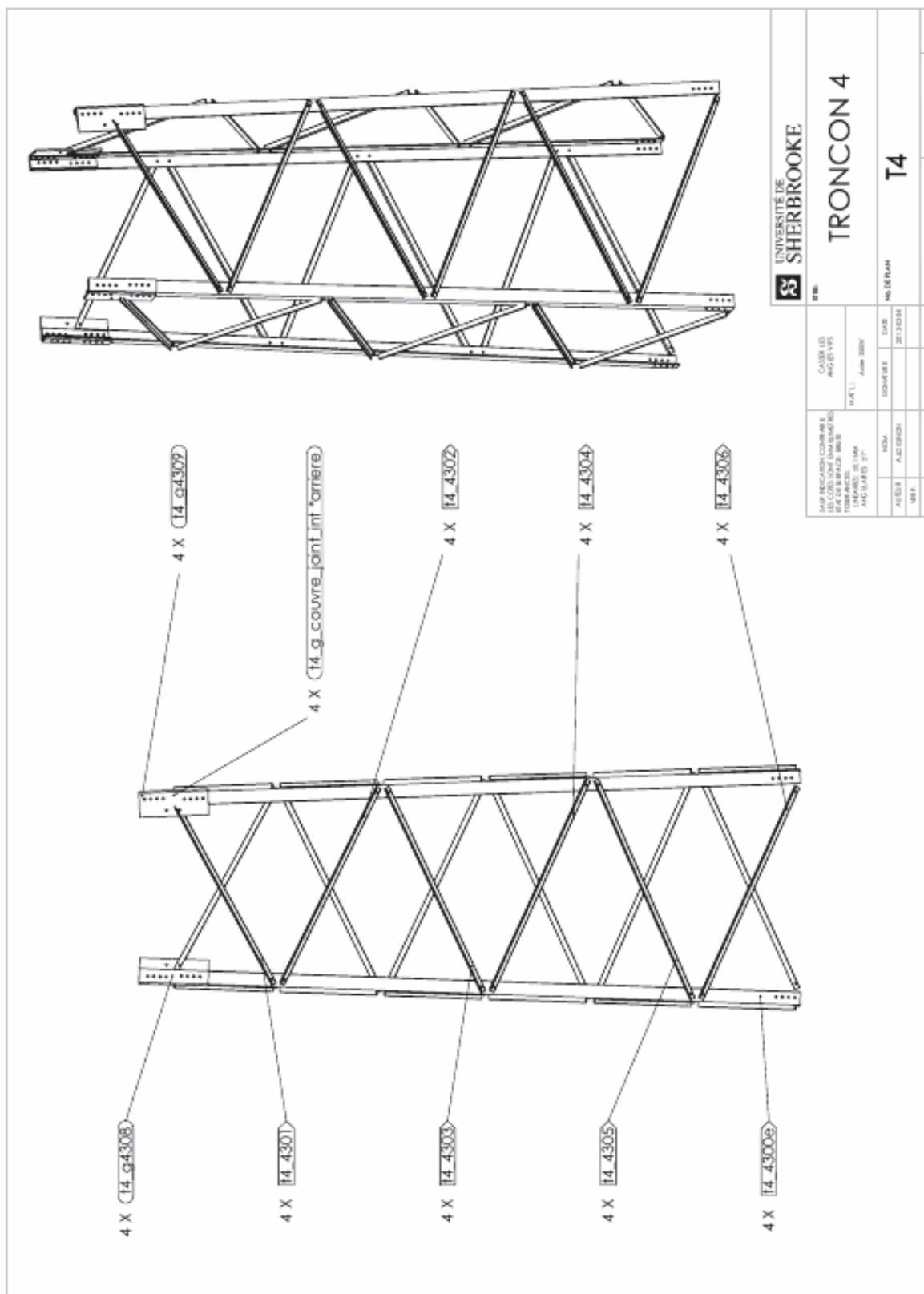


Figure D.2 Plan d'assemblage de la sous-structure de fût 34 présenté dans Loignon, A *et coll.* [21]

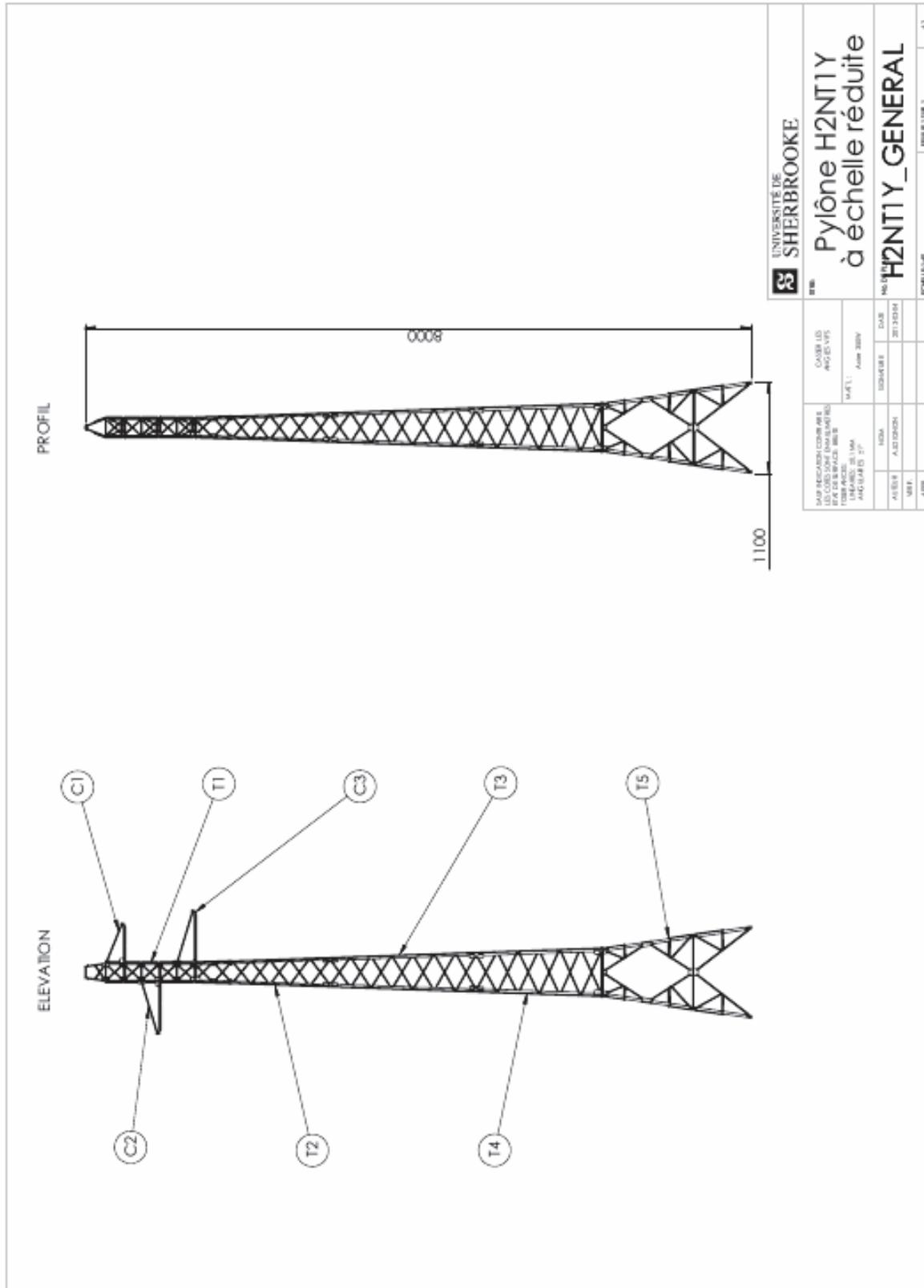


Figure D.3 Plan d'assemblage du pylône H2 à échelle réduite présenté dans Loignon, A *et coll.* [21]

# LISTE DES RÉFÉRENCES

- [1] Adluri, S. et Madugula, M. (1996). Flexural buckling of steel angles : Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering*, volume 122, numéro 3, p. 309–317.
- [2] Ahmed, K., Rajapakse, R. et Gadala, M. (2009). Influence of bolted-joint slippage on the response of transmission towers subjected to frost-heave. *Advances in Structural Engineering*, volume 12, numéro 1, p. 1–17.
- [3] ASCE 15 (2015). *Design of Latticed Steel Transmission Structures (ASCE 15)*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [4] Association, C. S. et coll. (2014). *CAN/CSA-S16. 1-M89. Limit States Design of Steel Structures*. Association canadienne normalisation.
- [5] Ban, H., Shi, G., Shi, Y. et Wang, Y. (2012). Residual stress tests of high-strength steel equal angles. *Journal of Structural Engineering*, volume 138, numéro 12, p. 1446 – 54.
- [6] Bathe, K.-J. et Bolourchi, S. (1979). Large displacement analysis of three-dimensional beam structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, volume 14, numéro 7, p. 961 – 986.
- [7] Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G. et Massicotte, B. (2010). Calcul des charpentes d’acier, tome ii.
- [8] Bouchard, P.-L. (2013). *Calcul de la capacité de pylônes à treillis avec une approche stabilité*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 131 p.
- [9] Da Silva, J., Vellasco, P., De Andrade, S. et De Oliveira, M. (2005). Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 61, numéro 8, p. 1108–1134.
- [10] Desrochers, A. L. (2014). *Utilisation de fusibles ductiles pour réduire les forces sismiques sur les cadres contreventés*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada.
- [11] EDF (2017). *Code\_Aster*. <http://www.code-aster.org/> (page consultée le 2017-03-08).
- [12] EN 50341-1 (2012). *Overhead electrical lines exceeding AC 1 kV - Part 1 : General requirements - Common specifications*. European Committee for Electrotechnical Standardization, Bruxelles.
- [13] Galambos, T. V. (1998). Overview of the fifth edition of the ssrc guide. p. 1 – 12.

- 
- [14] Kempner Jr., L., Mueller III, W., Kitipornchai, S., Albermani, F., De Menezes, R. et Da Silva, J. (2002). Lattice transmission tower analysis : Beyond simple truss model. p. 175 – 187.
- [15] Kitipornchai, S. et Al-Bermani, F. (1994). Effect of bolt slippage on ultimate behavior of lattice structures. *Journal of Structural Engineering*, volume 120, numéro 8, p. 2281–2287.
- [16] Kotronis, P., Davenne, L. et Mazars, J. (2004). Poutre multifibre Timoshenko pour la modélisation de structures en béton armé. *Revue Française de Génie Civil*, volume 8, numéro 2-3, p. 329–343.
- [17] Koumenji, C. (2019). *Évaluation du comportement d'une connexion boulonnée renforcée par des plaques d'acier dans le contexte d'un pylône de transport d'énergie électrique*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 170 p.
- [18] Langlois, S., Prud'homme, S., Légeron, F. et Pourshargh, F. (2016). Review of advanced modelling methods for lattice steel towers. p. 8.
- [19] Lee, P.-S. et McClure, G. (2007). Elastoplastic large deformation analysis of a lattice steel tower structure and comparison with full-scale tests. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 63, numéro 5, p. 709–717.
- [20] Loignon, A., Langlois, S., Lamarche, C.-P. et Légeron, F. (2016). Testing steel lattice towers with a hybrid (numerical/ experimental) method. CIGRÉ 2016, Montréal, QC, Canada, p. 9.
- [21] Loignon, A., Légeron, F., Lamarche, C.-P. et Langlois, S. (2018). Développement d'un protocole d'essai hybride par sous-structuration pour les pylônes à treillis. *Rapport Université de Sherbrooke*, p. 106.
- [22] Lu, Ma, X. et Mills, J. E. (2015). Modeling of retrofitted steel transmission towers. *Journal of Constructional Steel Research*, , numéro 112, p. 138–154.
- [23] Mahin, S. A., Shing, P.-S. B., Thewalt, C. R. et Hanson, R. D. (1989). Pseudodynamic est method-current status and future directions. *Journal of Structural Engineering*, volume 115, numéro 8, p. 2113–2128.
- [24] Može, P., Cajot, L.-G., Sinur, F., Rejec, K. et Beg, D. (2014). Residual stress distribution of large steel equal leg angles. *Engineering Structures*, volume 71, p. 35–47.
- [25] Prasad Rao, N. et Kalyanaraman, V. (2001). Non-linear behaviour of lattice panel of angle towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 57, numéro 12, p. 1337–1357.
- [26] Sad Saoud, K., Langlois, S., Loignon, A. et Lamarche, C.-P. (2018). Failure analysis of transmission line steel lattice towers subjected to extreme loading. *CSCE*.
-

- 
- [27] Saouma, V. E. et Sivaselvan, M. V. (2008). *Hybrid Simulation : theory, implementation and applications*. Balkemproceedings and monographs in engineering, water and earth sciences,, Taylor & Francis, London.
- [28] Taillon, J.-Y., Légeron, F. et Prud'homme, S. (2012). Variation of damping and stiffness of lattice towers with load level. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 71, p. 111–118.
- [29] Takamashi, K. et coll. (1975). Non-linear earthquake response analysis of structures by a computer actuator on-line system (part 1 details of the system). *Tans. Architectural Inst. of Japan*, , numéro 229, p. 77–83.
- [30] Takamashi, K. et Nakashima, M. (1987). Japanese activities on on-line testing. *Journal of Engineering Mechanics*, volume 113, numéro 7, p. 1014–1032.
- [31] Talbot, M.-O. (2017). *Analyse numérique et expérimentale de la répartition des efforts dans une connexion à la base de pyône tubulaire*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 150 p.
- [32] Thomas, P. (2006). Eléments finis pour l'ingénieur : Grands principes et petites recettes. *European Journal of Computational Mechanics/Revue Européenne de Mécanique Numérique*, volume 15, numéro 7-8, p. 993–995.
- [33] Zhan, Y., Wu, G. et Lu, Q.-L. (2016). Modeling the effect of joint slip in lattice steel structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, volume 30, numéro 3.
- [34] Zhu, B., Yang, J. et Li, Q. (2013). Effects of different initial imperfections including residual stress on the compressive bearing capacity of steel angles in towers. *Applied Mechanics and Materials*, volume 252, p. 167 – 71.
-

