POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Optimisation par éléments finis de la géométrie de poutres en acier laminées à froid utilisées dans la construction de bâtiments
Title:

Auteur: Valérian Vuillon
Author:

Date: 2017

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Vuillon, V. (2017). Optimisation par éléments finis de la géométrie de poutres en acier laminées à froid utilisées dans la construction de bâtiments [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/2732/
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: https://publications.polymtl.ca/2732/
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Frederick Gosselin, & Aurelian Vadean
Advisors:

Programme: Génie mécanique
Program:

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

OPTIMISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA GÉOMÉTRIE DE POUTRES EN ACIER LAMINÉES À FROID UTILISÉES DANS LA CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS

VALÉRIAN VUILLON
DÉPARTEMENT DE GÉNIE MÉCANIQUE
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MÉCANIQUE)
AOÛT 2017

© Valérian Vuillon, 2017.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

OPTIMISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA GÉOMÉTRIE DE POUTRES EN ACIER LAMINÉES À FROID UTILISÉES DANS LA CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS

présenté par : VUILLON Valérian
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BATAILLY Alain, Ph. D., président
M. GOSSELIN Frédérick, Doctorat, membre et directeur de recherche
M. VADEAN Aurélian, Doctorat, membre et codirecteur de recherche
Mme KOBOEVIC Sanda, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord remercier Alexandre Menu pour m'avoir grandement aidé dans le traitement des données étudiées dans ce mémoire.

Je souhaite aussi remercier Pierre Faucheux et Jean-François Gamache pour leurs conseils sur les analyses par éléments finis.

Je remercie également l'équipe de l'entreprise partenaire pour sa disponibilité et la bienveillance dont elle a fait preuve à mon égard.

Enfin je remercie mes deux directeurs Frédérick Gosselin et Aurelian Vadean pour m'avoir supervisé tout au long de cette maitrise et pour les enseignements qu'ils ont pu m'apporter.

RÉSUMÉ

Les membrures formées à froid sont de plus en plus utilisées dans la construction grâce à leur faible coût de production et leur grande qualité dimensionnelle. Les maisons de l'entreprise partenaire utilisent des structures entièrement formées à froid pour augmenter la vitesse de construction et réduire le coût total de la structure. Les poutres principales, appelées P102, constituent une grande partie des assemblages et sont réalisées à partir de deux plaques d'acier pliées en C puis assemblées afin de former une section en I. Elles semblent cependant pouvoir être optimisées d'avantage.

Les marges de sécurité des poutres sont étudiées dans le présent mémoire pour rendre compte des améliorations possibles. Les poutres P102 possédant un nombre fini d'emplacements pour les ouvertures dans l'âme, il est possible de générer tous les types de poutres avec quatre éléments de poutre de base. Une optimisation du profilé et une optimisation topologique des ouvertures dans l'âme des éléments de poutre sont étudiées afin de suggérer un design final. Cette méthode évite d'avoir à optimiser toutes les configurations existantes des poutres de l'entreprise partenaire. Les études sont réalisées avec le solveur Optistruct d'Altair.

L'étude des marges de sécurité montre que les poutres P102 sont surdimensionnées en effort tranchant et que la résistance au moment fléchissant est critique. Un profilé en C et en I ont été définis pour réduire la marge de sécurité en effort tranchant jugée trop importante grâce a une épaisseur plus faible au niveau de l'âme. L'optimisation topologique des ouvertures dans l'âme des éléments de poutre utilisant les nouveaux profilés a permis d'obtenir les ouvertures les plus grandes possibles. Elles sont cependant plus petites que celle du design actuel du fait de l'épaisseur moindre au niveau de l'âme et des contraintes de réalisation que nous nous sommes imposées.

L'utilisation des designs ainsi définis permet de réaliser des poutres respectant les contraintes de fabrication et de conception et ayant des marges de sécurité adaptées.

ABSTRACT

Cold formed steel members are increasingly used in buildings due to their low cost and high quality. The partner company houses are exclusively made of cold formed steel members in order to speed up the construction and decrease the overall cost. The main beams, called P102, constitute the major part of the building and are made with two steel sheets which are bended into a C section and put together to create a I section. However, it seems that there is still room for extra optimisations.

The safety margins of the main beams are studied in this thesis in order to determine possible improvements. P102 beams have a finite number of locations for their web's openings. Thus, it's possible to generate any type of beam using only four basic beam's units. An optimisation of the beam's section and a topological optimisation of the web's openings are used to suggest a final design of the beam's units. This method avoids an optimisation of all the beam's possible configurations. All the studies have been carried out using Optistruct, one of Altair's solver.

The study of safety margins shows us that the P102 beams are oversized when considering shear force while the bending moment resistance is critical. A C and a I section are defined thereafter, in order to reduce the high safety margin of the shear force thanks to the web's reduced thickness. The topological optimisation of the web's openings of the beam's units has been used to determine the biggest web's openings. However, they're smaller than the actual ones due to the reduced web's thickness.

Finally, it is concluded that the use of such designs can produce beams which have adapted safety margins and still respect all the conception and production constraints.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS iii

RÉSUMÉ iv

ABSTRACT v

TABLE DES MATIÈRES vi

LISTE DES TABLEAUX viii

LISTE DES FIGURES ix

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xii

LISTE DES ANNEXES xiii

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1
- 1.1 Contexte 1
- 1.2 Présentation de l'entreprise partenaire 1
- 1.3 Motivations et objectifs 2

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 3
- 2.1 Procédés de laminage à chaud et à froid 3
  - 2.1.1 Laminage à chaud 3
  - 2.1.2 Laminage à froid 4
- 2.2 Conception de bâtiments à structure d'acier 5
  - 2.2.1 Conception d'un bâtiment 5
  - 2.2.2 Conception d'un bâtiment de l'entreprise partenaire 7
  - 2.2.3 Réalisation de la structure 7
  - 2.2.4 Validation de la structure 10
- 2.3 Calcul des états limites 12
- 2.4 Optimisation des éléments de structure 13
- 2.5 Problématique 16

CHAPITRE 3 ÉTUDE DES MAISONS DE L'ENTREPRISE PARTENAIRE . . . 17
- 3.1 Méthodologie 17

3.1.1 Configuration les plus utilisées 17
3.1.2 Marges de sécurité 18
3.2 Résultats 18
3.3 Analyse des résultats 20
3.4 Conclusion 22

CHAPITRE 4 CALCUL DES LIMITES DE LA POUTRE P102 23
4.1 Méthodologie 23
4.1.1 Modélisation par éléments finis 23
4.1.2 Courbes d'interactions 28
4.2 Résultats 29
4.3 Analyses des résultats 31
4.4 Conclusion 32

CHAPITRE 5 OPTIMISATION DE LA POUTRE P102 33
5.1 Méthodologie 33
5.1.1 Profilés optimaux 33
5.1.2 Optimisation topologique des ouvertures 35
5.2 Résultats 36
5.3 Analyse des résultats 39
5.4 Conclusion 40

CHAPITRE 6 CONCLUSION 42
6.1 Synthèse des travaux 42
6.2 Limitations de la solution proposée et Améliorations futures 43

RÉFÉRENCES 45

ANNEXES 47

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Charges courantes s'appliquant sur les structures (CNBC 2010) . . . 5
Tableau 2.2 Combinaisons de charges possibles d'un cas de chargement ultime (CNBC 2010) 6
Tableau 5.1 Second moment de section et efforts internes limites de chaque profilé pour différentes épaisseurs (critère de plastification) 37

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Section en I laminée à chaud 3

Figure 2.2 Profilés formés à froid et leurs évolutions (Davies, 2000) 4

Figure 2.3 Section de la poutre P102. Épaisseurs possibles : $\frac{1}{8}$ po et $\frac{3}{16}$ po (échelle non respectée ; source : entreprise partenaire) 8

Figure 2.4 Découpe en surfaces élémentaire (à gauche) et assemblage des poutres (à droite) d'un étage d'une maison de l'entreprise partenaire (source : entreprise partenaire) 9

Figure 2.5 Vue d'ensemble d'un assemblage de l'entreprise partenaire. Nous pouvons voir les poutres P102 avec leur âme trouée qui reposent sur des colonnes (source : entreprise partenaire) 9

Figure 2.6 Vue rapprochée d'un assemblage de l'entreprise partenaire. Des longueurs différentes de poutre P102 sont visibles ici (source : entreprise partenaire) 10

Figure 2.7 Flambement des âmes soumises à un cisaillement uniforme pour différents rapports hauteur/longueur (Hanna, 2015) 12

Figure 2.8 Courbes d'interaction V/M d'une ouverture hexagonale pour quatre profilés différents. Le rappport d_0/h correspond aux rapport de la hauteur de l'ouverture sur la hauteur totale de la poutre. Les valeurs de M et V sont normalisées par rapport aux valeurs de moment fléchissant et d'effort tranchant au centre de l'ouverture avant de la prendre en compte. Figure tirée de Chung et al. (2003) 13

Figure 2.9 Profilé de colonne optimisé pour différentes charges critiques (Leng et al., 2011) 14

Figure 2.10 Optimisation topologique (à gauche) et son design final (à droite) d'un élément d'une aile d'avion. Les éléments bleus et rouges ont respectivement une densité de 0 et 1 (Zhu et al., 2016) 15

Figure 3.1 Fréquence d'utilisation des configurations de poutre P102 dans 15 projets de l'entreprise partenaire différents 19

Figure 3.2 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous le cas de chargement ELU_neige imposant une charge de neige importante. Données extraites de ADA 19

Figure 3.3 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous le cas de chargement ELU_vent imposant une charge de vent importante. Données extraites de ADA 20
Figure 3.4 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous la totalité des cas de chargement et limites de la norme CSA S136 de la poutre P102 avec ouvertures 21
Figure 4.1 Modèle de la poutre P102 sans ouverture 25
Figure 4.2 Modèle de la poutre P102 avec ouvertures 25
Figure 4.3 Maillage autour des ouvertures de la poutre P102 26
Figure 4.4 Application de l'effort tranchant pur 27
Figure 4.5 Contrainte de cisaillement σ_{XY} le long de la hauteur c de l'âme d'une poutre en I pour le cas de chargement en cisaillement pur (—), l'effort tranchant seul (- - -) et le cas de chargement en cisaillement pur corrigé (•) 27
Figure 4.6 Contraintes de von Mises autour d'une ouverture sous un cas de chargement en cisaillement pur de 50 kN (à gauche). Éléments dépassant la limite d'élasticité pour le même cas de chargement (à droite). La zone grise correspond aux éléments ne dépassant pas cette limite 30
Figure 4.7 Limites de la poutre P102 sans ouverture calculées par éléments finis (—) et par la norme CSA S136 (- - -) comparées aux chargements supportés par les poutres du projet Keller (•) 30
Figure 4.8 Limites de la poutre P102 avec ouvertures calculées par éléments finis (—) et par la norme CSA S136 (- - -) comparées aux chargements supportés par les poutres du projet Keller (•). La zone hachurée représente la zone de couplage entre les deux efforts internes où la section plastifie avant que les limites fixées par la norme soient atteintes. 31
Figure 5.1 Nouveaux profilés de la poutre P102 34
Figure 5.2 Premier mode de flambement de la section en C sans repli pour un cas en flexion pure ($M_{flamb} = 34,3$kN.m) 36
Figure 5.3 Premier mode de flambement de la section en C avec repli pour un cas en flexion pure ($M_{flamb} = 92,7$kN.m) 37
Figure 5.4 Optimisation topologique du segment de 60 pouces pour trois épaisseurs différentes. Les couleurs bleu et rouge représentent respectivement une densité de 0 et de 1 38
Figure 5.5 Ouvertures du design actuel et design possible de la moitié du segment de 60 pouces pour trois épaisseurs différentes 39

Figure A.1 Efforts internes des segments de poutre du projet Brace sous la totalité des cas de chargement 47
Figure A.2 Efforts internes des segments de poutre du projet Alpheios sous la totalité des cas de chargement 48
Figure B.1 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$ 49
Figure B.2 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$ 49
Figure B.3 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$ 50
Figure B.4 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$ 50
Figure B.5 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$ 51
Figure B.6 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$ 51
Figure C.1 Optimisation topologique du segment de poutre de 20 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$ 52
Figure C.2 Optimisation topologique du segment de poutre de 20 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$ 52
Figure C.3 Optimisation topologique du segment de poutre de 30 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$ 53
Figure C.4 Optimisation topologique du segment de poutre de 30 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$ 53
Figure C.5 Optimisation topologique du segment de poutre de 40 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$ 54
Figure C.6 Optimisation topologique du segment de poutre de 40 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$ 54

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ADA	Avanced Design America
CNBC 2010	Code National du Bâtiment, Canada édition 2010
M	Moment fléchissant
V	Effort tranchant
A	Aire de l'âme
F_v	Contrainte de cisaillement nominale
M_{max}	Moment fléchissant maximal calculé par la norme CSA S136
ϕ_M	Facteur de sécurité pour le calcul du moment fléchissant maximal
ϕ_V	Facteur de sécurité pour le calcul de l'effort tranchant maximal
q_s	Coefficient de réduction dû aux ouvertures
S	Module de section élastique
$\overline{\overline{\sigma^M}}$	Tenseur des efforts d'un élément pour le cas en flexion pure
$\overline{\overline{\sigma^V}}$	Tenseur des efforts d'un élément pour le cas en cisaillement pur
σ_{ij}	Élément du tenseur des contraintes
σ_{VM}	Contrainte de Von Mises
S_y	Limite d'élasticité
V_{max}	Effort tranchant maximal calculé par la norme CSA S136

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A EFFORTS INTERNES DES SEGMENTS DE POUTRE DES PROJETS BRACE ET ALPHEIOS 47

ANNEXE B VALIDATIONS DES DESIGNS DU SEGMENT DE POUTRE DE 60 POUCES POUR TROIS ÉPAISSEURS POSSIBLES 49

ANNEXE C OPTIMISATION TOPOLOGIQUE DES ÉLÉMENTS DE POUTRE DE 20, 30 ET 40 POUCES POUR DES ÉPAISSEURS DE $\frac{1}{8}$ po ET $\frac{3}{16}$ po 52

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Le procédé de formage à froid permet de réaliser des membrures légères possédant des résistances équivalentes aux membrures formées à chaud (Macdonald et al., 2008). De plus, la qualité globale de l'acier, la fabrication de masse avec précision de sections à formes variées et la facilité de transport et d'assemblage permettent de réduire grandement le coût final des structures en acier formées à froid. (Yu and LaBoube, 2010).

L'utilisation massive de membrures en acier formées à froid dans l'industrie de la construction résidentielle remonte à 1946 aux États-Unis (Thomasson, 1986). Depuis, le procédé de fabrication par formage à froid a subi des modifications permettant d'améliorer la vitesse du procédé mais aussi la qualité du produit final (Macdonald et al., 2008). Ces améliorations ont suscité l'intérêt de l'Europe (Thomasson, 1986) et de pays comme le Canada. Enfin, les États-unis connaissent une hausse importante du nombre de structures formées à froid depuis 1990 du fait des améliorations du procédé (Landolfo et al., 2004). Les éléments en acier formés à froid sont généralement utilisés sous forme de tabliers, de pannes, de lisses ou d'armatures (Landolfo et al., 2004).

1.2 Présentation de l'entreprise partenaire

L'entreprise à l'origine de ce projet préfère ne pas être nommée dans le présent mémoire. Nous ferons donc référence à celle-ci sous le nom d'entreprise partenaire.

L'entreprise partenaire est une entreprise québécoise spécialisée dans la construction de bâtiments résidentiels à structure d'acier entièrement formées à froid. L'assemblage sur le chantier ne nécessite aucune découpe, soudure ou perçage des éléments structuraux. Ainsi, la vitesse de construction est augmentée et presque aucun déchet n'est créé sur le chantier. Le formage a froid des éléments structuraux permet de faciliter la création des ouvertures et d'augmenter la précision des découpes. Les plaques d'acier sont découpées à plat puis pliées pour obtenir une forme finale, évitant d'avoir à percer de grandes ouvertures sur des éléments semi-finis ayant des formes diverses.

Les maisons de l'entreprise partenaire se construisent sur une base empruntée aux jeux de constructions. Le nombre d'éléments structuraux différents est réduit, améliorant la fabrication de masse de ces éléments tout en facilitant la construction sur le chantier. La longueur de

poutre la plus courte est de 5 pieds, les longueurs suivantes étant plus grandes d'un multiple de 5 pieds avec un maximum de 25 pieds.

1.3 Motivations et objectifs

Le processus de création des maisons de l'entreprise partenaire est innovant car il minimise le temps de conception et de construction de celles-ci. Les membrures formées à froid constituent la grande partie de la structure des maisons ainsi réalisées.

Cependant, l'entreprise partenaire cherche à optimiser les poutres utilisées dans ses maisons. Cette optimisation fait référence à la réduction du coût des poutres mais aussi à l'augmentation du champs d'utilisation de celles-ci comme par exemple l'augmentation de leur portée. L'optimisation des poutres doit se faire en respectant au maximum les critères de conception des maisons de l'entreprise partenaire décrits dans le chapitre suivant.

Cette demande d'optimisation a été motivée par l'absence d'analyses par éléments finis qui mettent en valeur les faiblesses des membrures mais aussi leurs opportunités d'amélioration. Les membrures étudiées dans notre projet sont les poutres les plus utilisées dans les maisons de l'entreprise partenaire. Notre optimisation va chercher à réduire les marges de sécurité des poutres afin d'éviter tout sur-dimensionnement, et donc de diminuer leur coût. Cependant, nous chercherons dans un deuxième temps les ouvertures maximales possibles dans l'âme des nouvelles poutres afin de faire passer les conduits de ventilation.

Ce projet possède donc trois objectifs. Le premier objectif vise à comprendre le processus de création des maisons de l'entreprise partenaire afin d'axer notre étude sur les éléments critiques. Le deuxième objectif concerne les marges de sécurité des poutres étudiées déterminant les opportunités d'amélioration de celles-ci. Enfin, le troisième objectif est la recherche des ouvertures maximales possibles dans l'âme des nouvelles poutres.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

La présente revue de littérature débute par un survol des différents procédés de création de membrure en acier. Dans un deuxième temps, elle traite des étapes de conception d'un bâtiment à structure d'acier, ainsi que des étapes de conception d'un bâtiment de l'entreprise partenaire. Les modes de rupture des membrures ainsi que leurs analyses par éléments finis sont traités dans un troisième temps. Enfin, les optimisations possibles basées sur ces modes de rupture sont présentées en fin de section.

2.1 Procédés de laminage à chaud et à froid

2.1.1 Laminage à chaud

Le laminage à chaud de membrure est une opération consistant à créer des profilés à partir d'acier en fusion. Les profilés sont réalisés en venant comprimer l'acier en fusion à travers une série de rouleaux. Les membrures sont donc constituées d'un seul morceau d'acier, ce qui évite tout assemblage comme présenté en figure 2.1. Cependant, le refroidissement de l'acier tout au long du procédé peut venir faire varier la résistance finale de la membrure en fonction des contraintes internes et de la forme et de l'imbrication des cristaux à l'intérieur de l'acier (Dai et al., 2007). Les calculs des résistances des membrures laminées à chaud sont écrits dans la norme CSA S16.

Figure 2.1 Section en I laminée à chaud

2.1.2 Laminage à froid

Le laminage à froid est un procédé de fabrication de membrure grâce au pliage de plaques d'acier. Chaque plaque est pliée de façon à créer une section, et il est possible d'en assembler plusieurs pour générer des sections plus complexes. Un tel procédé permet d'obtenir des sections très rapidement, mais la plastification au niveau des pliures peut impacter la résistance de la membrure. De ce fait, une norme a été créée pour prendre en compte ces contraintes internes dans le calcul des résistances des membrures : la norme CSA S136. Enfin, le laminage à froid permet d'obtenir des membrures dont le design est intéressant du fait du reflet brillant de celle-ci, différent de la teinte grisâtre des membrures laminées à chaud.

Les membrures principales sont des poutres directement reliées aux colonnes permettant de transmettre la charge d'un étage sur celles-ci. Les raidisseurs secondaires sont reliés aux membrures principales et permettent de rigidifier d'avantage l'étage auquel ils sont rattachés. Bien que le procédé de formage à froid soit initialement dédié aux raidisseurs secondaires, les membrures principales réalisées par ce procédé sont de plus en plus utilisées dans les structures notamment en Amérique du Nord (Schafer, 2011).

Les sections les plus courantes sont les section en Z et en C. L'utilisation de structures formées à froid permet d'introduire des raidisseurs dans le profilé pour le rendre plus résistant (Davies, 2000) (El-Sheikh et al., 2001). La figure 2.2 présente certaines sections de base ainsi que leurs améliorations grâce à l'utilisation des raidisseurs.

La résistance à la corrosion, la qualité globale de l'acier et la précision de conception ne cessent de s'améliorer. En effet, les méthodes de pliage des sections induisent des contraintes dans l'acier dont les valeurs sont de mieux en mieux déterminées (Cruise and Gardner, 2008).

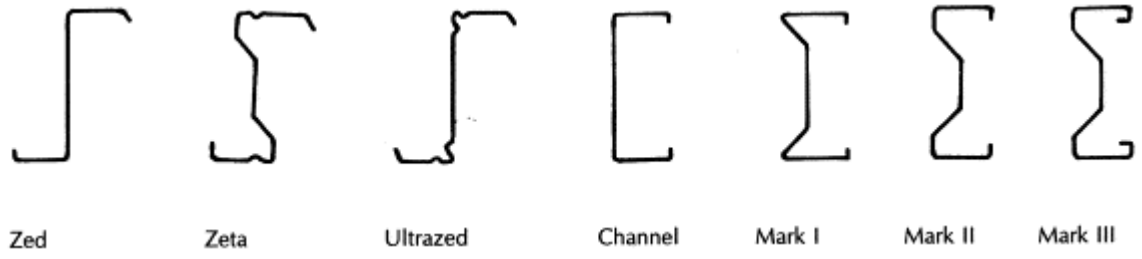


Figure 2.2 Profilés formés à froid et leurs évolutions (Davies, 2000)

2.2 Conception de bâtiments à structure d'acier

2.2.1 Conception d'un bâtiment

Détermination des charges appliquées à la structure

La conception d'un bâtiment à structure d'acier se déroule en plusieurs étapes.

La première étape consiste à déterminer les charges qui vont s'appliquer sur la structure en fonction de l'architecture de celle-ci. Les valeurs de ces charges sont données par le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC). Les cas de chargement sont la somme de plusieurs charges ayant des coefficients multiplicateurs plus ou moins élevés. Les charges courantes sont décrites dans le tableau 2.1. La charge morte est une charge ne variant pas dans le temps mais peut varier dans l'espace. Une charge vive est une charge variant dans le temps et l'espace. La charge de neige s'applique sur le toit des bâtiments. Elle dépend de l'endroit où se situe le bâtiment et est déterminée en fonction de la chute de neige la plus importante des décennies précédentes pour cette localisation. Les équations du CNBC prennent en compte le fait que la couche de neige peut varier en fonction du vent et de la géométrie du toit. Enfin la charge de vent est déterminée de la même façon que la charge de neige sauf qu'elle s'applique aux murs des bâtiments.

Tableau 2.1 Charges courantes s'appliquant sur les structures (CNBC 2010)

Charge	Signification	Exemple
D	Charge morte	Poids de la structure d'un étage sur les colonnes qui le retiennent
L	Charge vive	Déplacement d'une personne le long d'un étage
S	Charge de neige	Poids de la neige sur le toit
W	Charge de vent	Pression du vent sur un mur de la maison

Un cas de chargement est appelé ultime s'il implique des états limites ultimes c'est à dire qu'il représente des charges hautement défavorables mettant en cause la sécurité de la structure. Il met en jeu les charges du CNBC dans une relation linéaire comme présenté dans le tableau 2.2. Un cas de chargement ultime est une combinaison linéaire de charges principales et d'une charge concomitante.

Chaque lettre dans les équations présentées dans le tableau 2.2 correspond à un ensemble de chargements surfaciques ou ponctuels différents. Par exemple, la lettre D correspond à l'ensemble des chargements surfaciques ou ponctuels induits par la charge morte. Les valeurs et l'orientation de ces chargements dépendent de la nature de la charge et de la surface sur

Tableau 2.2 Combinaisons de charges possibles d'un cas de chargement ultime (CNBC 2010)

Charge(s) principale(s)	Charge concomitante
1,4D	
(0,9D ou 1,25D) + 1,5L	0,5S ou 0,4W
(0,9D ou 1,25D) + 1,5S	0,5L ou 0,4W
(0,9D ou 1,25D) + 1,4W	0,5L ou 0,5S

laquelle ils s'appliquent. Les chargements induisent de la compression dans les colonnes, de la flexion et de l'effort tranchant dans les poutres, etc...

Ainsi, un exemple de cas de chargement impliquant de la neige générant un état limite ultime peut s'écrire :

$$ELU_neige = 1,25D + 1,5S + 0,5L$$

Les charges données par le CNBC possèdent des valeurs élevées pour représenter des charges défavorables. De telles valeurs suffisent pour concevoir une structure mais il est possible que des cas extrêmement défavorables ne soient pas pris en compte. Ainsi, les charges sont multipliées par des facteurs supérieurs à 1 pour prendre en compte ces cas extrêmes. Le coefficient devant chaque lettre dans le cas de chargement s'applique à toutes les charges du même type que la lettre.

Conception et validation de la structure

Une première approximation des charges est réalisée du fait de l'absence de connaissance de certaines valeurs de charge comme la charge morte qui dépend des membrures utilisées. En fonction de ces valeurs approximées, il est possible de déterminer une structure préliminaire de sorte à ce que les résistances des membrures soient supérieures aux charges. Étant donné que la résistance des membrures peut varier ainsi que la valeur des charges, les résistances sont abaissées et les charges sont surévaluées. Certaines valeurs de résistance peuvent être données directement depuis le catalogue des fournisseurs mais le calcul peut aussi se faire grâce à la norme CSA S16. Cette norme permet de calculer l'ensemble des résistances des membrures en acier laminées à chaud. Les équations fournies dans la norme CSA S16 ont été déterminées grâce à la théorie des poutres mais aussi grâce à des essais réalisés directement sur les membrures.

Une analyse du comportement de la structure est nécessaire pour vérifier son maintien avec les membrures préliminaires. Ces analyses sont généralement réalisées dans un logiciel d'analyse

comme par exemple Robot Structural Analysis d'Autodesk. La structure est modélisée dans le logiciel et les charges sont appliquées sur celle-ci. Le logiciel vérifie plusieurs états limites comme le déversements ou la plastification des membrures en calculant par exemple l'effort tranchant, le moment fléchissant, la compression et la tension axiale ou la torsion au niveau de celles-ci. Les états limites locaux tels que que le voilement d'une semelle ou l'arrachement des assemblages peuvent être vérifiés séparément.

Une deuxième structure peut être réalisée avec des membrures plus légères si les valeurs des charges données par la première approximation sont vues à la baisse après réalisation de la structure préliminaire.

Une structure est validée lorsque la résistance de l'assemblage à l'ensemble des cas de chargement est validée.

2.2.2 Conception d'un bâtiment de l'entreprise partenaire

La conception d'une maison de l'entreprise partenaire se déroule en plusieurs étapes. Tout d'abord, les architectes dessinent les plans de chaque étage selon les demandes du client. Ces plans sont ensuite envoyés à une équipe qui s'occupe de concevoir la structure de la maison selon les règles de conception de l'entreprise partenaire. Enfin, une dernière équipe vérifie que la structure ainsi créée résiste aux cas de chargement énoncés par le Code national du bâtiment - Canada 2010 (CNBC 2010). La deuxième équipe peut avoir à modifier plusieurs fois la structure en fonction des résultats des analyses de la troisième équipe. La conception se termine lorsque la structure finale résiste à l'ensemble des cas de chargement.

2.2.3 Réalisation de la structure

Membrures utilisées

Toutes les membrures utilisées par l'entreprise partenaire sont laminées à froid. L'épaisseur des plaques utilisées pour les membrures est de $\frac{1}{8}$ de pouce mais certaines membrures nécessitent parfois une plaque épaisse de $\frac{3}{16}$ de pouce afin de les rendre plus résistantes.

La poutre P102 est le type de poutre le plus utilisé dans les maisons de l'entreprise partenaire. Elle est formée de deux plaques pliées en forme de C puis rivetées dos à dos pour former une section en I. Les dimensions de la section de la poutre sont présentées en figure 2.3 (les échelles de longueur ne sont pas respectées pour rendre la section plus visible).

La poutre P102 possède dans l'âme des ouvertures rectangulaires aux coins arrondis de 13 pouces de large et de 11,5 pouces de haut. Ces ouvertures permettent de faire passer les

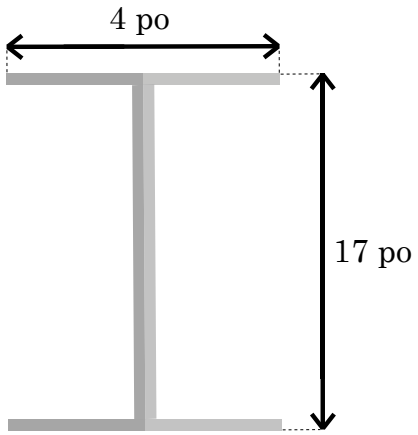


Figure 2.3 Section de la poutre P102. Épaisseurs possibles : $\frac{1}{8}$ po et $\frac{3}{16}$ po (échelle non respectée ; source : entreprise partenaire)

différents câblages et conduits à travers l'étage.

Les conduits de ventilation sont rectangulaires ou circulaires et leurs dimensions varient selon les maisons. Cependant, la taille maximale des conduits de ventilation est limitée par la taille des ouvertures.

Critère de conception

Les maisons de l'entreprise partenaire sont conçues sur une base modulaire. Les plans réalisés par les architectes sont divisés par la deuxième équipe en surfaces élémentaires de 5 pieds carrés. Ainsi, toutes les poutres possèdent des longueurs multiples de 5 pieds avec pour longueur maximale 25 pieds. Cependant, il existe des demi longueurs pour mieux respecter les distances imposées par le plan d'architecture initial. Les poutres se retrouvent donc typiquement espacées de 5 pieds (équivalent à 60 pouces) pour respecter la découpe en surfaces élémentaires. Quand les charges sur l'étage sont trop importantes, les poutres peuvent aussi être espacées avec une distance inférieure de 20, 30 ou 40 pouces. Il est possible de remplir le sol d'un étage en poutre de différentes façons. La règle est donc de minimiser le nombre de poutres et la longueur totale de celles-ci. Un exemple de la découpe d'un étage en surfaces élémentaires ainsi que de l'assemblage des poutres de celui-ci est présenté en figure 2.4. Les surfaces élémentaires de 5 pieds carrés sont représentées en jaune à gauche de la figure. Les autres surfaces possédant des couleurs différentes peuvent être des surfaces non élémentaires ou des surfaces élémentaires légèrement modifiées afin de prendre en compte la place prise par l'assemblage (comme par exemple une colonne traversant le plancher ou des poutres plus larges à certains endroits). Des photos d'assemblages de deux projets de l'entreprise

partenaire sont présentées en figure 2.5 et 2.6.

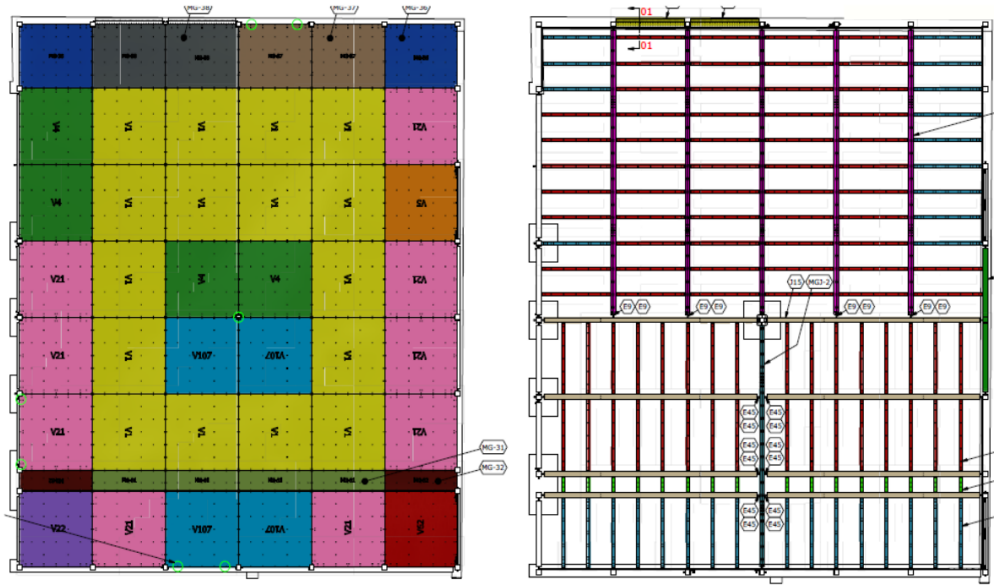


Figure 2.4 Découpe en surfaces élémentaire (à gauche) et assemblage des poutres (à droite) d'un étage d'une maison de l'entreprise partenaire (source : entreprise partenaire)

Figure 2.5 Vue d'ensemble d'un assemblage de l'entreprise partenaire. Nous pouvons voir les poutres P102 avec leur âme trouée qui reposent sur des colonnes (source : entreprise partenaire)

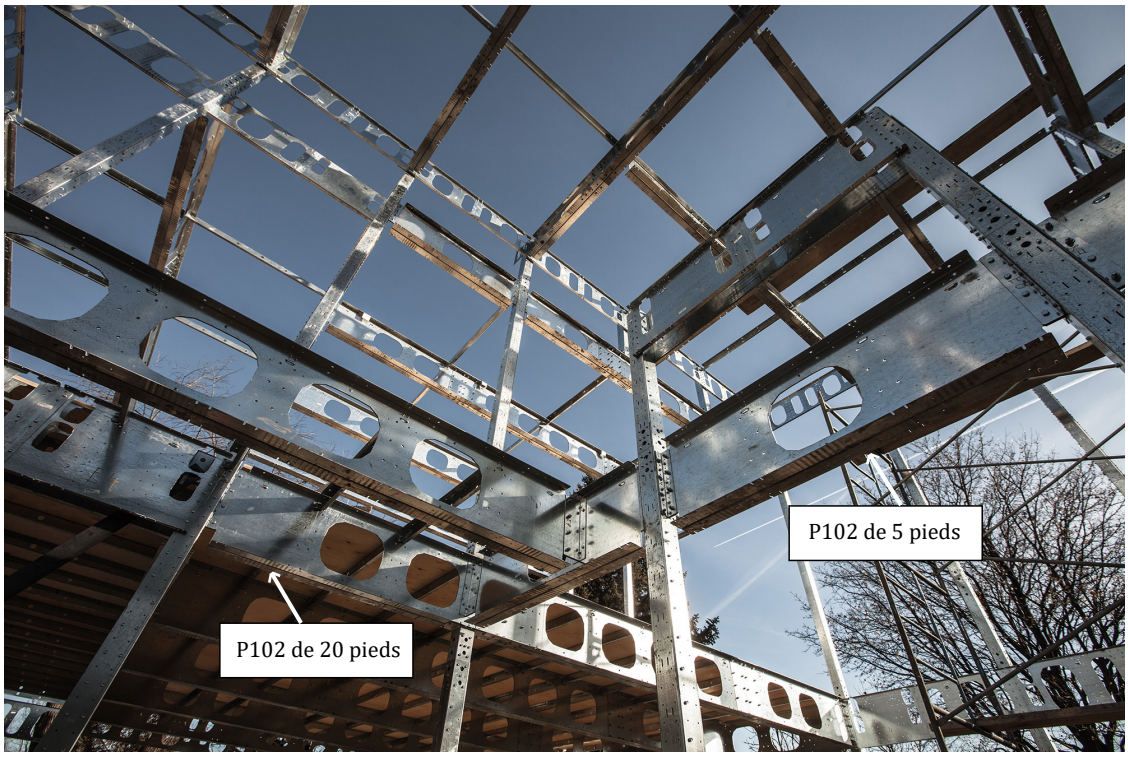


Figure 2.6 Vue rapprochée d'un assemblage de l'entreprise partenaire. Des longueurs différentes de poutre P102 sont visibles ici (source : entreprise partenaire)

2.2.4 Validation de la structure

Modélisation

Après réalisation de la structure selon les critères de conception de l'entreprise partenaire, l'équipe chargée de la validation structurelle doit tout d'abord la modéliser. Pour cela, chaque membrure de la maison est modélisée dans le logiciel Advanced Design America (ADA) qui réalise des analyses statiques et dynamiques de structure en trois dimensions.

Validation

Lors de la validation de la structure d'une maison de l'entreprise partenaire, le logiciel ADA calcule les efforts tranchants et moments fléchissants de chaque membrure et les compare aux valeurs limites.

L'effort tranchant et le moment fléchissant, appelés efforts internes, varient le long d'une poutre et dépendent du cas de chargement imposé à celle-ci. Le logiciel ADA réalise un échantillonnage de ces efforts internes en découpant chaque poutre en segment de 5 pieds. Il

divise ensuite chacun de ces segments en onze sous-segments identiques puis calcule la valeur des efforts internes sur les divisions ainsi créées. Par exemple, le logiciel calcule les efforts internes à 55 divisions pour une poutre de 25 pieds. Finalement, un calcul est réalisé sur toutes les divisions pour chaque cas de chargement.

Le calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal se fait grâce aux équations énoncées dans la norme CSA S136. La norme CSA S136 a été créé spécialement pour le calcul des résistances des membrure laminées à froid qui diffèrent de celles formées à chaud. Le moment fléchissant maximal se base sur l'apparition de la première plastification et se calcule en utilisant l'équation suivante :

$$M_{max} = \phi_M S S_y,$$

avec

- ϕ_M : facteur de sécurité (0,9 ici)
- S : module de section élastique
- S_y : limite d'élasticité (227,53MPa ici)

L'effort tranchant maximal se base dans notre cas sur la résistance après plastification de l'âme, et se calcule comme suit :

$$V_{max} = \phi_V q_s A_e F_v$$

avec

- ϕ_V : facteur de sécurité (0,8 ici)
- q_s : coefficient de réduction dû aux ouvertures
- A : aire de l'âme
- F_v : contrainte de cisaillement nominale

Le coefficient de réduction dû aux ouvertures et la contrainte de cisaillement nominale sont déterminés grâce à des équations empiriques.

La poutre P102 peut ou non avoir des ouvertures dans son âme ce qui influe sur les valeurs limites. De façon conservatrice, le logiciel compare les valeurs de moment fléchissant et d'effort tranchant aux valeurs limites de la poutre P102 avec des ouvertures car elle possède les valeurs les plus faibles.

2.3 Calcul des états limites

La présence des ouvertures dans l'âme des poutres influe sur la résistance globale de celles-ci en fonction de leur forme, leur taille et leur positionnement. Plusieurs modes de flambement et de rupture après plastification sont générés par les ouvertures comme par exemple le mécanisme de Vierendeel. Ces modes influent ensuite sur les déplacements et les contraintes à l'intérieur de la poutre (Tsavdaridis and DḾello, 2012).

Les études menées par Tsavdaridis and D'Mello (2011) montrent l'influence des rangées d'ouvertures et l'impact de leur rapprochement. Sous un effort tranchant, les zones critiques sont situées entre les ouvertures dans le cas de faibles espacements (1 à $1,3$ fois la largeur de l'ouverture) et au dessus de celles-ci dans le cas d'espacements plus grands.

De plus, des modes supplémentaires dus aux structures formées à froid viennent se rajouter aux modes générés par les ouvertures. En effet, les structures formées à froid sont sujettes au flambement local étant donné la faible épaisseur de leur section (Davies, 2000). La modélisation par éléments finis de la poutre permet de visualiser l'impact de l'épaisseur et du rapport hauteur/longueur sur les flambements locaux de celle-ci. L'étude menée par (Hanna, 2015) montre que l'âme flambe en forme de vague dont le nombre augmente avec le rapport hauteur/longueur dans le cas de faibles épaisseurs sous un cas de chargement en cisaillement pur(voir figure 2.7). La poutre continue de résister au cas de chargement jusqu'à rupture totale.

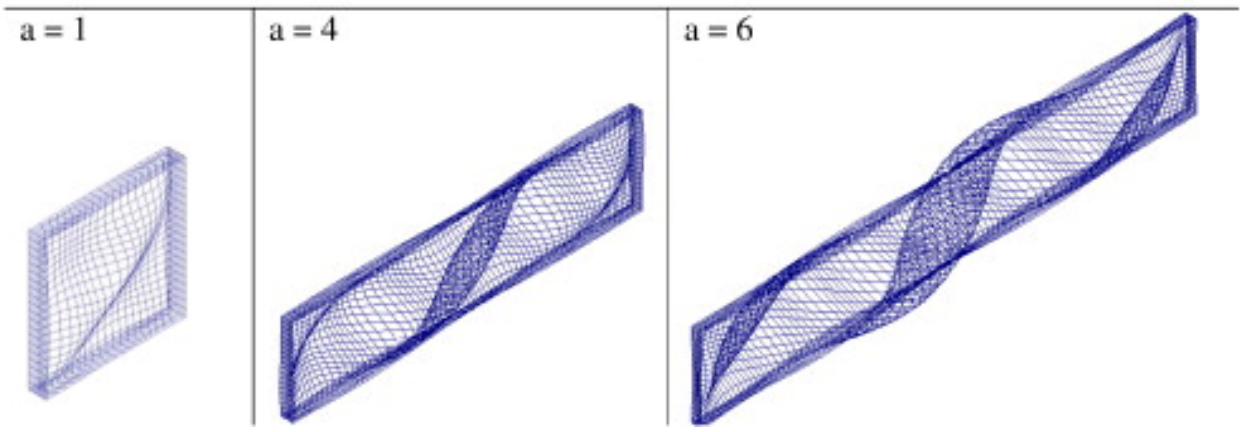


Figure 2.7 Flambement des âmes soumises à un cisaillement uniforme pour différents rapports hauteur/longueur (Hanna, 2015)

Nous venons de voir qu'il est possible de déterminer les modes de flambement de la structure

par analyse par éléments finis. Cependant, la présence d'ouvertures peut influer sur les modes de rupture. Pour visualiser leur impact sur les efforts internes à la poutre, nous pouvons utiliser des courbes d'interactions V/M (avec V l'effort tranchant et M le moment fléchissant) (Chung et al., 2003). Les courbes représentent les variations de l'effort tranchant et du moment fléchissant créées par l'ouverture autour de celle-ci. Les valeurs des efforts sont ensuite adimensionnées par rapport aux efforts présents au centre des poutres. Il est alors possible de comparer l'impact d'un même type d'ouverture sur des profilés différents comme présenté dans la figure 2.8.

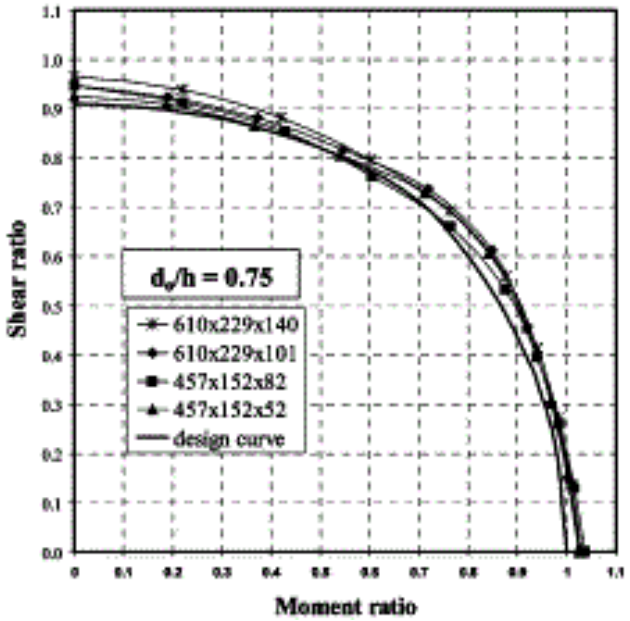


Figure 2.8 Courbes d'interaction V/M d'une ouverture hexagonale pour quatre profilés différents. Le rappport d_0/h correspond aux rapport de la hauteur de l'ouverture sur la hauteur totale de la poutre. Les valeurs de M et V sont normalisées par rapport aux valeurs de moment fléchissant et d'effort tranchant au centre de l'ouverture avant de la prendre en compte. Figure tirée de Chung et al. (2003)

2.4 Optimisation des éléments de structure

Le procédé de formage à froid permet de fabriquer des profilés complexes avec de bonnes qualités matérielles et dimensionnelles. Il est cependant possible d'optimiser le profilé pour le rendre d'avantage résistant sous un cas de chargement. Par exemple, les colonnes des structures sont sujettes au flambement en compression. Une optimisation de leur profilé pour rendre le flambement moins critique est alors possible. La figure 2.9 présente les profilés

obtenus par optimisation par (Leng et al., 2011).

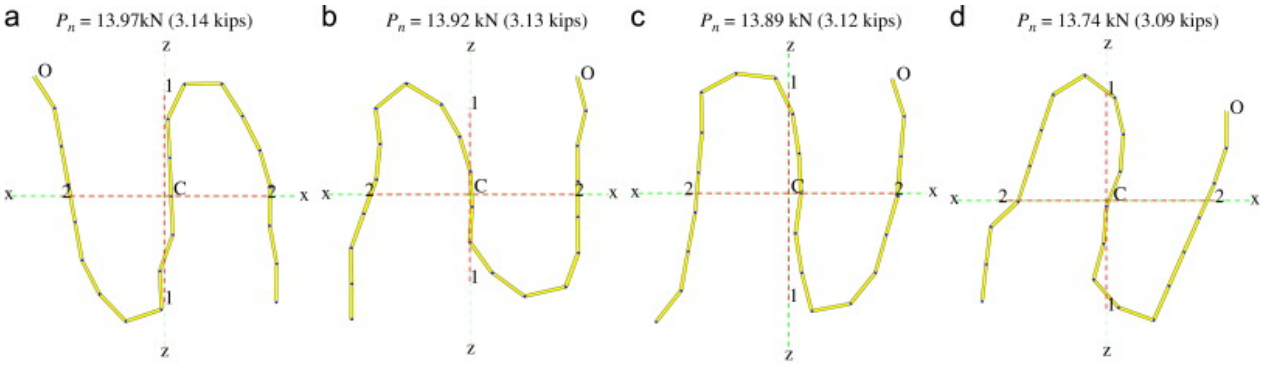


Figure 2.9 Profilé de colonne optimisé pour différentes charges critiques (Leng et al., 2011)

La forme du profilé change en fonction de la charge de compression appliquée et la résistance finale de ces profilés est plus de 200% supérieure à un profilé en C. Nous pouvons cependant remarquer que de tels profilés posent des problèmes pour l'assemblage avec des poutres.

L'optimisation du profilé n'est pas la seule optimisation possible pour améliorer la résistance d'une pièce tout en limitant l'acier utilisé. En effet, l'optimisation topologique est une méthode récente basée sur une modélisation par éléments finis suggérant la configuration optimale pour un espace donné sous plusieurs contraintes. Une densité est attribuée à chaque élément du maillage initial. Une densité nulle suggère que l'élément n'est pas utile au respect des contraintes et peut être enlevé du design final. A l'inverse, une densité égale à 1 suggère que l'élément est nécessaire au respect des contraintes et doit être intégré au design final. Les contraintes peuvent cependant être respectées alors que des éléments possèdent des valeurs de densité intermédiaires qui ne permettent pas de conclure. Il est alors possible de forcer la convergence vers un des deux extrêmes en changeant les valeurs des paramètres de l'algorithme utilisé (Deaton and Grandhi, 2014). L'algorithme SIMP (Solid Isotropic Material with Penalization) précédemment décrit est implémenté dans le solveur Optistruct d'Altair, d'où son utilisation dans le présent projet.

L'optimisation topologique a pour objectif un extremum d'une fonction de coût comme par exemple le volume minimal d'un objet. Les contraintes d'optimisation peuvent par exemple être des valeurs maximales de déplacement, de contrainte ou de force. Ainsi, l'optimisation topologique détermine l'extremum de la fonction de coût tout en respectant les contraintes d'optimisation (Deaton and Grandhi, 2014).

L'utilisation de l'optimisation topologique peut se faire sur des pièces structurales comme

celles d'un avion afin de réduire leur poids tout en conservant de bonnes propriétés mécaniques (Zhu et al., 2016). La figure 2.10 montre le résultat d'une optimisation topologique réalisé sur un élément d'une aile d'avion ainsi que son design final. L'objectif ici est de réduire la surface de la pièce tout en ayant des contraintes internes et des déplacements acceptables.

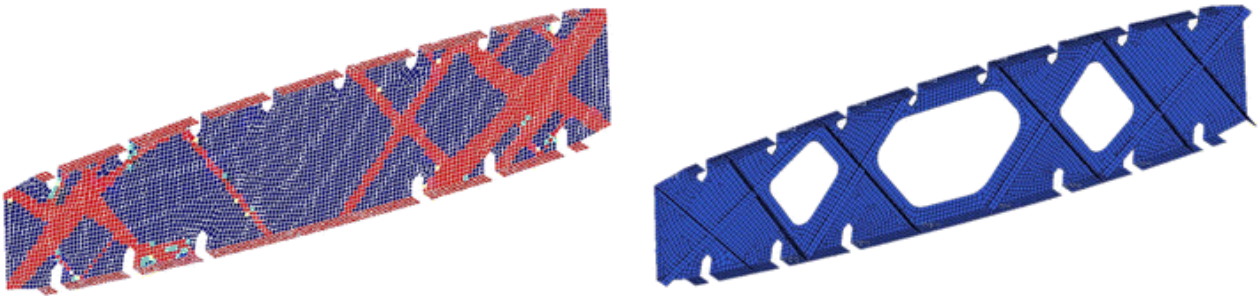


Figure 2.10 Optimisation topologique (à gauche) et son design final (à droite) d'un élément d'une aile d'avion. Les éléments bleus et rouges ont respectivement une densité de 0 et 1 (Zhu et al., 2016)

2.5 Problématique

Nous venons de voir qu'il existait plusieurs utilisations possibles pour les membrures en acier formées à froid. De même, les objectifs des optimisations topologiques basées sur le calcul des contraintes varient selon les besoins. Ainsi, nous pouvons nous demander quelle serait la section la plus appropriée aux cas de chargements rencontrés dans les maisons de l'entreprise partenaire pour la poutre P102 ? Quelles seraient les ouvertures les plus grandes réalisables dans l'âme de cette poutre sans fortement diminuer sa résistance à l'effort tranchant et au moment fléchissant et comment les déterminer ? Nous avons apporté une réponse à ces questions dans les trois chapitres de ce mémoire.

Nous étudions dans un premier temps l'utilisation des poutres P102 dans les maisons de l'entreprise partenaire afin de déterminer les configurations les plus utilisées. Un premier calcul des marges de sécurité est réalisé dans le premier chapitre pour rendre compte des limites fixées par la norme CSA S136. La récupération des plans et des calculs des structures des maisons de l'entreprise partenaire permet d'atteindre les objectifs.

Nous cherchons ensuite à déterminer les marges de sécurité des efforts internes par éléments finis. Une telle étude est motivée par l'aspect conservateur des calculs présents dans la norme CSA S136. Les profilés utilisés dans les maisons de l'entreprise partenaire sont simples et conviennent aux analyses par éléments finis. Ainsi, une modélisation de la poutre P102 est réalisée sous le logiciel Altair. Les résultats des analyses permettent d'obtenir une courbe d'interaction effort tranchant/moment fléchissant mettant en valeur les différentes marges de sécurité.

Finalement nous déterminons les profilés permettant de réduire la quantité d'acier dans les poutre ainsi que les ouvertures maximales possibles dans l'âme de tels profilés. L'étude des marges de sécurité précédente permet de visualiser les optimisations possibles pour le profilé de la poutre P102. L'optimisation topologique des ouvertures dans l'âme permet de déterminer les zones où les ouvertures sont possibles tout en respectant les contraintes de conception.

CHAPITRE 3 ÉTUDE DES MAISONS DE L'ENTREPRISE PARTENAIRE

La forme des maisons de l'entreprise partenaire varie grandement d'un projet à un autre, ce qui implique une structure différente pour chaque maison. Ainsi, des longueurs de poutre et des assemblages différents sont utilisés pour chaque projet, créant ainsi plusieurs configurations.

Les analyses des maisons présentées dans la revue de littérature informent sur le dépassement ou non des limites en effort tranchant ou moment fléchissant sous les divers cas de chargement. Cependant, elles ne permettent pas de connaitre les écarts entre les limites fixées par la norme CSA S136 et les valeurs mises en jeu dans les structures étudiées. Ces écarts sont appelés marges de sécurité.

L'objectif premier de ce chapitre est de déterminer les configurations de poutre les plus utilisées afin de baser les optimisations sur celles-ci. Le deuxième objectif est de déterminer les marges de sécurité en effort tranchant et moment fléchissant des maisons de l'entreprise partenaire.

3.1 Méthodologie

3.1.1 Configuration les plus utilisées

Nous souhaitons concentrer nos calculs d'optimisation sur les poutres les plus communes dans les structures des maisons de l'entreprise partenaire. Pour pouvoir déterminer les poutres P102 les plus communes, les configurations utilisées doivent être étudiées. En effet, le résultat de l'optimisation sera différent si la poutre P102 est souvent utilisée sous une forme courte avec un faible espacement que dans le cas opposé.

Il existe 9 longueurs de poutre ainsi que 4 espacements entre les poutres créant ainsi 36 configurations possibles. Nous avons relevé le nombre d'utilisation de chaque configuration dans quinze modèles de maison de l'entreprise partenaire. Bien que l'échantillon de maisons ne constitue qu'une petite partie de l'ensemble des maisons construites, les structures différentes mises en jeu dans cet échantillon représentent une très grande partie des structures réalisées par l'entreprise partenaire.

3.1.2 Marges de sécurité

Le logiciel ADA est un logiciel permettant de valider une structure en fonction des cas de chargement appliqués à celle-ci et des résistances des membrures la constituant. Le logiciel calcule plusieurs efforts comme l'effort tranchant ou le moment fléchissant à chaque division de poutre et les compare aux limites de la norme CSA-S136. Le logiciel agit comme une boite noire et empêche l'accès immédiat aux valeurs calculées lors des validations. Les valeurs des efforts et des charges peuvent être extraites du logiciel mais l'extraction n'est pas prévue pour du post-traitement. En effet, ces valeurs calculées pour tous les types de membrure pour chaque cas de chargement sont écrites dans un unique fichier pdf, empêchant l'analyse directe des résultats. De plus, la création de ce fichier pdf ne peut être effectuée en tâche de fond et le temps requis pour le créer est d'environ trois heures par projet. Ainsi, seules trois analyses de structure ont été récupérées et correspondent à trois projets de maison de l'entreprise partenaire différents que nous appellerons projet Keller, projet Brace et projet Alpheios.

Les valeurs de torsion, de compression et de tension étant négligeables, nous avons écrit un code dans le langage Python pour extraire uniquement les valeurs d'effort tranchant et de moment fléchissant des poutres P102 pour chaque cas de chargement dans un programme Matlab. Les valeurs ainsi extraites sont comparées aux limites de la norme CSA S136 afin de déterminer les marges de sécurité.

3.2 Résultats

Les résultats de l'étude des configurations sont présentés en Fig. 3.1. Plus un cercle a une grande taille et plus la configuration qu'il représente est utilisée fréquemment dans les maisons étudiées.

Les résultats des analyses du logiciel ADA sont représentées dans un diagramme moment fléchissant/effort tranchant. Les figures 3.2 et 3.3 représentent les valeurs des efforts internes de l'ensemble des segments de poutre du projet Keller pour deux cas de chargement :

- le cas ELU_neige impliquant une charge de neige importante ($ELU_neige = 1,25D + 1,5S + 0,5L$)
- le cas ELU_vent impliquant une charge de vent importante ($ELU_vent = 1,25D + 1,4W + 0,5L$)

Le cas de chargement ELU_neige a été choisi du fait des valeurs élevées d'efforts internes qu'il génère. A l'inverse, le cas de chargement ELU_vent a été choisi arbitrairement parmi les autres cas.

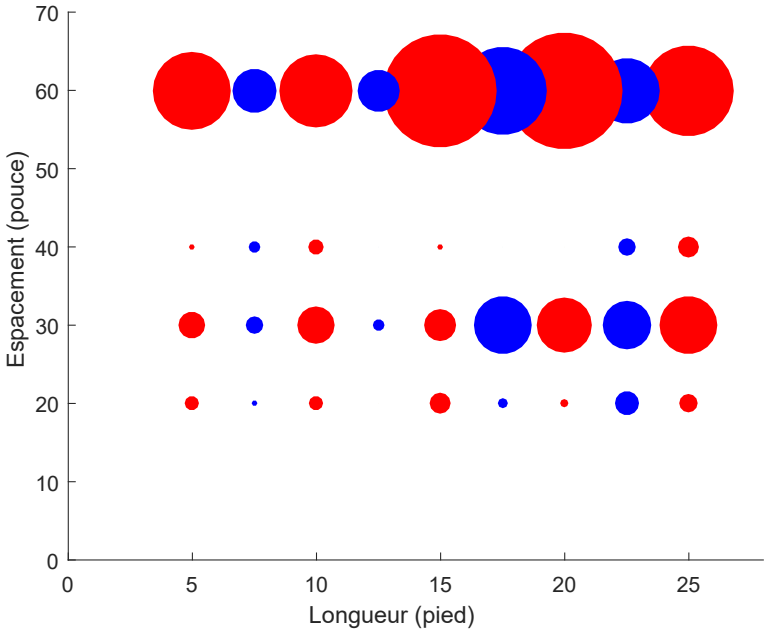


Figure 3.1 Fréquence d'utilisation des configurations de poutre P102 dans 15 projets de l'entreprise partenaire différents

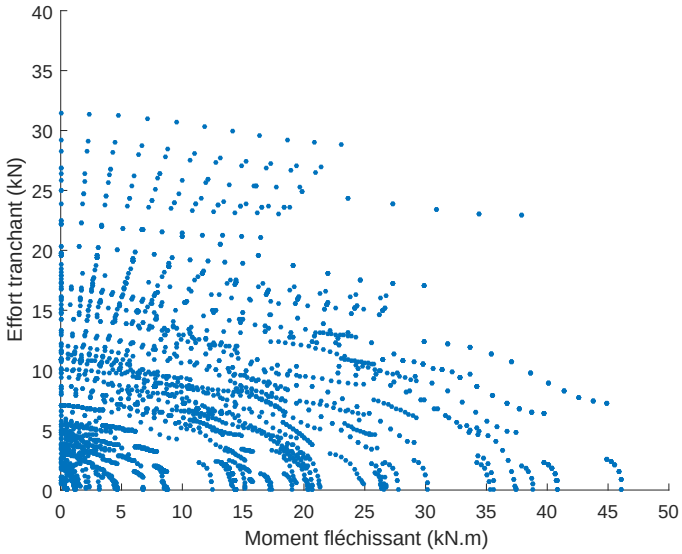


Figure 3.2 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous le cas de chargement ELU_neige imposant une charge de neige importante. Données extraites de ADA

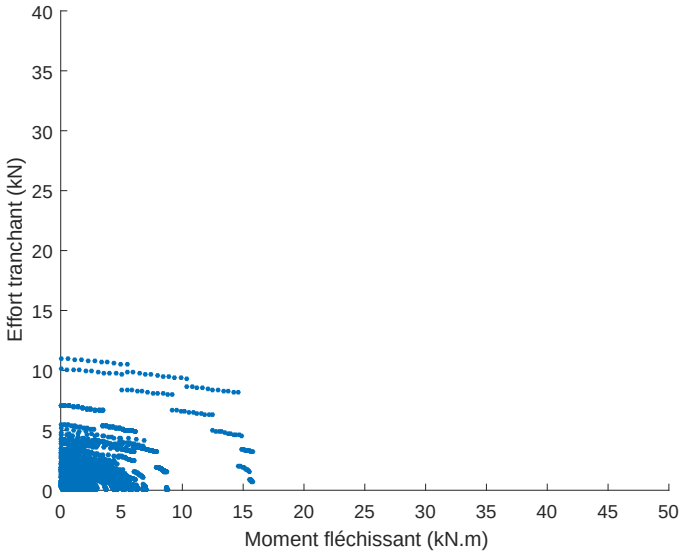


Figure 3.3 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous le cas de chargement ELU_vent imposant une charge de vent importante. Données extraites de ADA

Chaque point représente les efforts internes d'une division d'une poutre pour le cas de chargement étudié. Nous pouvons voir des morceaux de courbe constitués de 11 points sur les figures 3.2 et 3.3. Ces morceaux représentent les segments de 5 pieds des poutres que le logiciel ADA utilise pour ses analyses. Cependant, cette division en segment empêche de connaitre la longueur totale de la poutre à laquelle le segment est rattaché ainsi que sa position sur celle-ci.

Enfin la figure 3.4 permet de visualiser les marges de sécurité en comparant les valeurs des efforts internes pour tous les cas de chargement aux limites de la norme CSA S136 pour une poutre avec ouvertures.

3.3 Analyse des résultats

Nous remarquons sur la figure 3.1 que les poutres les plus utilisées ont une longueur entre 15 à 25 pieds avec un espacement de 60 pouces. Une poutre longue possède des cas de chargement critiques différents par rapport à une poutre courte. Nous étudierons cette différence dans la section suivante. Un espacement de 60 pouces implique des charges plus importantes sur chacune des poutres qu'avec un espacement moindre. Nous optimiserons donc une poutre P102 pouvant supporter les charges qu'implique un espacement inter-poutre de 60 pouces. De plus, un tel choix est conservateur vu qu'il implique des charges plus grandes.

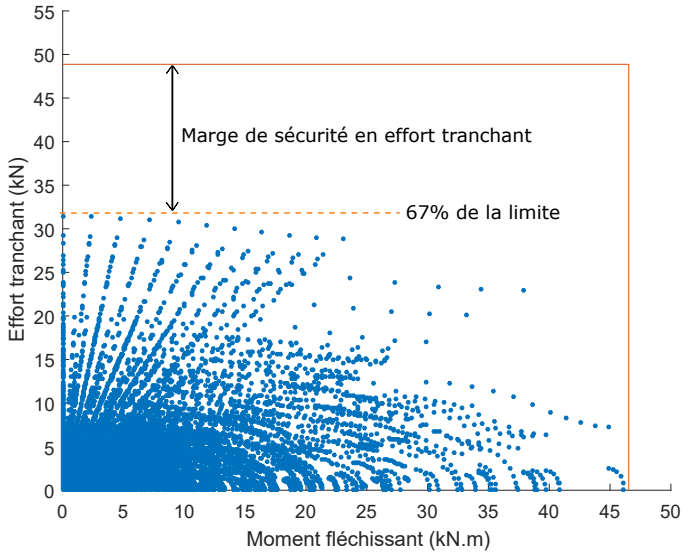


Figure 3.4 Efforts internes des segments de poutre du projet Keller sous la totalité des cas de chargement et limites de la norme CSA S136 de la poutre P102 avec ouvertures

La comparaison des résultats des figures 3.2 et 3.3 montre qu'une charge ultime de neige génère des efforts internes bien plus importants que la charge ultime de vent. De plus, la charge ultime de neige crée de grandes valeurs d'efforts sur une petite partie des segments. En effet, il est possible de distinguer clairement les quelques segments ayant de fortes valeurs d'efforts internes contrairement aux autres.

La figure 3.4 représentant l'ensemble des cas de chargements montre bien que le cas de chargement *ELU_neige* imposant une charge ultime de neige englobe tous les autres. De plus, la répartition des valeurs des efforts internes est très hétérogène car la zone délimitée par un effort tranchant de 10 kN et un moment fléchissant de 15 kN.m contient 75% des valeurs calculées.

Enfin, nous pouvons constater sur la figure 3.4 que la valeur du moment fléchissant sur quelques sous-segments est proche de la valeur limite de 47 kN.m, ce qui implique une très faible marge de sécurité en moment fléchissant. À l'inverse, la valeur maximale en effort tranchant atteinte dans ce projet est de 32 kN tandis que la valeur limite est de 48 kN. Ainsi, la valeur maximale atteinte n'est qu'à 67% de la limite.

De plus, malgré des cas de chargements ultimes, seulement quelques divisions atteignent la valeur en effort tranchant valant 67% de la limite. D'autres projets de l'entreprise partenaire ont été étudiés de la même façon et les résultats sont présentés en Annexe A. Le projet Keller

est le projet ayant les marges de sécurité les plus faibles, nous nous focaliserons sur celui-ci dans le reste de l'étude.

3.4 Conclusion

Nous venons de montrer que les poutres P102 de 15 à 25 pieds avec un espacement entre les poutres de 60 pouces étaient le plus utilisées dans les structures des maisons de l'entreprise partenaire. Nous concentrerons nos optimisations sur de longues poutres P102.

L'entreprise partenaire utilise le logiciel ADA uniquement pour savoir si les cas de chargement sont validés ou non. Ainsi, les valeurs des efforts et des charges calculées lors des validations n'ont jamais été étudiées ni visualisées. Bien que le logiciel ADA soit une boite noire, nous avons réussi à extraire les valeurs des efforts tranchants et moments fléchissants des poutres P102 pour chaque cas de chargement. La comparaison de ces valeurs aux limites données par la norme CSA S136 a permis de déterminer les marges de sécurité pour chaque effort interne.

Nous avons pu remarquer que les poutres ne sont pas utilisées au maximum de leur potentiel en effort tranchant. En effet, plus de 75% des poutres ont des valeurs d'effort tranchant jusqu'à cinq fois inférieures à la limite. De plus, la valeur de l'effort tranchant maximale atteinte sur les trois projets étudiée est égale à 67% de la limite calculée avec la norme CSA S136. Enfin, la résistance au moment fléchissant est critique car la limite est atteinte à 97% sur quelques poutres.

Les limites fixées par la norme CSA S136 étant issues de modèles basés en partie sur des observations, il est possible que les valeurs limites soient trop conservatrices. Nous avons voulu déterminer ces valeurs avec une analyse par éléments finis pour connaitre les marges de sécurité calculées avec cette méthode.

CHAPITRE 4 CALCUL DES LIMITES DE LA POUTRE P102

Nous cherchons dans ce chapitre à calculer les limites en effort tranchant et moment fléchissant de la poutre P102 en utilisant une analyse par éléments finis. La motivation derrière ces calculs vient de l'absence d'information sur le couplage entre les deux efforts internes dans le diagramme moment fléchissant/effort tranchant. En effet, les normes donnent des valeurs limites pour chaque effort interne mais aussi des équations de couplage pour vérifier que la présence simultanée de chaque effort interne ne devienne pas critique. Cependant il est difficile de représenter cette équation de couplage sur le diagramme moment fléchissant/effort tranchant. De plus, les calculs de la norme CSA S136 sont créés pour pouvoir être appliqués à n'importe quel type de poutre. Ils peuvent alors être trop conservateurs voir erronés si la géométrie de la poutre est trop différente de celles rencontrées couramment dans le bâtiment.

Pour calculer ces limites, une modélisation par éléments finis de la poutre P102 a été réalisée dans le logiciel Altair HyperMesh et deux cas de chargement ont été imposés à ce modèle. L'analyse des résultats a permis de représenter l'interaction entre les deux efforts sur un diagramme effort tranchant/moment fléchissant.

4.1 Méthodologie

4.1.1 Modélisation par éléments finis

Hypothèses de modélisation et étude annexe

La poutre P102 possède des rivets qui maintiennent les deux sections en C dos à dos. Nous prendrons comme hypothèse que cet assemblage est moins critique que la section. Les flambements locaux autour de ces assemblages seront aussi négligés dans notre hypothèse.

Nous supposerons que la semelle en compression de la poutre P102 est toujours retenue latéralement par des solives ou d'autres poutres P102 afin d'empêcher son déversement ou son flambement.

L'étude de la limite des efforts internes basée sur le flambement a été réalisée. Cependant, les valeurs obtenues sont grandement supérieures à celle en plastification. Nous focaliserons donc uniquement notre étude sur la plastification de la section.

Géométrie de la poutre P102

Deux modèles ont été réalisés correspondant aux cas avec et sans ouvertures. La poutre sans ouverture nous permet de visualiser la résistance de la section pleine ainsi que l'impact des ouvertures sur celle-ci. Les cas de chargement appliqués sur la poutre sont des cas de chargement purs et sont décrits dans la section suivante. De tels cas de chargement impliquent une invariance des efforts internes le long de la poutre sans ouverture. Cela nous permet de déterminer la résistance de la section de la poutre sans ouverture sans tenir compte de sa longueur totale.

Les poutres de l'entreprise partenaire possèdent des ouvertures à différents endroits en fonction de leur longueur totale. En effet, une poutre de 25 pieds possède onze ouvertures alors qu'une poutre de 20 pieds n'en possède que neuf. Nous avons modélisé la poutre de 25 pieds car elle possède le plus grand nombre d'ouvertures adjacentes. De plus, nous n'avons modélisé que la moitié de la longueur vu que la poutre possède un plan de symétrie en son milieu. Pour faciliter l'application des conditions aux limites ainsi que la création de la géométrie, nous avons choisi de ne pas utiliser les autres plans de symétrie présents dans la section en I.

Maillage

Étant donné l'épaisseur de la poutre face à ses autres dimensions, une modélisation par éléments 2D a été choisie. Les éléments utilisés sont des quadrangles à huit nœuds CQUAD8 avec effet membrane et effet de flexion.

La poutre sans ouverture possède une géométrie simple ce qui nous permet de générer un maillage entièrement orthogonal avec des éléments de 2 cm de coté (cf. fig 4.1). Nous avons choisi un critère de convergence de 1% c'est-à-dire que les valeurs de contraintes calculées avant et après raffinement du maillage diffèrent de 1%. Un tel maillage orthogonal permet de valider ce critère après seulement un raffinement.

Le maillage de la géométrie de la poutre avec ouvertures est similaire à celui pour la poutre sans ouverture au niveau des semelles et du contour de l'âme. Une diminution graduelle de la taille des éléments permet d'obtenir un maillage raffiné autour des ouvertures sans impacter fortement la qualité du maillage. Nous avons utilisé des éléments de 4 mm de coté autour des ouvertures pour respecter le critère de 1% (cf. fig 4.2 et 4.3).

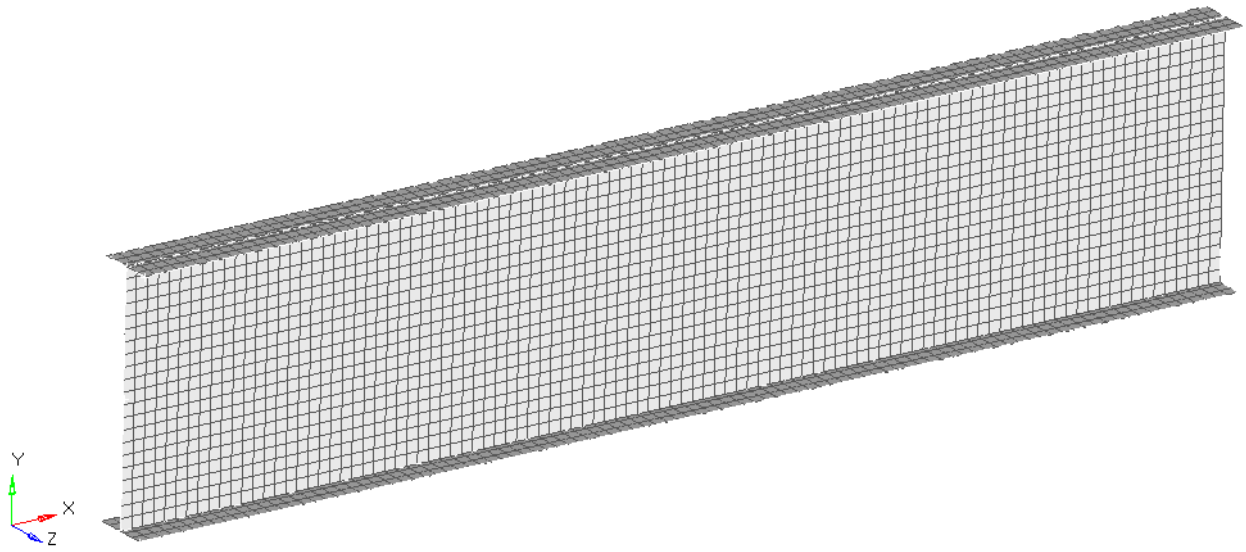


Figure 4.1 Modèle de la poutre P102 sans ouverture

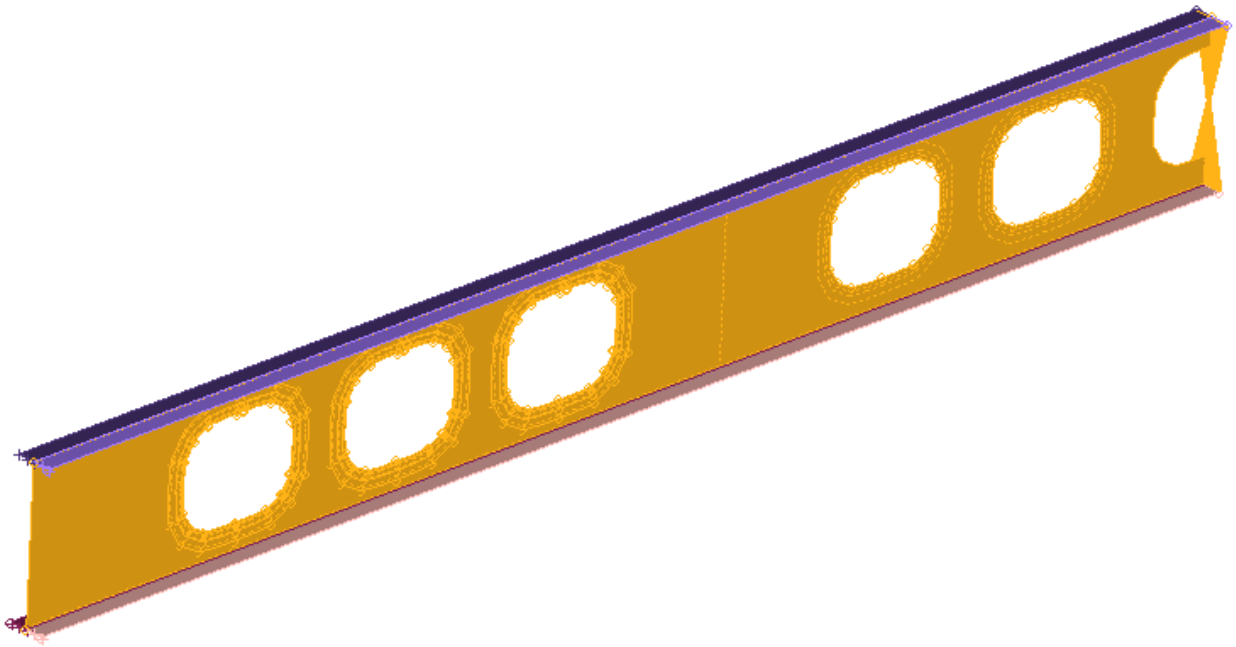


Figure 4.2 Modèle de la poutre P102 avec ouvertures

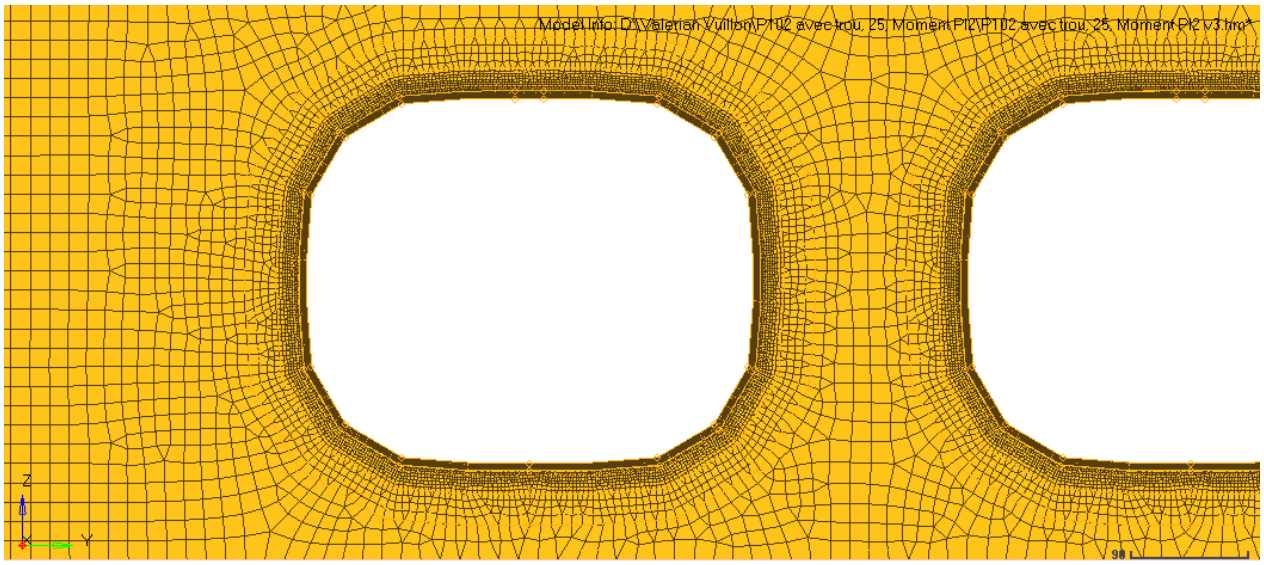


Figure 4.3 Maillage autour des ouvertures de la poutre P102

Conditions aux limites et cas de chargement

Pour réaliser les courbes d'interactions décrites dans la section suivantes, nous avons réalisés deux cas de chargement imposant chacun un seul type d'effort interne différent : le cas en flexion pure et le cas en cisaillement pur.

Le cas de chargement en **flexion pure** est obtenu en encastrant un coté de la poutre et en imposant un moment unitaire normal à l'âme de l'autre. Pour respecter l'hypothèse de Bernoulli imposant que les sections droites et la courbe moyenne restent perpendiculaires entre elles, un élément rigide RBE2 est imposé sur toute la face libre du coté du moment.

Le cas de chargement en **cisaillement pur** est plus difficile à simuler. En effet, l'application d'une force sur une poutre génère de l'effort tranchant ainsi que du moment fléchissant. Nous cherchons donc ici à imposer un effort tranchant sans moment fléchissant induit. Les semelles n'entrant pas en compte dans le calcul de l'effort tranchant, nous avons représenté uniquement l'âme de la poutre dans la figure 4.4. Pour réaliser le cas de chargement en cisaillement pur, nous avons contraint les trois translations sur le coté A et avons laissé seulement la translation selon Y libre sur le coté B. Le flux de cisaillement est imposé sur les cotés B, C et D.

Cependant, le cas de chargement en cisaillement pur impose une répartition de la contrainte de cisaillement différente de celle générée par l'effort tranchant seul. La figure 4.5 représente

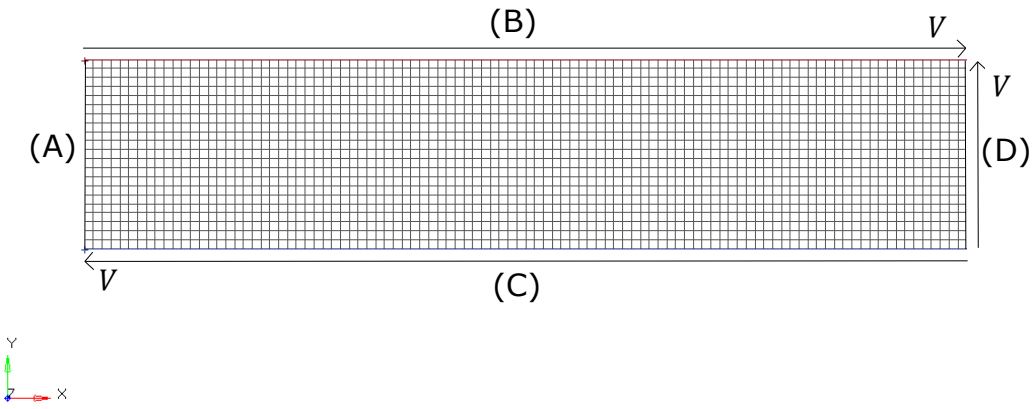


Figure 4.4 Application de l'effort tranchant pur

les deux répartitions pour une section en I calculées avec la théorie des poutres.

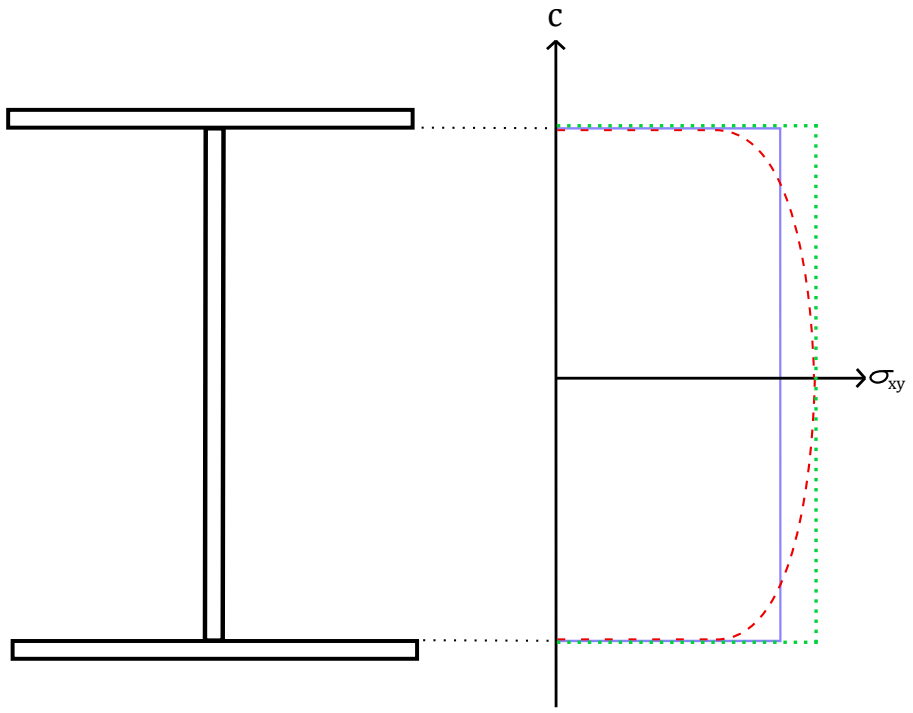


Figure 4.5 Contrainte de cisaillement σ_{XY} le long de la hauteur c de l'âme d'une poutre en I pour le cas de chargement en cisaillement pur (—), l'effort tranchant seul (- - -) et le cas de chargement en cisaillement pur corrigé (•)

Nous pouvons voir que le cas de chargement en cisaillement pur génère une contrainte de cisaillement constante le long de la section. Cependant, la valeur de cette contrainte est

inférieure à celle générée par l'effort tranchant seul au niveau de la fibre neutre. Afin de rester conservateur, nous appliquons un facteur de correction à notre cas de chargement en cisaillement pur afin de faire coïncider la contrainte de cisaillement générée par ce cas à la valeur maximale générée par l'effort tranchant seul. La répartition ainsi créée est visible en pointillé sur la figure 4.5.

Les deux efforts étant ainsi séparés, il est possible de donner la valeur limite gouvernée par la plastification pour l'un ou l'autre mais aussi lorsque les deux sont présents. Les deux cas de chargement sont valables pour les deux géométries de la poutre P102.

4.1.2 Courbes d'interactions

Comme présenté dans le travail de Chung et al. (2003), les courbes d'interaction permettent de comparer l'impact d'un type d'ouverture sur les contraintes internes de plusieurs profilés différents. Nous adoptons ici l'idée des courbes d'interaction pour définir la zone dans laquelle la poutre ne plastifie pas. Les courbes décrites dans le travail de Chung et al. (2003) traduisent l'augmentation des efforts internes mais ne nous donne pas la courbe dans le plan V/M délimitant la zone élastique de la zone plastique. Nous avons donc voulu calculer cette courbe afin de la comparer à l'ensemble des points du projet Keller pour vérifier qu'aucun point ne sorte de la zone délimitée par la courbe d'interaction.

Les deux cas de chargement nous permettent de calculer les tenseurs des contraintes lorsqu'un moment fléchissant ou un effort tranchant unitaire est imposé. Les valeurs du tenseur permettent de calculer la contrainte de von Mises à chaque nœud. Pour un cas de chargement donné, la valeur de l'effort interne minimale générant une contrainte de von Mises égale à la limite d'élasticité sur l'un des nœuds nous donne la marge de sécurité pour cet effort interne.

Les chargements imposés ici génèrent des contraintes planes impliquant des valeurs nulles aux termes en Z dans le tenseur. Les tenseurs $\overline{\overline{\sigma^M}}$ et $\overline{\overline{\sigma^V}}$ d'un élément pour les cas de chargement en flexion pure et cisaillement pur s'écrivent respectivement :

$$\overline{\overline{\sigma^M}} = \begin{pmatrix} \sigma^M_{XX} & \sigma^M_{XY} & 0 \\ \sigma^M_{XY} & \sigma^M_{YY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}, \overline{\overline{\sigma^V}} = \begin{pmatrix} \sigma^V_{XX} & \sigma^V_{XY} & 0 \\ \sigma^V_{XY} & \sigma^V_{YY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$

Les tenseurs $\overline{\overline{\sigma^M}}$ et $\overline{\overline{\sigma^V}}$ sont calculés pour des efforts internes unitaires. Ainsi, pour connaitre le tenseur des contraintes d'un élément pour un effort tranchant V et un moment fléchissant M, nous utilisons le calcul suivant :

$$\sigma_{ij} = M\sigma_{ij}^{M} + V\sigma_{ij}^{V}.$$

Le calcul de la contrainte de von Mises devient alors :

$$\sigma_{VM}(V, M) = \sqrt{\sigma_{XX}^2 + \sigma_{YY}^2 + 3 * \sigma_{XY}^2 - \sigma_{XX} * \sigma_{YY}}$$

.

La limite d'élasticité S_y de l'acier utilisé dans les maisons de l'entreprise partenaire est de 227 MPa. La contrainte de von Mises dépendant des deux efforts internes, il est nécessaire d'en fixer un pour pouvoir déterminer l'autre. Pour un effort tranchant V_1 fixé, nous devons déterminer la valeur du moment fléchissant M_1 telle que que la contrainte de von Mises atteigne la limite d'élasticité S_y.

La valeur du moment fléchissant M_1 est alors la solution à l'équation :

$$F(M) = \sigma_{VM}(V_1, M) - S_y = 0. \tag{4.1}$$

Nous avons déterminé la solution à l'équation 4.1 par la méthode de Müller. La solution étant calculée pour chacun des éléments du maillage, la valeur minimale du moment fléchissant de l'ensemble des solutions correspond à la limite en moment fléchissant de la poutre pour un effort tranchant V_1 donné. La courbe d'interaction est réalisée en reliant les couples (V_1, M_1) ainsi formés.

4.2 Résultats

La figure 4.6 présente les contraintes de von Mises d'un cas de de chargement en cisaillement pur de 50kN pour une poutre P102 avec ouvertures avec un matériau linéaire. De même, elle présente les éléments ayant dépassé la limite d'élasticité pour ce même cas de chargement.

Les figures 4.7 et 4.8 représentent les valeurs des efforts internes du projet Keller comparées aux limites de la poutre sans ouverture et avec ouvertures calculées par la norme CSA S136 et la courbe d'interaction.

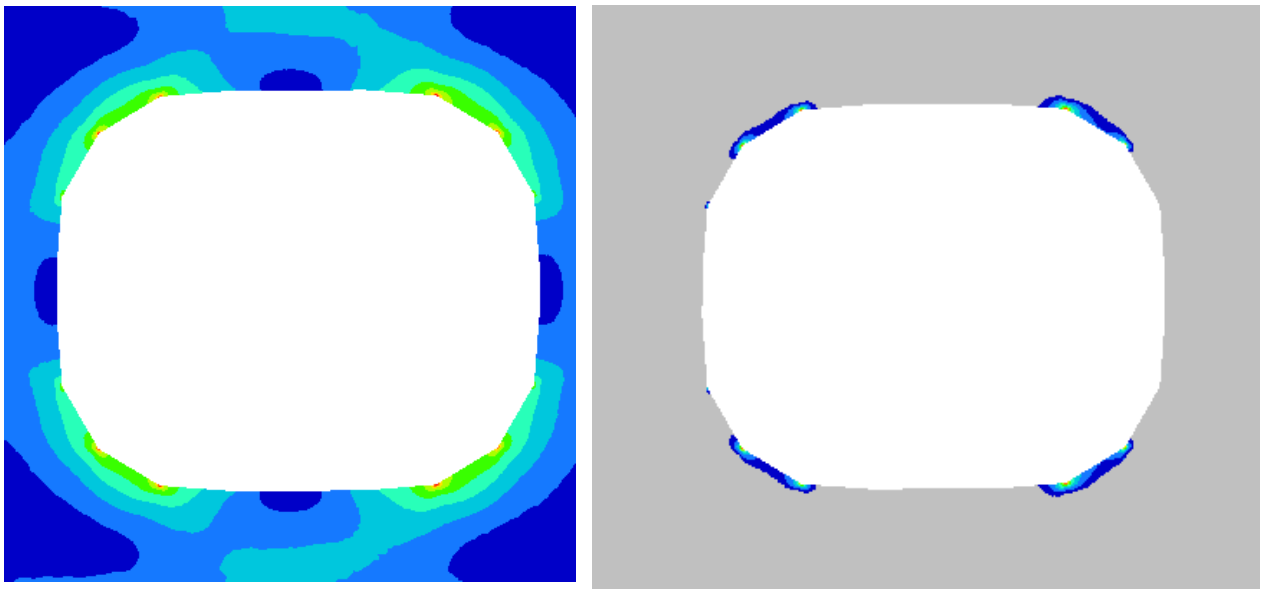


Figure 4.6 Contraintes de von Mises autour d'une ouverture sous un cas de chargement en cisaillement pur de 50 kN (à gauche). Éléments dépassant la limite d'élasticité pour le même cas de chargement (à droite). La zone grise correspond aux éléments ne dépassant pas cette limite

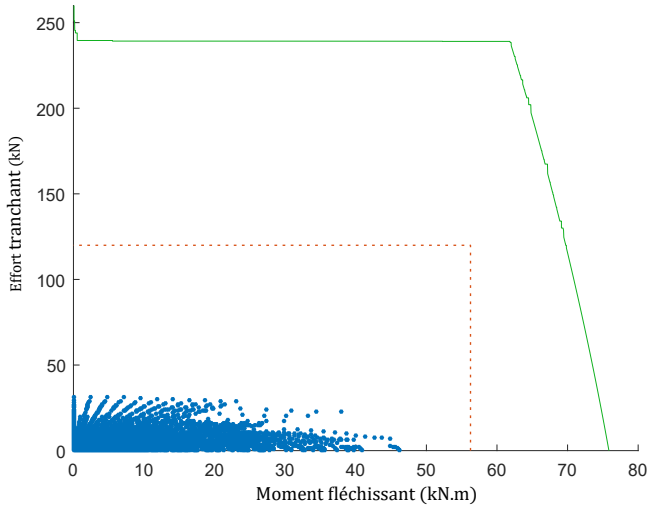


Figure 4.7 Limites de la poutre P102 sans ouverture calculées par éléments finis (—) et par la norme CSA S136 (- - -) comparées aux chargements supportés par les poutres du projet Keller (•)

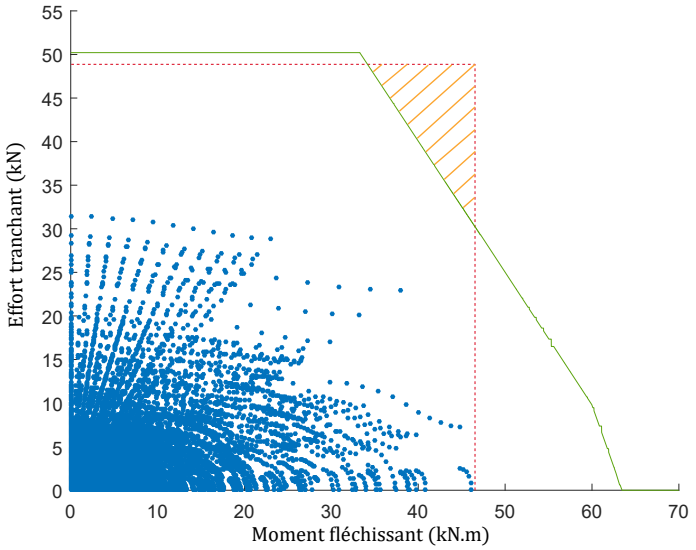


Figure 4.8 Limites de la poutre P102 avec ouvertures calculées par éléments finis (—) et par la norme CSA S136 (- - -) comparées aux chargements supportés par les poutres du projet Keller (•). La zone hachurée représente la zone de couplage entre les deux efforts internes où la section plastifie avant que les limites fixées par la norme soient atteintes.

4.3 Analyses des résultats

Nous pouvons constater sur la figure 4.7 que les limites en moment fléchissant pour la poutre sans ouverture sont de 76kN.m pour le calcul par éléments finis et de 57kN.m pour la norme. De même, les limites en effort tranchant sont de 239kN pour le calcul par éléments finis et de 120kN.m pour la norme. Ainsi, les valeurs calculées sont bien supérieures à celles données par la norme dans le cas sans ouverture, augmentant d'avantage les marges de sécurité. De plus, la différence est encore plus importante pour la limite en effort tranchant, doublant la marge de sécurité pour cet effort interne. Nous n'avons pas appliqué de coefficient de sécurité aux résultats par éléments finis alors que les valeurs données par la norme en possèdent. L'écart est donc moindre mais la marge de sécurité en effort tranchant reste toujours très élevée.

La figure 4.8 montre que la marge de sécurité en moment fléchissant a légèrement baissé dans le cas d'une poutre avec ouvertures. En effet, la limite passe de 57kN.m à 47kN.m pour la norme et de 76kN.m à 63kN.m pour le calcul par éléments finis. Les semelles n'ayant pas changé, cela explique que la marge de sécurité diminue légèrement. A l'inverse, nous pouvons noter que la marge de sécurité en effort tranchant a fortement diminué. Une baisse de 72kN pour la norme et de 189kN pour le calcul par éléments finis.

Une zone de couplage est notable pour des valeurs de moment fléchissant et d'effort tranchant respectivement de 40kN.m de 40kN. La présence de cette zone de couplage montre que l'utilisation des limites maximales pour chaque effort interne ne suffit pas pour déterminer toutes les marges de sécurité et ainsi vérifier la tenue d'un bâtiment. Nous recommandons aux ingénieurs chargés d'assurer que les designs respectent les normes, de vérifier que les validations des designs faites dans ADA considèrent bien l'interaction moment fléchissant/effort tranchant.

Nous pouvons voir sur la figure 4.6 que certaines zones autour des ouvertures viennent à plastifier lorsque la limite en effort tranchant est atteinte. Compte tenu de la taille de ces zones, soit la plastification est grandement tolérée dans le calcul donné par la norme, soit les ouvertures sont hors norme. Un essai expérimental sur une poutre P102 avec ouvertures permettrait de trancher sur l'impact de ces zones sur la tenue de la poutre.

De plus, notre calcul se basant sur l'apparition de la première plastification, les valeurs limites sont fortement diminuées. Or la présence d'angle dans notre modèle génère des concentrations de contraintes qui réduisent fortement notre limite en effort tranchant. Nous avons donc choisi de négliger 2% des éléments.

Enfin, le cas de chargement en cisaillement pur corrigé génère une contrainte de cisaillement $9,67\%$ plus élevée au niveau des coins des ouvertures que les cas de chargement réels en effort tranchant. Notre calcul est donc plus conservateur et il est possible que la zone d'interaction soit plus petite voir inexistante. Notre limite en effort tranchant reste très légèrement supérieure à celle de la norme CSA S136 car aucun facteur de sécurité ne lui a été appliqué.

4.4 Conclusion

Nous venons de voir que les marges de sécurité calculées par éléments finis sont proches de celles calculées par la norme CSA S136 dans le cas d'une poutre P102 avec ouvertures. Le cas sans ouverture montre bien l'importante résistance à l'effort tranchant générée par la double épaisseur d'acier dans l'âme.

Nous allons donc optimiser la poutre P102 en diminuant la marge de sécurité en effort tranchant et en gardant la même pour le moment fléchissant. Nous déterminerons par la suite les ouvertures au niveau de l'âme nécessaires au passage de la ventilation de la nouvelle section.

CHAPITRE 5 OPTIMISATION DE LA POUTRE P102

Ce chapitre présente les deux optimisations réalisées sur la poutre P102 en se basant sur l'utilisation réelle qui est faite des poutres dans les designs de maison telle que nous l'avons étudiée au chapitre 4. Au vu de ces données, il apparait que les semelles de la poutre P102 sont adéquates alors que son âme est surdimensionnée. La première optimisation est axée sur le profilé de la poutre P102 afin de diminuer la marge de sécurité en effort tranchant importante visible dans le cas sans ouverture. La deuxième optimisation est une optimisation topologique visant à obtenir la forme des ouvertures les plus grandes tout en gardant une marge de sécurité en effort tranchant similaire au design actuel.

5.1 Méthodologie

5.1.1 Profilés optimaux

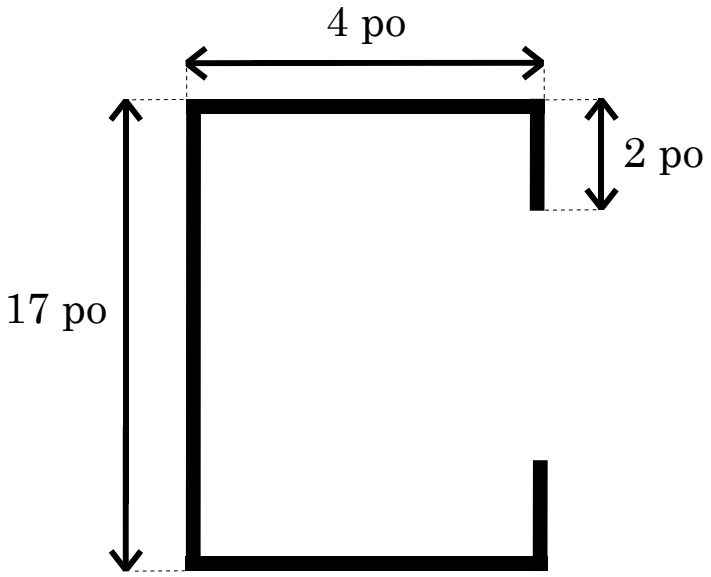
Le chapitre précédent montre que la résistance au moment fléchissant est critique pour la poutre P102. Nous ne pouvons donc pas réduire les dimensions des semelles pour éviter de diminuer cette résistance. La hauteur de la poutre étant fixée à 17 pouces pour respecter la méthode de conception des maisons de l'entreprise partenaire, le choix d'augmenter la hauteur de la section de la poutre pour pouvoir réduire la dimensions des semelles n'est pas envisageable. De même, la largeur maximale des poutres P102 étant de 4 pouces, il n'est pas possible d'élargir les semelles. Les paragraphes suivants décrivent les solutions permettant d'éviter cette double épaisseur tout en respectant les contraintes de création de membrures formées à froid et de conception des maisons. Les valeurs d'efforts internes limites pour chaque profilé sont montrées dans la section résultats de ce chapitre. Ces valeurs ont été calculées en utilisant les équations de la théorie des poutres.

Profilé en C

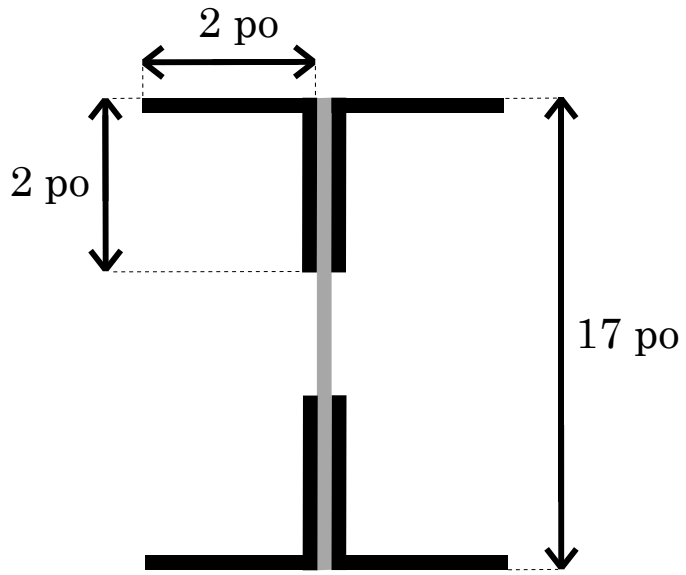
La solution du profilé en C avec des semelles aussi larges que celles de la poutre actuelle convient au problème de la double épaisseur. De plus la création de cette poutre est plus simple car elle est uniquement constituée d'une plaque d'acier pliée. Un pliage supplémentaire de 2 pouces est effectué au bout des semelles afin de pouvoir fixer des poutres du coté ouvert du C ainsi que de diminuer le voilement local des semelles. La section est représentée en figure 5.1a. La vérification du flambement local de la semelle utilise le même cas de chargement que celui en flexion pure décrit dans le chapitre 2.

Profilé en I modulaire

Le profilé actuel et la solution de la poutre en C ne permettent pas d'avoir des épaisseurs différentes au niveau de l'âme et des semelles. Un design de profilé constitué de plusieurs éléments ayant chacun sa propre épaisseur permet de palier à ce problème. Le profilé en I modulaire est constitué d'une plaque et de quatre fer angles assemblés ensemble pour former un profilé en I. La plaque est large de 17 pouces et les fer angles ont des dimensions de 2 pouces par 2 pouces comme présenté en figure 5.1b.



(a) Section en C (échelle non réspectée)



(b) Section en I modulaire (échelle non respectée)

Figure 5.1 Nouveaux profilés de la poutre P102

Il est ainsi possible de créer des semelles plus épaisses ayant une résistance au moment fléchissant plus grande tout en gardant la même épaisseur d'âme. Le désavantage de ce profilé vient de l'assemblage supplémentaire. Cependant, l'utilisation moindre d'acier dans l'âme permet de diminuer le coût en matériau de base qui peut réduire le coût d'assemblage.

5.1.2 Optimisation topologique des ouvertures

Les poutres de l'entreprise partenaire possèdent des ouvertures pour faire passer les câbles et les canalisations de la maison. L'objectif est de générer les ouvertures les plus grandes possibles dans l'âme des nouveaux profilés avec une marge de sécurité égale à celle actuelle. Il aurait été possible de diminuer encore plus cette marge de sécurité, mais il se peut que certains projets non étudiés possèdent des valeurs d'effort tranchant plus proche de la limite que le projet Keller. De plus, dans le cas de semelles renforcées, la limite en effort tranchant deviendrait critique bien avant que la limite en moment fléchissant soit atteinte.

Élément de poutre P102

Les poutres P102 servent de structure de base sur laquelle des raidisseurs secondaires viennent se rattacher. Il est aussi possible d'avoir une poutre P102 venant se rattacher sur d'autres poutres P102. Pour permettre le raccord entre ces poutres, il est nécessaire d'avoir des zones sans ouverture dans l'âme larges de 4 pouces. Cependant, l'emplacement des raccords varie selon les projets générant ainsi plusieurs modèles de poutre P102 pour une même longueur.

L'emplacement des raccords étant une zone de non design pour notre optimisation, il faudrait générer autant de modèles d'optimisation que d'emplacements possibles pour chacune des longueurs. Pour éviter d'étudier autant de modèles différents, nous avons choisi d'optimiser des éléments de base de la poutre P102. Les zones sans ouverture peuvent être espacées de 20, 30, 40 ou 60 pouces le long de la poutre. Optimiser l'âme de la poutre dans sa totalité revient à optimiser l'âme entre chaque ouverture. Des éléments de poutre correspondant aux différentes longueurs possibles entre chaque ouverture ont donc été optimisés. Leur imbrication permet de générer toutes les longueurs et tous les emplacements de zones sans ouverture possibles. L'imbrication se fait dans la phase de conception des poutres afin de générer le modèle final de la poutre P102 qui sera manufacturé par la suite. Nous avons modélisé quatre éléments de poutre (correspondant aux différents espacements entre les zones sans ouverture) pour deux épaisseurs différentes : $\frac{1}{8}$ et $\frac{3}{16}$ de pouce.

Modèle d'optimisation topologique

Nous avons utilisé l'optimisation topologique sur l'âme des éléments de poutre P102 pour connaitre la taille des ouvertures maximales possibles. L'objectif de l'optimisation est la réduction de l'aire de l'âme et les contraintes d'optimisation sont des limites maximales sur les déplacements et les contraintes de la surface. Le respect du HandBook of Steel Construction implique un déplacement maximal de $L/360$ au niveau de la face non encastrée (L étant la longueur de l'élément de poutre étudiée). Le déplacement maximal devient pour les éléments de 20, 30, 40 et 60 pouces respectivement : 2,88mm, 4,33mm, 5,77mm et 8,66mm.

La contrainte maximale est la contrainte de plastification valant 227MPa. Le cas de chargement utilisé est uniquement le cas de chargement en cisaillement pur corrigé car la zone optimisée est peu affectée par le moment fléchissant.

Le design final de l'élément de poutre peut ou non posséder tous les trous suggérés par l'optimisation topologique. Enfin, les éléments de poutres possédant un plan de symétrie à la moitié de leur longueur, nous avons modélisé uniquement la moitié du design final possible.

5.2 Résultats

Les figures 5.2 et 5.3 représentent le premier mode de flambement sous un cas de chargement en flexion pure pour la section en C sans et avec replis. La couleur rouge indique les zones où les amplitudes de flambement sont maximales et la couleur bleu les zones où elles sont minimales.

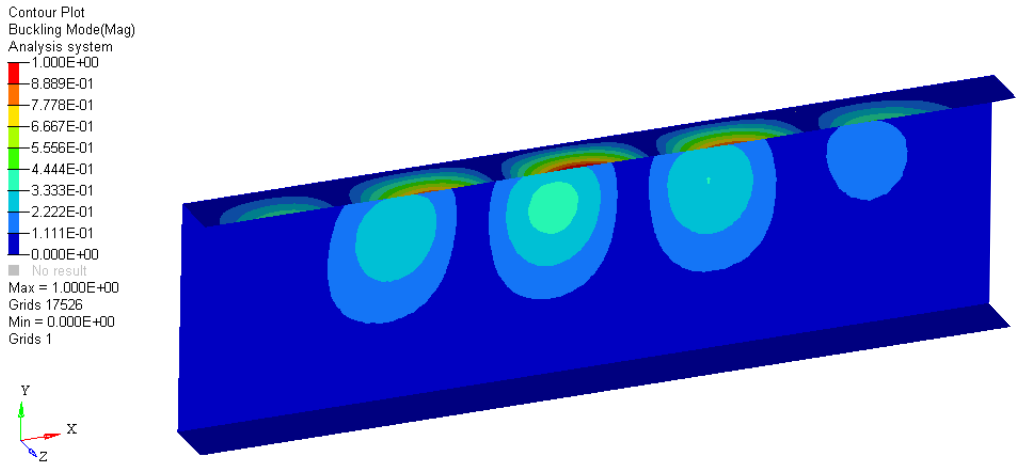


Figure 5.2 Premier mode de flambement de la section en C sans repli pour un cas en flexion pure ($M_{flamb} = 34,3$kN.m)

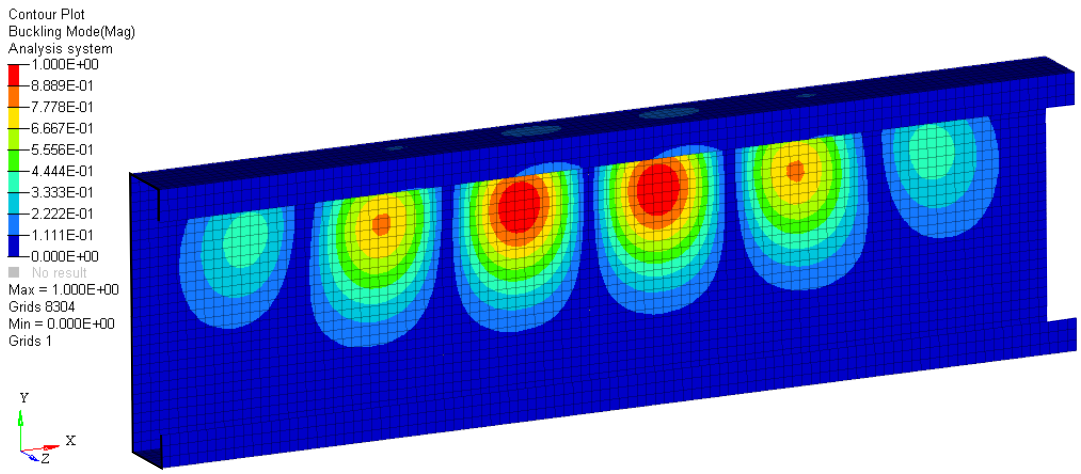


Figure 5.3 Premier mode de flambement de la section en C avec repli pour un cas en flexion pure ($M_{flamb} = 92,7$kN.m)

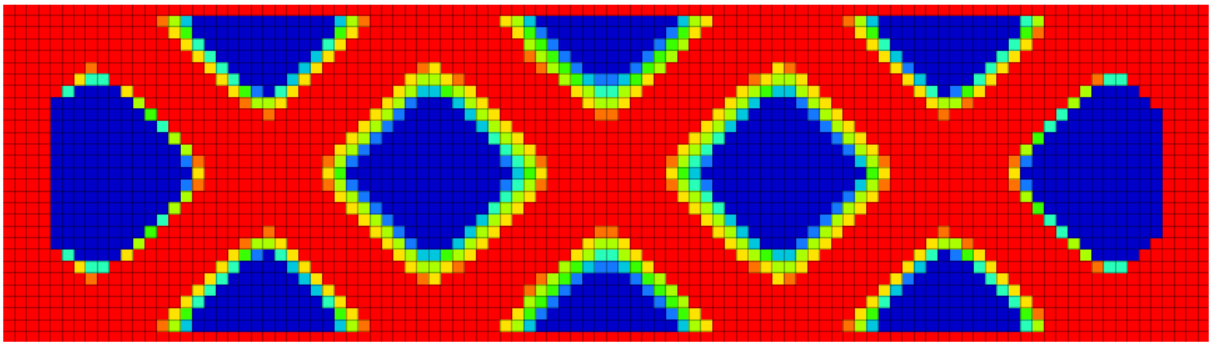
Le tableau 5.1 présente le second moment de section ainsi que les valeurs d'efforts internes limites pour chaque profilé pour différentes épaisseurs.

Tableau 5.1 Second moment de section et efforts internes limites de chaque profilé pour différentes épaisseurs (critère de plastification)

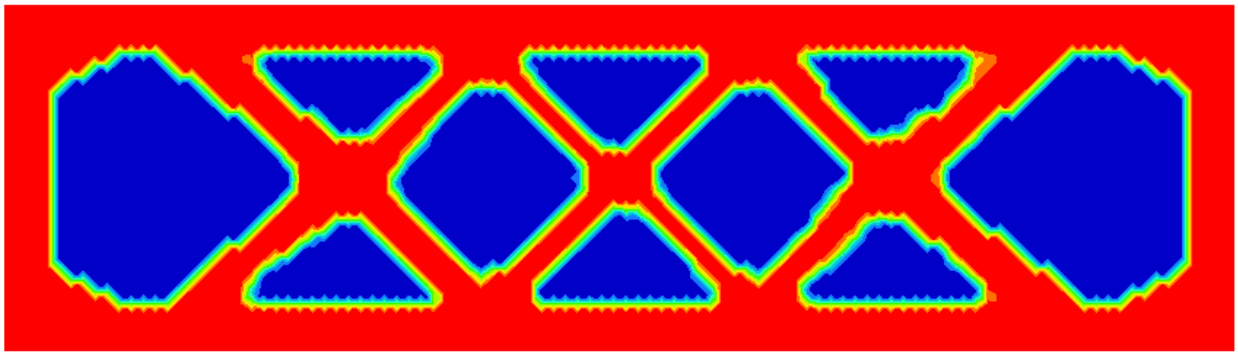
Section P102	Actuel	C sans repli	C avec replis		I modulaire
Épaisseur (po)	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$
Second moment de section ($10^6 mm^4$)	70,4	50	61,4	90,8	72,8
V_{max} (kN)	239	128	130	196	133
M_{max} (kn.m)	75,1	53,3	64,7	96,9	77,7

L'optimisation topologique attribue une densité à chaque élément du maillage. Une densité de 1 suggère que l'élément est nécessaire au maintien de la poutre. A l'inverse une densité de 0 suggère que l'élément ne contribue pas et qu'il peut être négligé. Les figures 5.4a, 5.4b et 5.4c montrent l'optimisation topologique de l'élément de poutre de 60 pouces pour trois épaisseurs.

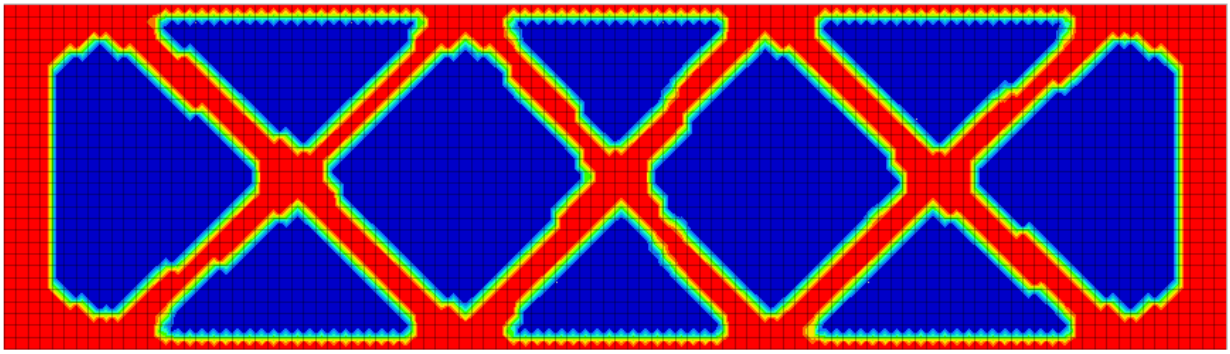
Les figures 5.5a, 5.5b et 5.5c montrent un design final possible de trois éléments. Les vérifications des contraintes d'optimisation sont présentées en annexe B. Les optimisations réalisées sur les autres segments sont présentées en annexe C.



(a) Optimisation topologique du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

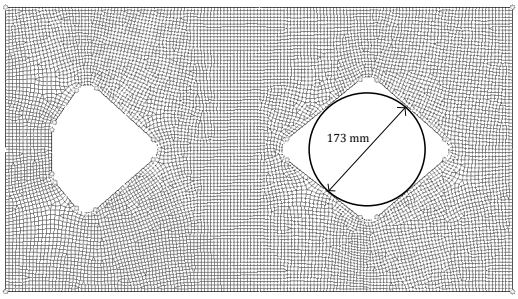


(b) Optimisation topologique du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$

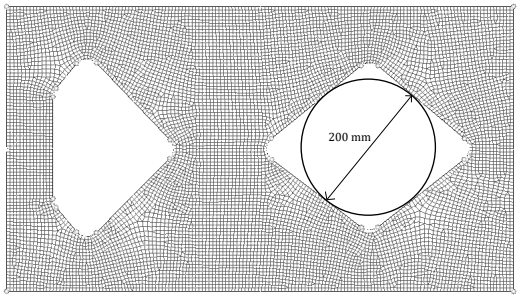


(c) [Optimisation topologique du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$

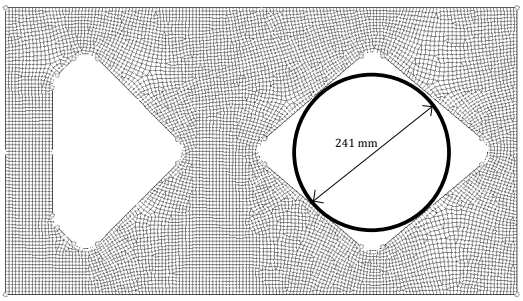
Figure 5.4 Optimisation topologique du segment de 60 pouces pour trois épaisseurs différentes. Les couleurs bleu et rouge représentent respectivement une densité de 0 et de 1



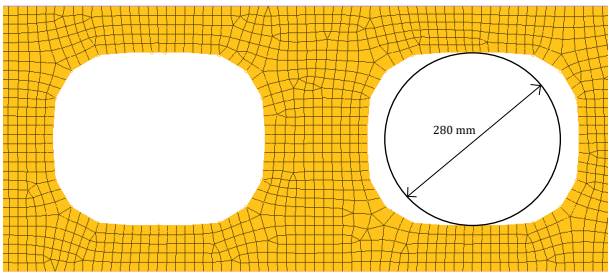
(a) Design possible de la moitié du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$. Diamètre d'ouverture : 173mm



(b) Design possible de la moitié du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$. Diamètre d'ouverture : 200mm



(c) Design possible de la moitié du segment de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$. Diamètre d'ouverture : 241mm



(d) Ouvertures du design actuel. Diamètre d'ouverture : 280mm

Figure 5.5 Ouvertures du design actuel et design possible de la moitié du segment de 60 pouces pour trois épaisseurs différentes

5.3 Analyse des résultats

Nous pouvons voir sur la figure 5.2 que la valeur du moment fléchissant générant un voilement local des semelles est de $34,3$kN.m. Cependant, le tableau 5.1 montre que la résistance maximale au moment fléchissant du profilé en C sans repli avec critère de plastification est de $53,3$ kN.m. Ainsi, le voilement local apparait avant la plastification des semelles.

Le cas inverse se produit lorsqu'un repli est ajouté à la section en C. En effet, la figure 5.3 montre que le moment fléchissant induisant un voilement est de $92,7$kN.m alors que la plastification apparait pour une valeur de $67,7$kN.m.

L'utilisation de ce profilé avec une épaisseur d'un huitième de pouce ne convient pas aux longues poutres. En effet, les valeurs du moment fléchissant augmentent avec la longueur de la poutre sauf dans le cas en flexion pure (cas théorique). Bien que les semelles restent inchangées, la diminution par deux de l'épaisseur de l'âme réduit de 12% la résistance maximale en moment fléchissant, visible dans le tableau 5.1. Or, nous avons vu que la limite en

moment fléchissant était presque atteinte dans le projet Keller. L'utilisation du profilé en C dans les mêmes conditions que le profilé actuel dans le projet Keller deviendrait alors critique à cause de cette diminution de résistance au moment fléchissant.

Une épaisseur de trois seizième de pouce pour le profilé en C augmente la limite en moment fléchissant de $75,1$kN.m à $96,9$kN.m tout en diminuant celle de l'effort tranchant à 130kN. Un tel profilé en C est donc utile pour les poutres longues mais il impose une plus grande épaisseur dans l'âme par rapport au profilé en C précédent.

Le profilé en I modulaire permet d'utiliser une épaisseur d'âme d'un huitième de pouce sans diminuer la résistance en moment fléchissant. La valeur du moment fléchissant limite est augmentée de 2% par rapport au profilé actuel grâce aux fer angles.

La forme des ouvertures suggérée dans les figures 5.5a, 5.5b et 5.5c représente la taille maximale possible des ouvertures dans l'âme. Il est possible de changer leur forme pour limiter les concentrations de contrainte. De plus, toutes les ouvertures possibles n'ont pas été intégrées dans le design mais nous avons voulu nous concentrer uniquement sur les plus grandes. Nous pouvons aussi remarquer sur la figure 5.5 que la taille des ouvertures augmente avec l'épaisseur. Un cercle a été ajouté afin de visualiser cette augmentation de taille et permettre de comparer les ouvertures de chaque design.

Les conduits de ventilation utilisés dans les maisons étant rectangulaires, les ouvertures générées par l'optimisation topologique diminuent la taille maximale des conduits de ventilation par rapport aux ouvertures actuelles. Enfin, bien qu'une âme utilisant une épaisseur d'un quart de pouce a été optimisée, la taille maximale pour les conduits de ventilation reste inférieure au design actuel. Une telle différence s'explique par le fait que nos ouvertures ne plastifient pas jusqu'aux limites d'efforts internes, ce qui n'est pas le cas des ouvertures du design actuel. Nous nous sommes restreints au domaine purement élastique alors que les limites fixées pour les ouvertures du design actuel tolèrent une légère plastification, comme vu en revue de littérature.

5.4 Conclusion

Nous venons de voir deux profilés possibles pour la poutre P102 qui permettent de réduire la marge de sécurité importante en effort tranchant : un profilé en C et un profilé en I modulaire.

Les éléments de poutre permettent d'obtenir toutes les configurations possibles de poutre P102. Cependant, leur optimisation topologique a montré qu'il n'était pas possible d'obtenir des ouvertures permettant de faire passer tous les types de conduits de ventilation utilisés dans les maisons de l'entreprise partenaire tout en restant dans le domaine élastique. Nous

pouvons cependant noter l'augmentation de la taille des ouvertures lorsque l'épaisseur des éléments de poutre augmente.

CHAPITRE 6 CONCLUSION

6.1 Synthèse des travaux

Cette étude nous a permis de constater que les poutres des maisons de l'entreprise partenaire n'étaient pas utilisées au maximum de leur potentiel et qu'il était possible de les optimiser afin de réduire leurs marges de sécurité.

Nous avons tout d'abord montré que dans le projet Keller, 75% des poutres n'étaient utilisées qu'à 20% de leur capacité en moment fléchissant. Bien que quelques poutres atteignaient 97% de cette capacité, le maximum atteint en effort tranchant était de 67%. Les autres projets étudiés ont des marges de sécurité encore plus importantes.

Comme les marges de sécurité proviennent des calculs donnés par la norme CSA S136, nous avons voulu calculer les limites données par le calcul par éléments finis afin de les comparer. Nous avons calculé les courbes d'interactions permettant de voir la zone dans laquelle la poutre ne plastifie pas à l'aide de deux cas de chargement. Nous avons constaté que pour une poutre sans ouverture, les marges de sécurité étaient encore plus grandes que celles données par la norme. Enfin, les marges de sécurité pour la poutre avec ouvertures sont du même ordre de grandeur que celles données par la norme bien qu'aucun facteur de sécurité ne soit appliqué aux calculs par éléments finis. Cependant le calcul par éléments finis nous a montré que la plastification apparaissait pour des valeurs de moment fléchissant et d'effort tranchant inférieures aux limites lorsque les deux efforts internes sont présents.

Nous avons ensuite remarqué que l'importante marge de sécurité en effort tranchant provenait de la double épaisseur d'acier présente dans l'âme de la poutre P102. Nous avons donc cherché à déterminer les profilés permettant d'éviter cette double épaisseur tout en respectant les règles de conception des maisons de l'entreprise partenaire et des membrures formées à froid. Les deux solutions que nous avons retenu sont le profilé en C et le profilé en I modulaire constitué de 5 éléments : une plaque et 4 fer angles.

Chaque longueur de poutre possède plusieurs modèles en fonction de l'emplacement des zones sans ouverture nécessaires au raccord avec des raidisseurs secondaires. L'emplacement de ces zones varie entre 20 et 60 pouces. Nous avons donc étudié quatre éléments de base de la poutre P102 correspondant aux quatre différentes longueurs possibles entre deux zones sans ouverture. L'imbrication de ces éléments de poutre permettent de générer toutes les longueurs et tous les modèles possibles.

Finalement nous avons optimisé ces éléments de poutres afin de déterminer les ouvertures les

plus grandes possibles. Pour cela nous avons utilisé l'optimisation topologique sur l'âme des éléments de poutre. Les résultats nous ont montré que les ouvertures possibles imposaient une taille maximale de conduit de ventilation plus petite que celle des ouvertures actuelles. Cette taille maximale moindre est due à l'âme plus mince utilisée dans les nouveaux designs ainsi qu'une contrainte de non plastification de la section jusqu'aux limites des efforts internes. Cependant, l'augmentation de l'épaisseur de l'âme de $\frac{1}{8}po$ à $\frac{1}{4}po$ implique des ouvertures plus grandes et permet d'accommoder la taille maximale des conduits de ventilation en fonction des besoins.

6.2 Limitations de la solution proposée et Améliorations futures

Le cas de chargement en cisaillement pur est un cas de chargement théorique qui génère une répartition des efforts internes différents des cas de chargement en effort tranchant réels, comme vu dans le chapitre 4. En effet, les contraintes proches de la fibre neutre de la poutre sont diminuées et celles proches de la semelle sont augmentées. Une méthode permettant d'obtenir les contraintes d'un effort tranchant sans le moment fléchissant induit nous éviterait d'avoir à imposer un cas de cisaillement pur plus élevé afin de rester conservateur. Ce nouveau cas de chargement pourrait ainsi donner des résultats plus précis lors de l'optimisation topologique mais aussi lors du calcul des courbes d'interaction.

La profilé en C est une solution simple à appliquer mais son asymétrie peut s'avérer problématique. Nous avons négligé la torsion que peut générer ce profilé et peut ainsi poser des problèmes selon les agencements. De plus, une colonne peut venir s'appuyer sur le dessus des poutres P102 selon les projets, ce qui peut causer un voilement de la section supérieure du profilé en C. De même il peut être compliqué de venir connecter une autre poutre sur le coté ouvert du C. La solution consistant à placer une plaque sur le coté ouvert du C pour venir le renforcer reste encore à étudier.

Pour limiter l'impact des nouvelles solutions sur les critères de conception de l'entreprise partenaire, nous avons respecté les dimensions qui nous étaient imposées pour la poutre P102. En effet, des poutres plus hautes ou plus larges auraient permis d'augmenter la marge de sécurité en moment fléchissant. Cependant, de telles poutres auraient modifié grandement le système de connexion entre les différents éléments de la structure. Néanmoins, ces nouvelles dimensions permettent d'augmenter la longueur maximale des poutres P102 et l'espacement entre celles-ci.

Un critère économique aurait pu être intégré à l'étude afin de rendre de compte de l'impact de notre optimisation sur le coût final d'une structure.

Les autres membrures n'ont pas été étudiées mais notre méthodologie peut parfaitement leurs être appliquée. De même, la possibilité de transposer notre étude à d'autres domaines est tout à fait possible. En effet, notre méthodologie peut s'averer utile dans le domaine de l'aéronautique comme dans l'étude de Zhu et al. (2016) où les courbes d'interactions pourraient alors rendre compte des marges de sécurité des pièces d'avion.

RÉFÉRENCES

K. Chung, C. Liu, et A. Ko, “Steel beams with large web openings of various shapes and sizes : an empirical design method using a generalised moment-shear interaction curve”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 59, no. 9, pp. 1177–1200, 2003.

R. B. Cruise et L. Gardner, “Strength enhancements induced during cold forming of stainless steel sections”, *Journal of constructional steel research*, vol. 64, no. 11, pp. 1310–1316, 2008.

W. Dai, M. Ma, et J. Chen, “The thermal fatigue behavior and cracking characteristics of hot-rolling material”, *Materials Science and Engineering : A*, vol. 448, no. 1, pp. 25–32, 2007.

J. Davies, “Recent research advances in cold-formed steel structures”, *Journal of constructional steel research*, vol. 55, no. 1, pp. 267–288, 2000.

J. D. Deaton et R. V. Grandhi, “A survey of structural and multidisciplinary continuum topology optimization : post 2000”, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 49, no. 1, pp. 1–38, 2014.

A. El-Sheikh, E. El-Kassas, et R. Mackie, “Performance of stiffened and unstiffened cold-formed channel members in axial compression”, *Engineering structures*, vol. 23, no. 10, pp. 1221–1231, 2001.

M. Hanna, “Failure loads of web panels loaded in pure shear”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 105, pp. 39–48, 2015.

R. Landolfo, F. Mazzolani, et L. Fiorino, “Cold-formed steel structures : Advances in research and design”, dans *International Colloquium Recent Advances and New Trends in Structural Design*, 2004, pp. 7–8.

J. Leng, J. K. Guest, et B. W. Schafer, “Shape optimization of cold-formed steel columns”, *Thin-Walled Structures*, vol. 49, no. 12, pp. 1492–1503, 2011.

M. Macdonald, M. Heiyantuduwa, et J. Rhodes, “Recent developments in the design of cold-formed steel members and structures”, *Thin-Walled Structures*, vol. 46, no. 7, pp. 1047–1053, 2008.

B. W. Schafer, “Cold-formed steel structures around the world”, *Steel Construction*, vol. 4, no. 3, pp. 141–149, 2011.

P. O. Thomasson, “The new european recommendations for the design of light gauge steel members”, 1986.

K. D. Tsavdaridis et C. D’Mello, “Web buckling study of the behaviour and strength of perforated steel beams with different novel web opening shapes”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, no. 10, pp. 1605–1620, 2011.

K. D. Tsavdaridis et C. DḾello, “Optimisation of novel elliptically-based web opening shapes of perforated steel beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 76, pp. 39–53, 2012.

W.-W. Yu et R. A. LaBoube, “Cold-formed steel design, fourth edition”, 2010.

J.-H. Zhu, W.-H. Zhang, et L. Xia, “Topology optimization in aircraft and aerospace structures design”, *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 23, no. 4, pp. 595–622, 2016.

ANNEXE A EFFORTS INTERNES DES SEGMENTS DE POUTRE DES PROJETS BRACE ET ALPHEIOS

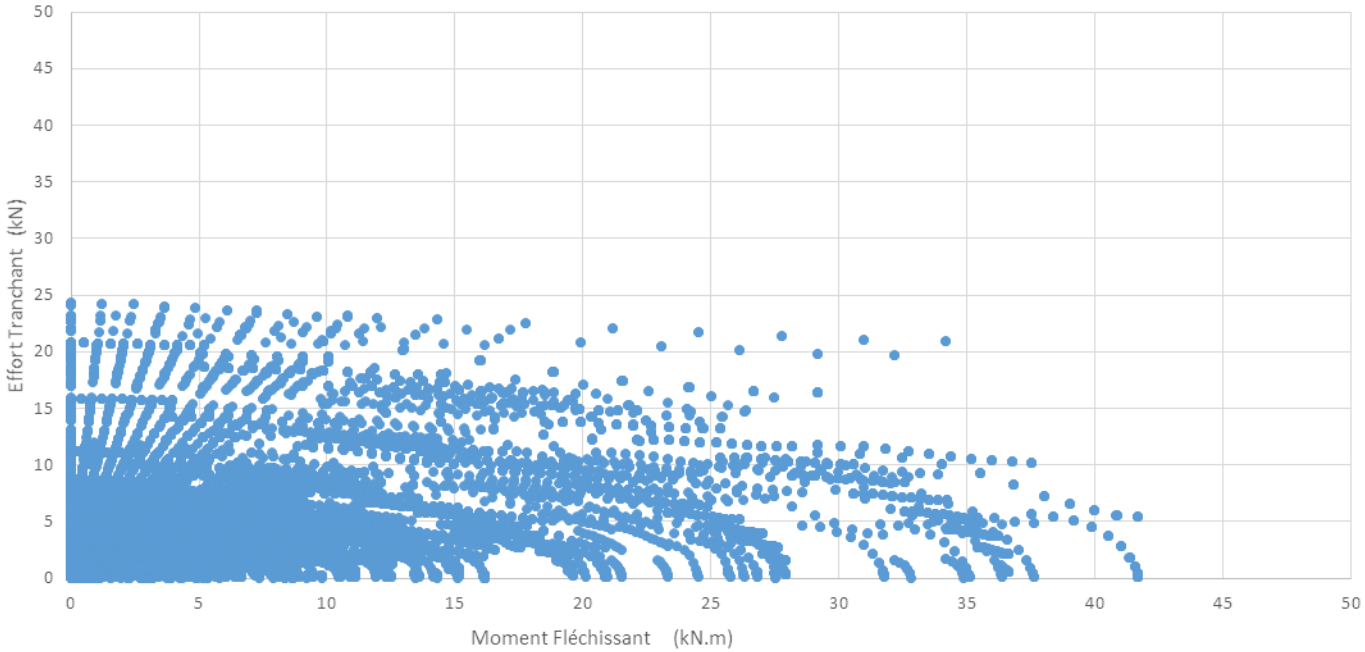


Figure A.1 Efforts internes des segments de poutre du projet Brace sous la totalité des cas de chargement

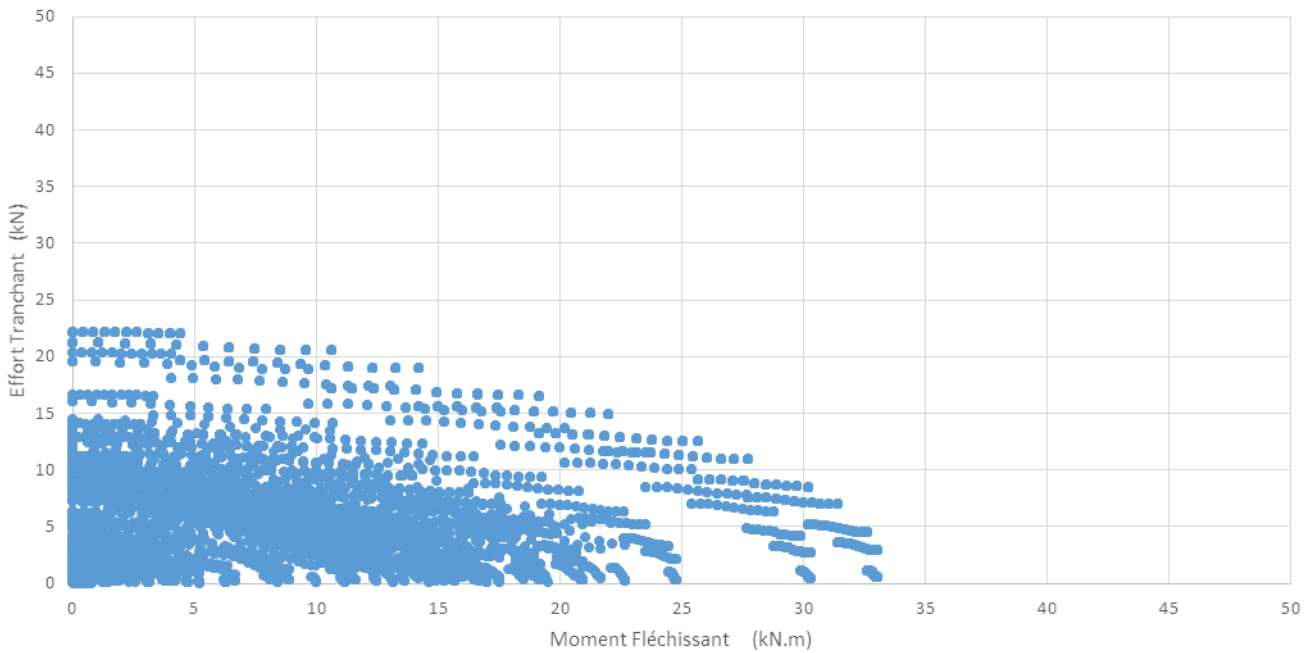


Figure A.2 Efforts internes des segments de poutre du projet Alpheios sous la totalité des cas de chargement

ANNEXE B VALIDATIONS DES DESIGNS DU SEGMENT DE POUTRE DE 60 POUCES POUR TROIS ÉPAISSEURS POSSIBLES

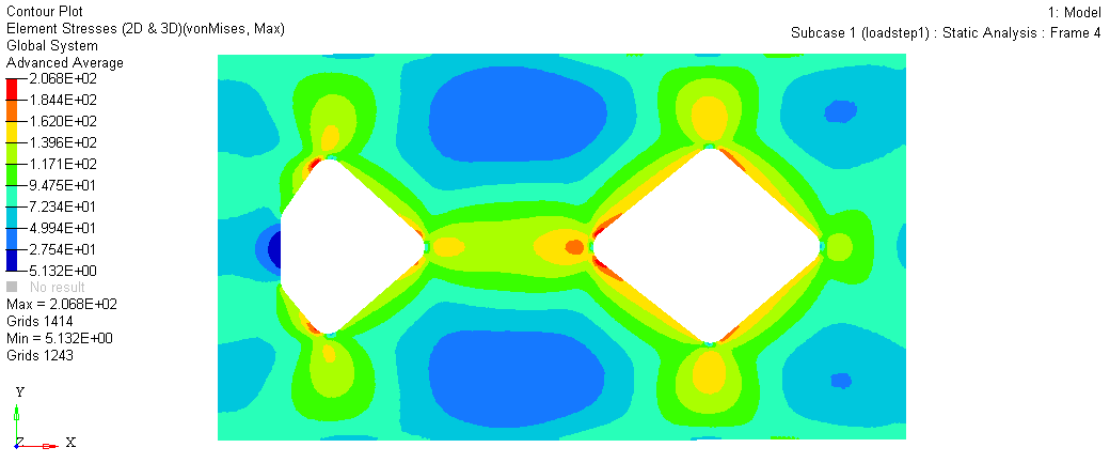


Figure B.1 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

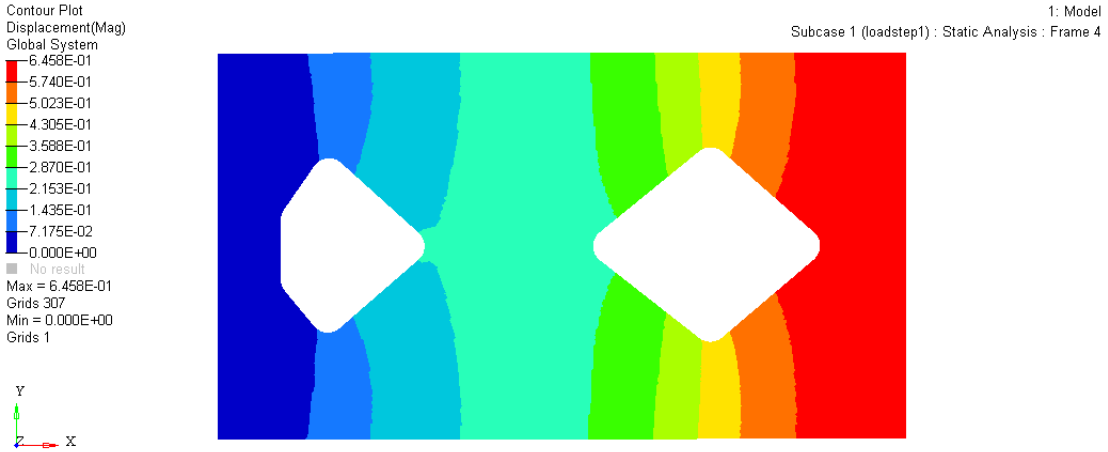


Figure B.2 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

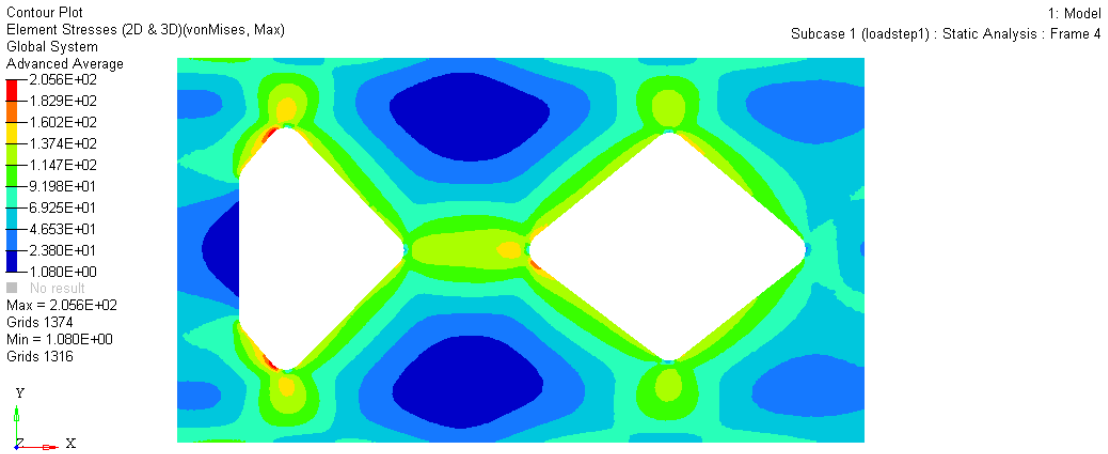


Figure B.3 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$

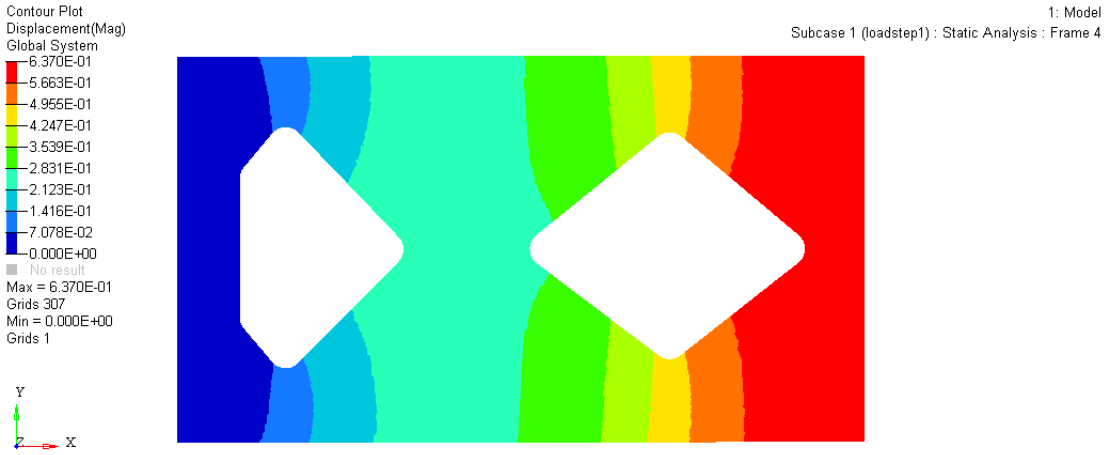


Figure B.4 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$

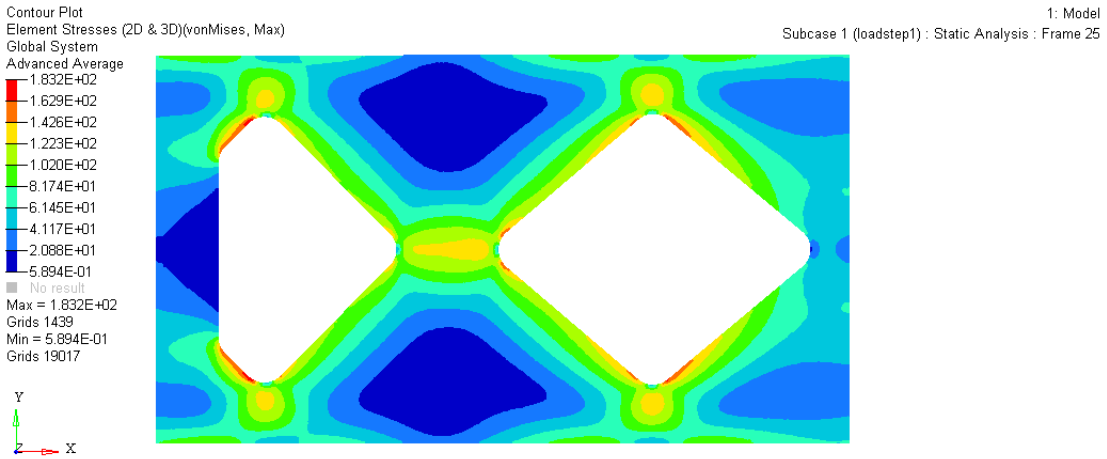


Figure B.5 Contraintes de Von Mises du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$

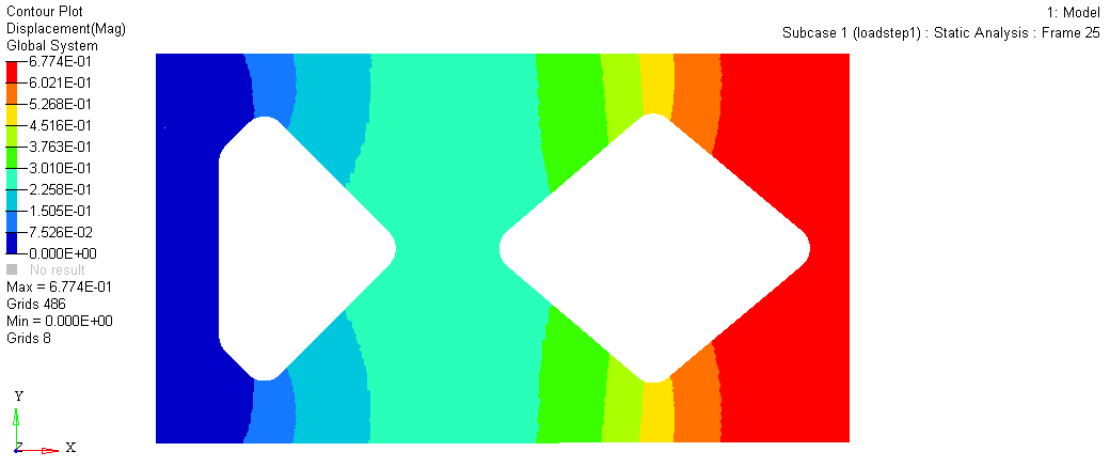


Figure B.6 Déplacements du design de l'élément de poutre de 60 pouces d'épaisseur $\frac{1}{4}po$

ANNEXE C OPTIMISATION TOPOLOGIQUE DES ÉLÉMENTS DE POUTRE DE 20, 30 ET 40 POUCES POUR DES ÉPAISSEURS DE $\frac{1}{8}$ po ET $\frac{3}{16}$ po

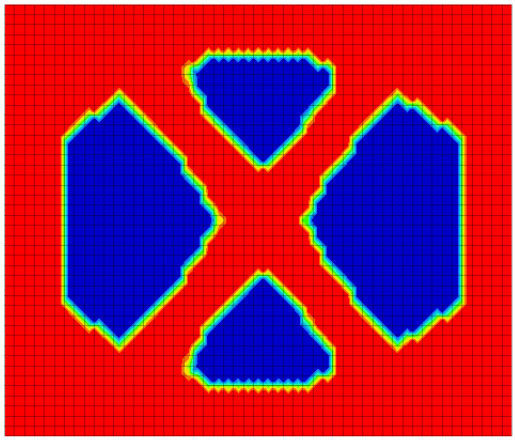


Figure C.1 Optimisation topologique du segment de poutre de 20 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

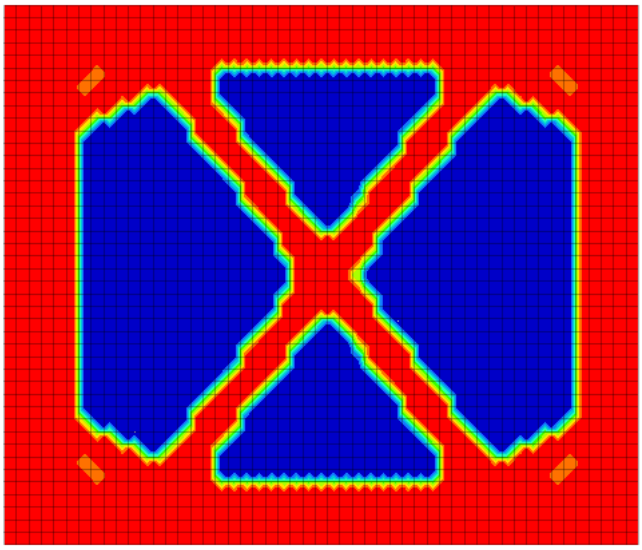


Figure C.2 Optimisation topologique du segment de poutre de 20 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$

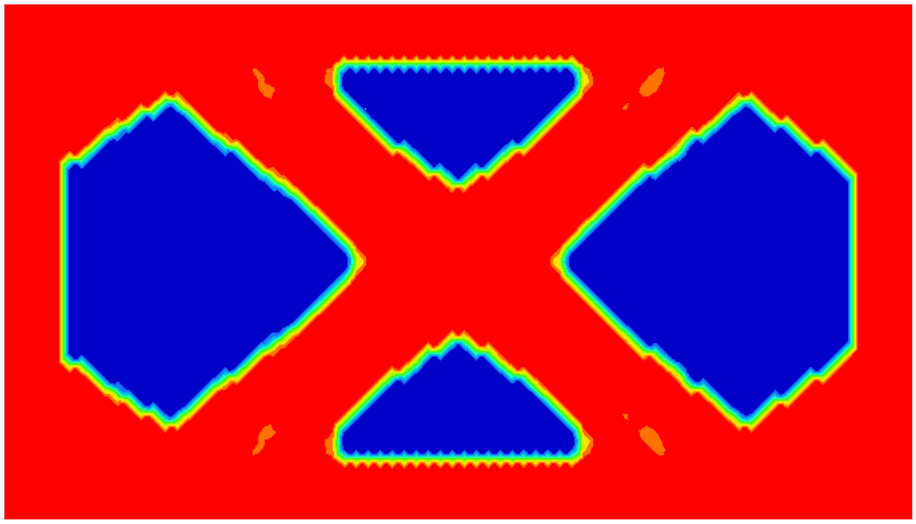


Figure C.3 Optimisation topologique du segment de poutre de 30 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

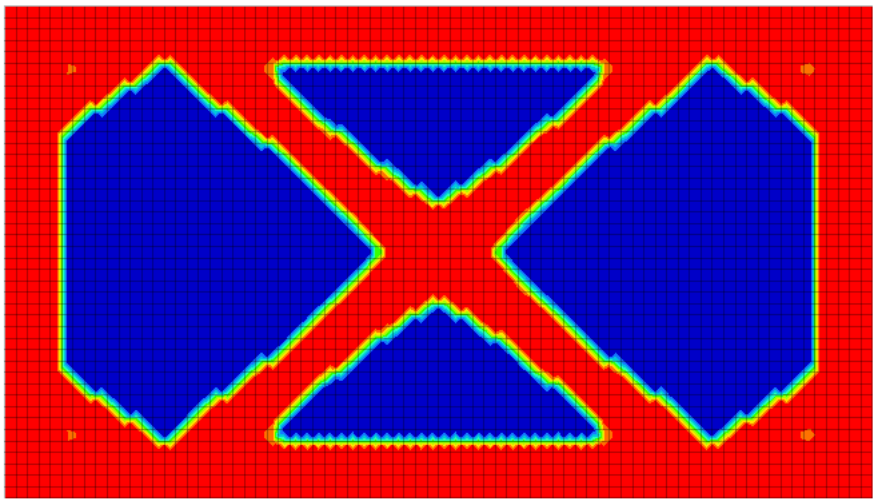


Figure C.4 Optimisation topologique du segment de poutre de 30 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$

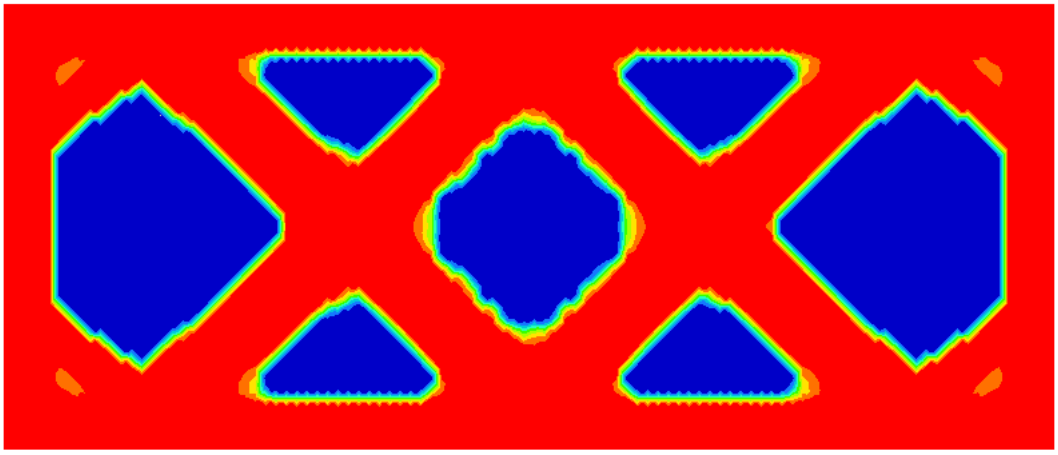


Figure C.5 Optimisation topologique du segment de poutre de 40 pouces d'épaisseur $\frac{1}{8}po$

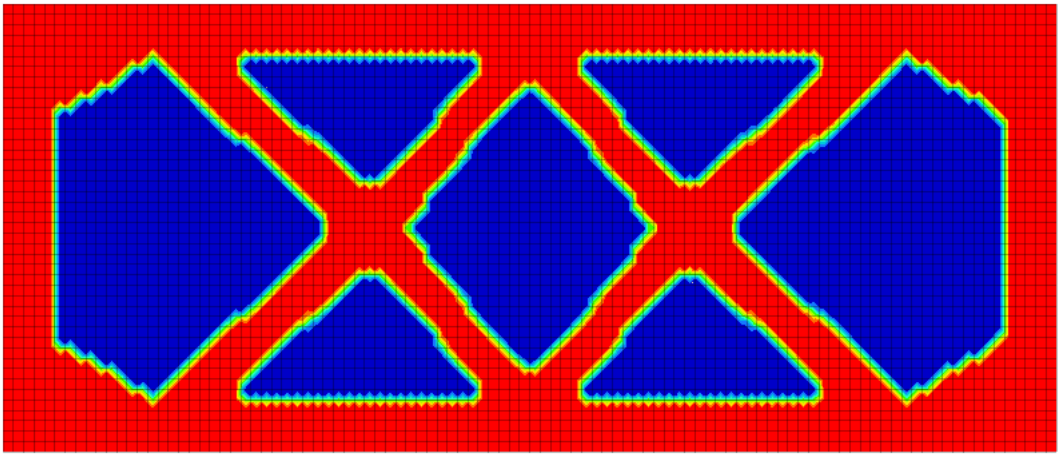


Figure C.6 Optimisation topologique du segment de poutre de 40 pouces d'épaisseur $\frac{3}{16}po$