

## Intérêt économique de l'acier à haute résistance dans les structures de type portique

**Auteur :** De Bastiani, Nadège

**Promoteur(s) :** Demonceau, Jean-François; Saufnay, Loris

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

**Diplôme :** Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

**Année académique :** 2024-2025

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/23169>

---

### Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.

---

---

# Intérêt économique de l'acier à haute résistance dans les structures de type portique

---

DE BASTIANI NADÈGE

**Travail de fin d'études présenté en vue de l'obtention du grade de :**

INGÉNIEUR CIVIL DES CONSTRUCTIONS

**Promoteur :** JEAN-FRANÇOIS DEMONCEAU

**Encadrant :** LORIS SAUFNAY

**Membres du jury :**

JEAN-FRANÇOIS DEMONCEAU, LORIS SAUFNAY,  
BOYAN MIHAYLOV, SÉBASTIEN SERET

**Année académique : 2024 – 2025**

# Remerciements

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à celles et ceux qui m'ont accompagnée et soutenue tout au long de ce travail.*

*Tout d'abord, je remercie sincèrement mon promoteur, Monsieur Jean-François Demonceau, pour son encadrement, ses conseils pertinents et le temps qu'il m'a accordé. Sa disponibilité et sa bienveillance ont grandement contribué à ma progression dans une matière que j'apprécie tout particulièrement.*

*Je souhaite également remercier chaleureusement mon encadrant, Loris Saufnay, pour sa patience et son accompagnement constant. Ses explications claires et son soutien m'ont permis de surmonter les difficultés rencontrées avec sérénité.*

*Je remercie ensuite toutes les personnes du corps académique ayant, de près ou de loin, contribué à l'aboutissement de ce mémoire. Une mention particulière à Monsieur Vincent Denoël, dont l'aide précieuse sur l'outil BeamZ m'a permis de débloquent une étape cruciale du projet, bien qu'il ne fût pas tenu de le faire.*

*Je suis également très reconnaissante envers mes parents, pour leur présence et leur aide, toujours apportée avec générosité, même dans les moments où ma patience faisait défaut.*

*Un grand merci à ma tante, pour son regard attentif lors de la relecture, ainsi que pour ses conseils rédactionnels avisés.*

*À mon copain, merci pour ton soutien constant, ta façon de me faire relativiser, ton aide précieuse sur Matlab et tes remarques toujours pertinentes.*

*Je n'oublie pas mes partenaires de galère. Merci à ma voisine et amie Ysaline, avec qui j'ai partagé de nombreux moments de travail autour de nos mémoires, des instants qui ont largement contribué à rendre cette aventure plus agréable. Un immense merci également à Louis, toujours présent pour répondre à mes appels de panique avec calme et bienveillance, quand je pensais que je n'y arriverais jamais. Votre soutien m'a été précieux.*

---

## Résumé

De nos jours, grâce aux avancées dans les procédés de production de sidérurgie, il est possible de produire des aciers de plus en plus résistant. Or, l'utilisation de ces aciers permet généralement de diminuer le poids des structures métalliques et donc, par conséquent, de réduire la taille des fondations, les émissions de CO<sub>2</sub>, les coûts de transport etc qui y sont liés directement.

Cependant, les structures réalisées avec ces nuances vont généralement être plus rapidement affectées par les états limites de service, la fatigue et les effets d'instabilités, tel que le flambement, le déversement et le voilement local étant donné qu'une réduction du poids implique souvent une diminution de l'élancement des parois et de l'inertie. C'est donc en raison de ces facteurs auquel on combine un manque de familiarité avec ces nuances d'acier, que les concepteurs restent encore réticent à les utiliser.

Ainsi, dans une optique de réduire la réticence des concepteurs vis à vis de ces nuances d'acier, ce travail a pour objectif de déterminer s'il existe un véritable intérêt à utiliser des aciers à hautes résistance dans des ossatures de type "portique" par rapport aux aciers de nuances standards.

L'étude repose sur une modélisation progressive d'un portique académique, d'abord à assemblages articulés puis semi-rigides, en tenant compte ou non des phénomènes d'instabilité. Des routines de dimensionnement automatisées ont été développées sous Python et MATLAB pour comparer différentes configurations. Les résultats permettent d'identifier les cas dans lesquels l'utilisation des HSS se traduit par des gains significatifs, et ceux où les effets négatifs surpassent les bénéfices. Cette analyse apporte des éléments concrets pour orienter les concepteurs vers une utilisation plus raisonnée et optimisée des aciers à haute résistance dans les structures métalliques.



---

## Abstract

Nowadays, thanks to advances in the production processes of the iron and steel industry, it is possible to produce increasingly stronger steels. The use of these steels generally reduces the weight of metal structures, and therefore decreases the size of the foundations, CO<sub>2</sub> emissions, transport costs, etc., directly related to them.

However, structures made with these grades are generally more quickly affected by serviceability limit states, fatigue, and instability effects such as buckling, since a reduction in weight often implies an increase in slenderness and a decrease in inertia. These factors, combined with a lack of familiarity with such steel grades, explain why designers are still reluctant to use them.

Therefore, in order to reduce this reluctance, the present work aims to determine whether there is a real interest in using high-strength steels in frame structures compared to standard-grade steels.

The study is based on a progressive modeling of an academic frame structure, first with pinned joints and then with semi-rigid ones, considering or not the effects of instability. Automated routines were developed in Python and MATLAB to compare different configurations. The results identify cases where the use of HSS leads to significant benefits, and others where negative effects outweigh the advantages. This analysis provides guidance for designers towards a more rational and optimized use of high-strength steels in metal structures.

# Table des matières

<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>1 État de l'art</b>	<b>1</b>
<b>2 Présentation du cas d'étude et hypothèses</b>	<b>4</b>
<b>3 Aciers à haute limite d'élasticité : Propriétés, normes et règles de calcul</b>	<b>6</b>
3.1 La limite d'élasticité dans le temps . . . . .	6
3.2 Propriétés physiques . . . . .	7
3.3 Propriétés mécaniques et catégorisation des aciers HSS . . . . .	7
3.4 Règles de calcul . . . . .	9
3.4.1 Résistance en section et instabilités locales de voilement . . . . .	10
3.4.2 Instabilités globales au flambement . . . . .	11
3.4.3 Instabilités globales au déversement . . . . .	14
3.4.4 Prise en compte du cisaillement et du phénomène d'interaction M-V . . . . .	17
3.4.5 États limites de service pour les poutres . . . . .	17
3.4.6 Formule d'interaction des membrures comprimées et fléchies . . . . .	18
3.4.7 Cas particulier des contreventements en CHS formés à chaud . . . . .	18
3.4.8 Avantages et limites des aciers à haute résistance . . . . .	20
<b>4 Méthodologie</b>	<b>21</b>
4.1 Définition des intervalles utilisés . . . . .	22
4.2 Méthodologie de l'étude de l'intérêt économique . . . . .	23
<b>5 Résultats et discussions</b>	<b>26</b>
5.1 Résultats pour la structure à assemblages articulés . . . . .	26
5.1.1 Etude des contreventements . . . . .	29
5.1.2 Etude de l'ossature sans prise en compte des instabilités . . . . .	36
5.1.3 Influence des paramètres sur la structure sans prise en compte des instabilités	57
5.1.4 Influence des instabilités . . . . .	67
5.2 Résultats pour la structure à assemblages semi-rigides . . . . .	80
5.2.1 Portique simplifié sans prise en compte des instabilités . . . . .	81
5.2.2 Portique de référence sans prise en compte des instabilités . . . . .	89
5.2.3 Portique simplifié avec prise en compte du déversement . . . . .	94
5.2.4 Portique de référence avec prise en compte du déversement . . . . .	95
5.2.5 Portique simplifié avec prise en compte du flambement . . . . .	98
5.2.6 Portique de référence avec prise en compte du flambement . . . . .	99
5.2.7 Remarque sur le déversement des colonnes . . . . .	101

<b>6 Conclusion</b>	<b>103</b>
<b>Annexe</b>	<b>105</b>
.1 Annexe A . . . . .	105
.2 Annexe B . . . . .	107
.2.1 Variation de la hauteur : influence de la valeur de la limite élastique . . . . .	107
.2.2 Variation de la hauteur : influence des ELS . . . . .	108
.2.3 Variation de la hauteur : influence du changement du type de poutre . . . . .	109
.2.4 Variation de la hauteur : influence du changement du type de colonne . . . . .	110

# Introduction

L'évolution constante des techniques de production dans le domaine de la sidérurgie a conduit à l'émergence de nouvelles nuances d'acier, caractérisées par une limite d'élasticité plus élevée. Il y a encore vingt ans, l'acier S235 dominait largement le domaine de la construction métallique. Aujourd'hui, il est majoritairement remplacé par le S355, et il est probable que des aciers encore plus performants s'imposent progressivement sur le marché dans les années à venir (BADDOO & CHEN, 2020). Cette transition répond à des exigences croissantes en matière de qualité, de sécurité et d'efficacité économique dans le secteur de la construction.

En Europe, il est donc désormais possible d'obtenir des aciers laminés à chaud avec une limite d'élasticité allant jusqu'à 500 MPa, tandis qu'aux États-Unis, certaines nuances qui atteignent 550 MPa (80 ksi) sont même déjà conformes aux normes (SAUFNAY, 2024). Cependant, leur utilisation dans le domaine de la construction est encore peu présente et les concepteurs restent réticents à leur utilisation.

L'une des principales raisons de cet usage limité réside dans le manque d'informations concernant les avantages et les domaines d'application des aciers à haute limite d'élasticité (HSS). De plus, leur faible demande actuelle limite leur disponibilité sur le marché et leur coût plus élevé peut constituer un frein à leur généralisation. Sans compter que l'augmentation de la résistance entraîne une réduction des dimensions des éléments, ce qui augmente les risques d'instabilités locales et globales, de flambement, de déversement, de vibrations et de dépassement des flèches limites, qui sont des phénomènes totalement indépendants de la valeur de la limite d'élasticité et limitent donc également l'intérêt de leur utilisation. Enfin, dans les structures soumises à des charges cycliques, la fatigue reste un facteur critique, car la résistance à la fatigue n'est pas améliorée par une limite d'élasticité plus élevée.

Malgré ces aspects, les aciers à haute limite d'élasticité présentent de nombreux avantages. Ils permettent de diminuer le poids total des structures, entraînant ainsi une réduction de la consommation de matières premières, des émissions de  $CO_2$ , de la taille des fondations et des coûts de transport et de construction. L'esthétique des ouvrages s'en trouve également améliorée, avec des structures plus élancées et un espace optimisé. De plus, la réduction des surfaces à traiter entraîne des économies sur les revêtements de protection et la résistance au feu. (BADDOO & CHEN, 2020)

L'objectif de ce travail est donc d'évaluer l'intérêt de l'utilisation des HSS dans des structures de type portique qui sont grandement utilisées dans la construction moderne. L'introduction des HSS dans ces structures pourrait donc permettre des gains significatifs en termes de poids, de coûts et d'impact environnemental. Cependant, l'optimisation de leur utilisation nécessite de prendre en compte les contraintes liées aux instabilités, aux critères de flèche et aux vibrations, qui peuvent limiter leur intérêt économique.

Dans cette optique, une approche d'optimisation a été mise en œuvre, reposant sur le développement de routines en Python et MATLAB. Ces outils ont été conçus afin d'évaluer de manière rigoureuse

l'existence d'un réel avantage économique associé à l'utilisation des aciers à haute limite d'élasticité dans les structures de type portique.

Ce travail s'inscrit dans la continuité de recherches antérieures menées à l'Université de Liège, notamment celles de M. Saufnay (SAUFNAY, 2024), ainsi que de plusieurs travaux de fin d'étude consacrés à l'analyse du potentiel économique de ces aciers dans la construction métallique (SAUFNAY, 2019)(DELSEMME, 2023).

Ainsi, cette recherche vise à déterminer si l'emploi des aciers à haute résistance dans les structures de type portique constitue une solution intéressante et, dans le cas contraire, à identifier les facteurs limitants qui expliquent cette absence d'intérêt.

Cette étude est structurée de la manière suivante :

- L' "Etat de l'art" : Partie ayant pour objectif de présenter une synthèse des travaux existants afin d'offrir un aperçu global des recherches déjà menées sur le sujet.
- La "Présentation du cas d'étude et hypothèses" : Partie visant à informer sur la structure étudiée et sur les hypothèses qui sont réalisées dans le cas étudié.
- Les "Propriétés, normes et règles de calcul" : Partie visant à informer sur les propriétés des aciers à haute résistance et sur les normes européennes qui sont mises en application tout au long de cette étude ainsi que sur les règles de calcul utilisées pour le dimensionnement des différentes membrures.
- La "Méthodologie" : Partie visant à expliquer les démarches, outils et approches choisis pour répondre à la problématique.
- Les "Résultats et discussions" : Partie visant à évaluer la pertinence de l'utilisation des aciers à haute limite d'élasticité dans les structures de type portique comportant des assemblages articulés, puis semi-rigides, en considérant ou non les phénomènes d'instabilité tels que le flambement et le déversement.
- La "Conclusion" : Cette partie met en avant les principales conclusions obtenues lors de cette étude.
- Les "Annexes" : Cette partie contient les différents détails et développements supplémentaires menant à une meilleure compréhension de l'étude réalisée.

# Chapitre 1

## État de l'art

Le principal point de départ de cette étude est la thèse de doctorat de Monsieur Loris Saufnay (SAUFNAY, 2024). Celle-ci vise à évaluer les gains de poids réalisables en utilisant des aciers à haute résistance appropriés pour les profilés laminés à chaud. Dans sa thèse, il analyse donc l'impact de ces aciers sur la performance structurelle, leurs avantages, ainsi que les défis qu'ils posent. L'approche qui y est adoptée repose sur trois étapes principales : l'analyse des prix et des empreintes carbone, l'adaptation des règles de conception via des simulations numériques et l'identification des applications où ces aciers sont économiquement et écologiquement pertinents.

Le chapitre le plus pertinent dans le cadre de cette étude est celui qui identifie les domaines présentant un avantage économique pour l'utilisation de nuances d'acier allant jusqu'au S690, appliquées à des structures simples composées de profilés laminés à chaud, telles qu'illustrées à la figure 3.

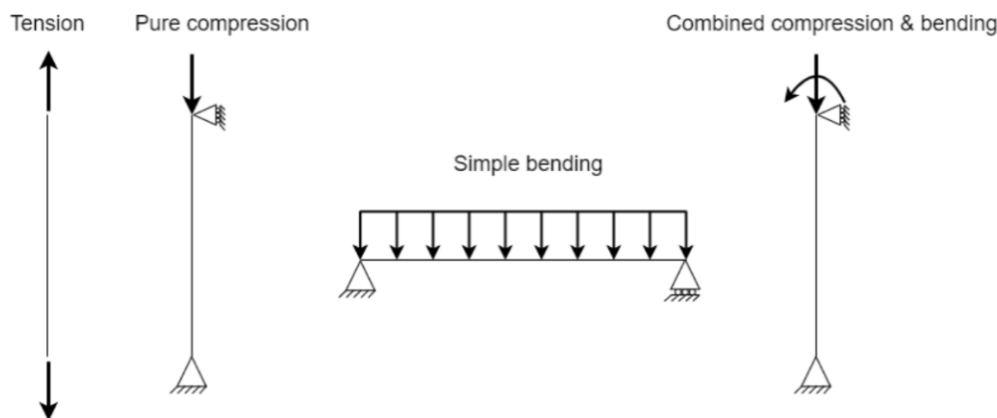


FIGURE 1.1 – Image représentant les cas d'étude abordés dans la thèse de doctorat de M. Saufnay et tirée de celui-ci (SAUFNAY, 2024)

Cette analyse a été réalisée en considérant que ces éléments travaillaient de manière indépendante et a mené aux conclusions suivantes (SAUFNAY, 2024) :

- L'avantage des aciers HSS est indéniable lorsque c'est la résistance en section des éléments qui contrôle le dimensionnement. C'est donc le cas pour les membrures soumises à de la traction et pour les poteaux trapus en compression pure, puisqu'ils ne présentent pas de risques d'instabilités dans ces conditions.

- L'intérêt des aciers HSS devient discutable en présence d'instabilités globales comme le flambement et le déversement. Il faut généralement un élancement  $\lambda$  inférieur à 100 pour trouver un bénéfice à l'utilisation des nuances S460 et S500 et un élancement inférieur à 40 pour pouvoir tirer parti de la nuance étudiée la plus élevée.
- La présence d'instabilités locales, qui augmentent avec la résistance de l'acier ( $f_y$ ), la réduction de  $f_y$  due à l'épaisseur des parois, ou encore des exigences strictes d'aptitude au service, qui dépendent uniquement de la rigidité flexionnelle ( $EI$ ) et diminuent avec la section du profilé, sont également des facteurs qui limitent l'intérêt des aciers HSS.

Afin d'accroître l'intérêt des aciers à haute résistance (HSS) malgré leurs limitations, plusieurs pistes d'amélioration sont explorées dans ce travail. Par exemple, le développement de profilés présentant un module d'élasticité accru en parallèle de l'augmentation de la nuance pourrait s'avérer bénéfique, notamment en ce qui concerne les contraintes liées aux états limites de service (ELS) (SAUFNAY, 2024). Le recours à des stratégies telles que la pré-cambreur ou l'ajout de supports latéraux à mi-portée est également envisagé pour optimiser les performances des poutres en HSS (SAUFNAY, 2024). De plus, la question de la disponibilité des sections d'acier constitue un enjeu majeur. En effet, les catalogues actuels, principalement conçus pour les aciers S235 et S355, ne sont pas toujours adaptés aux nouvelles nuances. Ces dernières peuvent parfois paraître non compétitives, non pas à cause de leurs propriétés intrinsèques, mais en raison d'un manque d'optimisation dans la conception et l'offre de sections correspondantes (SAUFNAY, 2024).

Cette étude menée par M. Saufnay (SAUFNAY, 2024) met également en avant le fait que la rentabilité des aciers HSS dépend de la fluctuation des prix, de la demande et de la disponibilité. Sans compter qu'il faut tenir compte du fait que réduire la taille des sections peut également entraîner des économies supplémentaires sur les coûts de revêtement, de transport, etc. Les conclusions sur les avantages des aciers HSS peuvent donc varier en fonction des niveaux de coûts relatifs, mais il est important de garder en tête que la réduction de poids reste un objectif important, notamment pour diminuer la masse des éléments de support. Dès les premières phases de conception, il est dès lors crucial de considérer des solutions pour réduire l'élancement des éléments structurels afin d'optimiser la conception.

Ce travail se base également sur d'autres travaux portant sur la thématique des aciers à haute résistance et amenant à des conclusions similaires.

L'étude (DEMONCEAU et al., s. d.) réalisée à l'Université de Liège compare l'intérêt économique d'utiliser des aciers à haute limite d'élasticité pour des tubes métalliques et mixtes par rapport à des nuances d'aciers standards. Celle-ci confirme les conclusions mises en avant dans la thèse de doctorat de M. Saufnay, et apporte en plus une spécificité pertinente pour les structures de type portique. L'étude montre que l'intérêt des aciers HSS est plus marqué pour les membrures appartenant à des structures à nœuds non transversalement déplaçables. En effet, dans les structures à nœuds transversalement déplaçables, les effets du second ordre, qui amènent à des instabilités, et les états limites de service (ELS) réduisent considérablement l'intérêt des aciers HSS.

D'autres travaux, tels que l'article "High strength steel in tubular trusses" (TAINEN et al., 2013), la thèse de doctorat menée à l'Université de technologie de Luleå (ALECHNAVIČIUS & BÁLINT, 2014), ou encore le travail de fin d'étude de Mme H. Delsemme à l'Université de Liège (DELSEMME, 2023), ont déjà intégré certains éléments, étudiés indépendamment les uns des autres dans les études exposées précédemment, dans des structures plus complexes que sont les treillis.

L'objectif ici est donc d'étudier l'impact de leur intégration au sein d'une seule et même structure de type portique, où, selon les conditions de liaison, les éléments peuvent fonctionner ensemble ou de manière indépendante. Cette approche permettra d'évaluer dans quelle mesure cette intégration influence les conclusions établies précédemment, afin de mieux cerner l'intérêt des aciers à haute résistance dans les structures de type portique.



# Chapitre 2

## Présentation du cas d'étude et hypothèses

### Description :

La structure analysée dans cette étude est inspirée d'un cas de référence présenté dans l'ouvrage *Eurocode 3 EN1993 – Exemples d'application au calcul des structures en acier* (JASPART & MAQUOI, 2006). Il s'agit d'une ossature plane type, constituée de portiques métalliques régulièrement espacés et conçue pour un bâtiment de bureaux (catégorie d'usage B selon l'EN1990). Cette ossature est illustrée ci-dessous.

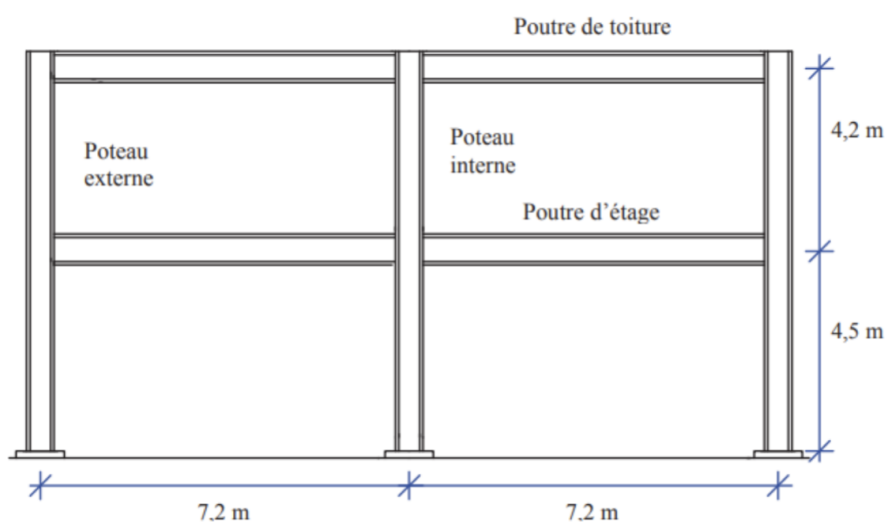


FIGURE 2.1 – Schéma de l'ossature de référence issue de l'ouvrage *Eurocode 3 EN1993 – Exemples d'application au calcul des structures en acier* (JASPART & MAQUOI, 2006)

L'ossature comprend deux niveaux (plancher + toiture) et est constituée de trois portiques identiques disposés avec un espacement régulier de 5 m. Chaque travée fait 7,2 m de portée, mesurée entre les axes des poteaux. Les poutres de plancher sont situées à une hauteur de 4,5 m au-dessus du pied des poteaux, tandis que les poutres de toiture se trouvent à 4,2 m au-dessus de celles-ci, soit une hauteur totale de 8,7 m. Les poteaux sont supposés articulés à leur base.

La stabilité latérale de la structure est assurée par un système de contreventement local indépendant, ce qui permet de concentrer l'analyse sur la reprise des sollicitations verticales uniquement par les poutres et poteaux.

Les profilés utilisés pour les différentes membrures proviennent du catalogue ArcelorMittal (GROUPE ARCELOR MITTAL, s. d.) : les poutres et les poteaux sont constitués de profilés IPE et HE, tandis que les contreventements sont réalisés à partir de tubes circulaires CHS formés à chaud. Le cas de référence considère, dans un premier temps, des contreventements de type croix de Saint-André, pour lesquels seuls les éléments sollicités en traction sont actifs, avant d'examiner également une configuration en N.

Les charges retenues pour le dimensionnement proviennent des spécifications données pour les bâtiments de bureaux, comme pour l'exemple de référence. Les charges permanentes incluent le poids propre des éléments de plancher (dalle en béton armé, finitions, cloisons légères, etc.) ainsi que les équipements techniques. Les charges variables prennent en compte l'usage du bâtiment, notamment la surcharge d'exploitation. Les valeurs des charges caractéristiques utilisées sont conformes aux prescriptions des normes (JASPART & MAQUOI, 2006). Une synthèse des actions prises en compte se trouve dans la section "Méthodologie" du rapport.

### **Hypothèses générales :**

Dans le cadre de cette étude, un certain nombre d'hypothèses sont posées. Celles-ci s'appliquent de manière uniforme à l'ensemble du rapport, sauf mention contraire.

- La structure, de type portique, est articulée en base.
- La poutre de toiture est liée aux hourdis au moyen de cinq ferrures métalliques qui permettent de stabiliser la poutre latéralement vis-à-vis du déversement. Ainsi, si la poutre est libre de déverser, elle peut toujours le faire, mais uniquement sur les tronçons compris entre les points de maintien.
- Les charges appliquées sur la poutre de plancher sont des charges longitudinales uniformément réparties provenant d'un plancher de bureaux de catégorie B, tandis que la poutre de toiture est soumise à des charges ponctuelles appliquées au niveau des cinq ferrures qui la lient aux hourdis de toiture et qui viennent des charges typiquement appliquées aux toitures.
- Les poids propres des profilés dimensionnants ne sont pas pris en compte lors des vérifications, car leur influence est négligeable face aux charges appliquées ; il est donc raisonnable de considérer que ces charges les incluent implicitement.
- Les profilés utilisés possèdent une ductilité suffisante pour permettre une vérification plastique, si la classe du profilé le permet.
- Les membrures sont toujours sollicitées en flexion selon leur axe fort.
- La flexion s'effectuant selon l'axe fort, les semelles des profilés soumis à de la flexion peuvent être considérées comme étant en compression pure.
- Les contreventements sont constitués de profilés CHS formés à chaud, et les poutres ainsi que les colonnes sont constituées de profilés IPE et HE provenant du catalogue Arcelor Mittal (cas de base : poutre = IPE ; colonne = HEA).
- Pour simplifier les calculs, l'hypothèse d'une structure à nœuds non transversalement déplaçables est réalisée.
- Les coûts de fabrication et de transport sont similaires pour les aciers standards (RS) et les aciers à haute résistance (HSS). En pratique, les HSS nécessitent moins de matière, ce qui pourrait réduire les coûts de transport, mais leur soudage est plus complexe et peut entraîner des surcoûts. Faute de données fiables sur ces aspects, seule la comparaison des coûts relatifs de la matière est retenue pour évaluer l'intérêt des aciers HSS.

# Chapitre 3

## Aciers à haute limite d'élasticité : Propriétés, normes et règles de calcul

### 3.1 La limite d'élasticité dans le temps

Les aciers à haute limite d'élasticité (HSS) occupent une place de plus en plus importante dans le secteur de la construction. Grâce aux avancées technologiques et aux perfectionnements des procédés de fabrication, ces matériaux offrent aujourd'hui des performances mécaniques et chimiques nettement supérieures à celles des aciers traditionnels. C'est pourquoi il pourrait être pertinent d'envisager leur utilisation à plus grande échelle.

L'obtention de ces nuances d'acier plus élevées résulte des avancées en laminage et en traitement thermique, notamment les procédés de trempe-revenu et de laminage thermo-mécanique (BADDOO & CHEN, 2020). Ceux-ci permettent d'atteindre des hauts niveaux de résistance, ouvrant la voie à de nouvelles applications et à une réduction des quantités d'acier nécessaires pour des structures de plus en plus évoluées.

Ces techniques de production permettent désormais de commercialiser des sections en acier laminé à chaud avec une résistance pouvant atteindre 500 MPa, ce qui vise à répondre aux exigences croissantes des structures modernes. Malgré cela, l'acier doux reste privilégié, en raison d'un manque d'information sur les aciers à haute performance et d'une disponibilité encore limitée. De plus, l'adoption d'aciers plus résistants est souvent freinée par des préoccupations économiques et environnementales, ainsi que par une certaine méfiance vis-à-vis des techniques de soudage et de fabrication liées à ces aciers (SAUFNAY, 2024).

Historiquement, les nuances d'acier les plus couramment utilisées étaient le S235 et le S275. Aujourd'hui, le S355 tend à devenir la nouvelle référence, notamment dans plusieurs pays européens ainsi qu'aux États-Unis. Toutefois, malgré cette évolution, le S235 demeure la nuance la plus répandue dans la majorité des pays européens. (BADDOO & CHEN, 2020)

Voici un tableau issu de la thèse de M. Saufnay résumant la désignation des nuances d'acier dans le temps.

Désignation (2024)	Hier	Aujourd'hui	Demain
"Faible résistance"	-	-	<i>S235/S275</i>
"Standard"	S235	S235 / S275	S355 / Gr. 50
"Résistance plus élevée"	S275	S355 / Gr. 50	S460 / Gr. 65, S500 / Gr. 70
"Haute résistance"	S355 / Gr. 50	S460 / Gr. 65, S500 / Gr. 70	S550 / Gr. 80

TABLE 3.1 – Évolution des nuances d'acier pour les sections laminées à chaud : historique et tendances futures (SAUFNAY, 2024)

## 3.2 Propriétés physiques

Les propriétés physiques de l'acier considérées par l'Eurocode et dans ce document, sont celles des profilés laminés à chaud des catalogues ArcelorMittal (GROUPE ARCELOR MITTAL, s. d.) et sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Propriétés	Symbole	Valeur
Densité	$\rho$	7850 kg/m <sup>3</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3
Module de Young	$E$	210000 MPa
Module de cisaillement	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	80769.2 MPa

TABLE 3.2 – Propriétés physiques de l'acier à 20°C (CEN, 2022)

Il est important de noter que ces propriétés sont indépendantes de la limite élastique du matériau et sont donc identiques quelle que soit la nuance.

## 3.3 Propriétés mécaniques et catégorisation des aciers HSS

La **résistance** des membrures en acier est déterminée sur base de la section du profilé utilisé, mais aussi sur base de sa limite élastique et ultime, qui sont respectivement la valeur de la contrainte à partir de laquelle le matériau commence à subir une déformation plastique et la valeur de la contrainte de ruine du matériau soumis à de la traction pure.

Les aciers à haute résistance sont des matériaux de construction présentant une limite élastique nominale d'au moins 460 MPa. Comme présenté dans le Tableau 3.3, les nuances d'acier structural sont classées en fonction de leur résistance mécanique. Il est à noter que la limite d'élasticité  $f_y$  diminue lorsque l'épaisseur des parois en acier dépasse 40 mm. Cette réduction s'explique par le fait qu'il est nécessaire de réaliser un compromis entre soudabilité et résistance. En effet, pour maintenir une résistance constante sur toute l'épaisseur d'une paroi de profilé, il est nécessaire d'augmenter la quantité d'alliage. Cependant, cela revient également à accroître la valeur de l'équivalent carbone et donc à compliquer le soudage. Un compromis est alors fait pour conserver une bonne soudabilité au prix d'une résistance plus faible (HECHLER et al., 2009). Cette différenciation des résistances en fonction de l'épaisseur est prise en compte dans l'optimisation qui est menée dans la suite de ce rapport.

Catégorie d'acier	Nuance	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
		$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
<b>Aciers doux (RS)</b>	S235	235	360	215	360
	S275	275	490	245	370
	S355	355	510	325	470
	S420	420	540	390	490
<b>Aciers à haute résistance (HSS)</b>	S460	460	580	410	510
	S500	500	600	450	580
<b>Aciers à ultra-haute résistance (UHSS)</b> - Non disponible pour les profilés laminés	S550	550	650	500	600
	S600	600	650	550	650
	S620	620	700	560	660
	S650	650	700	-	-
	S690	690	770	630	710
	S700	700	750	-	-

TABLE 3.3 – Catégorisation des aciers selon l'Eurocode (CEN, 2022)

Il convient également de noter que la norme EN 1993-1-1 (CEN, 2005), dans sa version actuelle, couvre les aciers jusqu'à la nuance S460 uniquement. Pour les aciers de haute résistance jusqu'à S700, des règles additionnelles sont spécifiées dans la norme EN 1993-1-12, publiée en 2007 (CEN, 2007). Cependant, une révision récente de l'EN 1993-1-1 (CEN, 2022) a étendu son champ d'application pour inclure les aciers jusqu'à S700, dans le but de rendre leur utilisation plus attrayante dans le domaine de la construction.

De plus, comme il est possible de le voir sur la figure 3.1, plus la nuance d'acier augmente, plus la limite d'élasticité augmente, mais cela se fait au prix d'une perte significative de **ductilité**.

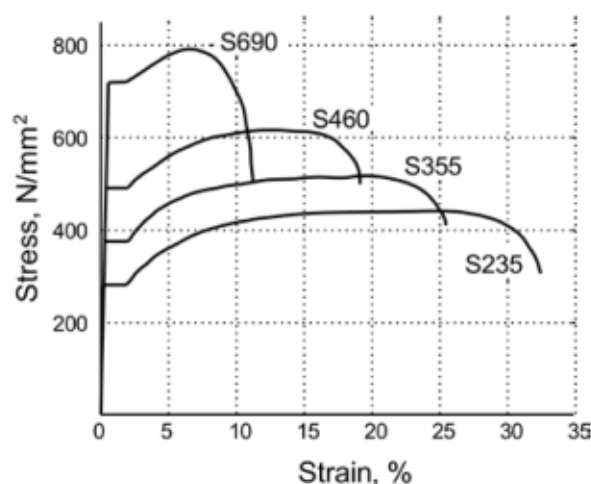


FIGURE 3.1 – Graphique des courbes contraintes-déformations en fonction de la nuance d'acier pour les profilés laminés à chaud (BADDIOO &amp; CHEN, 2020)

Cet aspect devient donc contraignant pour la réalisation des analyses plastiques qui nécessitent que le

matériau possède suffisamment de ductilité pour pouvoir garantir une capacité de rotation suffisante à la rotule plastique une fois celle-ci formée. C'est donc pour ne pas trop limiter l'intérêt des aciers à haute limite d'élasticité que la limite stricte qui se trouvait dans l'ancienne version de l'Eurocode 3 (CEN, 2005) a été révisée et adoucie dans la nouvelle version de la norme (CEN, 2007). Les différentes valeurs pertinentes relatives à la ductilité se trouvent dans le tableau suivant.

	S235–S460 (EN 1993-1-1)	S500–S700 (EN 1993-1-12)
$f_u/f_y$	1.10	1.05
$\epsilon_r$	$\geq 15\%$	$\geq 10\%$
$\epsilon_u$	$\geq 15f_y/E$	$\geq 15f_y/E$

TABLE 3.4 – Exigences générales de ductilité (SAUFNAY, 2024), (CEN, 2005) et (CEN, 2007)

Le passage à des nuances d'acier plus élevées a également un impact sur la **soudabilité** des éléments. En effet, la production de ces aciers à haute limite d'élasticité implique l'introduction d'une plus grande quantité d'alliage et par conséquent l'augmentation de l'équivalent carbone (CEV) qui est l'indicateur de soudabilité.

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Cu + Ni}{15} \quad (3.1)$$

Plus le CEV est élevé, plus la soudabilité est mauvaise, car le risque de fissuration par l'hydrogène dans le joint soudé augmente. De plus, il est généralement nécessaire d'augmenter la proportion d'éléments d'alliage pour obtenir les mêmes propriétés mécaniques lorsqu'on passe d'un élément de faible épaisseur à un élément épais, puisque cela entraîne une diminution de la soudabilité. Il a donc été nécessaire de mettre en place des processus tels que l'utilisation de micro-alliages, de techniques de laminage à température contrôlée et de refroidissement accéléré ultérieur (processus QST) de façon à diminuer la valeur de l'équivalent carbone et ainsi trouver une plage d'intérêt suffisamment grande pour l'utilisation des aciers à haute résistance (BADDOO & CHEN, 2020).

Il convient également de mentionner l'influence de l'augmentation de la limite d'élasticité sur la **ténacité**, la **fatigue** et la **performance à haute température**. Premièrement, la ténacité des aciers à haute résistance est généralement plus élevée grâce à leur microstructure à grains fins, qui réduit le risque de rupture fragile, notamment à basse température (BADDOO & CHEN, 2020). Ensuite, bien que ces aciers HSS présentent une résistance élevée, leur tenue en fatigue ne s'améliore pas de façon proportionnelle à leur limite élastique, ce qui nécessite donc d'utiliser des approches de conception adaptées pour les chargements cycliques (BADDOO & CHEN, 2020). Enfin, à haute température, la dégradation des propriétés mécaniques des aciers HSS suit les tendances des aciers conventionnels et la résistance donnée par l'EN1993-1-2 peut être appliquée en toute sécurité aux aciers à haute résistance jusqu'à S700 inclus (BADDOO & CHEN, 2020).

### 3.4 Règles de calcul

Les règles utilisées dans cette étude proviennent des normes encadrant l'utilisation des aciers de construction. La norme EN 1993-1-1 :2005 (CEN, 2005) définit les prescriptions pour les aciers jusqu'à la nuance S460, avec une extension limitée aux aciers de plus haute résistance dans la norme EN 1993-1-12 (CEN, 2007). Toutefois, la version révisée EN 1993-1-1 :2022 (CEN, 2022), récemment publiée, étend désormais ces prescriptions jusqu'à S700. Une mise à jour de l'EN 1993-1-12

est également en cours d'élaboration pour couvrir les aciers jusqu'à S960. Dans cette étude, ce sont ces versions révisées des normes qui sont prises en compte. Il est donc important de comprendre que l'ensemble des formules exposées dans ce chapitre sont issues de l'Eurocode 3.

### 3.4.1 Résistance en section et instabilités locales de voilement

La résistance en section des profilés en acier laminés à chaud, en l'absence d'instabilités, est directement proportionnelle à leur section et à leur limite d'élasticité lorsqu'ils sont soumis à un effort axial de traction ou de compression. Pour les éléments sollicités en flexion, cette résistance dépend également du module de flexion, en plus de la limite d'élasticité. Il en découle que la résistance en section augmente avec  $f_y$ , ce qui permet, pour une même sollicitation, d'utiliser une section plus réduite avec une nuance d'acier plus élevée.

Cependant, lorsqu'une paroi d'un profilé est soumise à de la compression, elle est susceptible de voiler localement. Pour prendre en compte ce phénomène, l'Eurocode propose un système de classification basé sur la résistance et la capacité de rotation du profilé face à cette instabilité. Les résistances en section, intégrant ces effets de voilement local pour différents types de sollicitations, sont présentées dans le tableau ci-dessous.

	Classe 1 et 2	Classe 3	Classe 4
<b>Traction</b>	$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$		
<b>Compression</b>	$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$		$N_{Rd} = N_{eff,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
<b>Flexion</b>	$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

TABLE 3.5 – Résistance en section en fonction de la classe de section selon l'Eurocode (CEN, 2022).

La classification est établie en prenant la classe de la paroi la plus haute, qui est elle-même déterminée en comparant l'élancement de la paroi à un facteur directement proportionnel à  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ . Ainsi, plus la limite d'élasticité augmente, plus le critère est faible et donc strict, ce qui implique que le phénomène de voilement local est plus vite réducteur pour les aciers à haute limite d'élasticité.

Comme cela est indiqué dans le tableau 3.5, lorsqu'une section est de classe 4, ses propriétés sont réduites pour prendre en compte l'effet du voilement local via la notion de trous inefficaces dans les parois comprimées. La procédure pour déterminer les parties efficaces de la section à considérer est explicitée dans la norme EN 1993-1-5 :2024 chapitre 6.4 (CEN, 2024). Ce sont ces propriétés efficaces qui sont utilisées dans les formules de vérification utilisées pour cette étude lorsqu'une section est de classe 4.

### 3.4.2 Instabilités globales au flambement

Lorsqu'une des parois d'un profilé en acier est soumise à un effort de compression, elle est sujette à un phénomène d'instabilité appelé flambement qui réduit sa résistance à la compression. Contrairement à la traction, où l'élément reste stable, la compression peut engendrer une déformation latérale importante, menant à la perte de portance avant même d'atteindre la limite élastique du matériau.

On observe, en effet, qu'une tige parfaite et parfaitement comprimée reste stable uniquement si la force de compression qui lui est appliquée est inférieure à une valeur critique, appelée charge critique de flambement, donnée par la formule d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3.2)$$

où :

- $E$  est le module de Young de l'acier,
- $I$  est le moment d'inertie de la section transversale,
- $L$  est la longueur réelle de la membrure. Ce terme étant au dénominateur, plus la membrure est longue, plus la charge critique de flambement est faible et plus le risque de flambement est accru,
- $K$  est le coefficient de longueur de flambement, qui dépend des conditions d'appui.

Il faut noter que, puisqu'il s'agit d'une charge critique, les propriétés utilisées pour la calculer lorsque le profilé est de classe 4 sont les propriétés sans prise en compte des ouvertures imposées par le voilement local.

Le coefficient  $K$  utilisé dans le calcul de la charge critique dépend des conditions aux limites de la membrure. Il permet de définir la longueur critique de flambement de la façon suivante :

$$L_{cr} = KL \quad (3.3)$$

Les valeurs typiques de  $K$  sont :

- $K = 0.5$  pour une membrure encastrée aux deux extrémités,
- $K = 1.0$  pour une membrure articulée aux deux extrémités,
- $K = 0.7$  pour une membrure encastrée à une extrémité et articulée à l'autre,
- $K = 2.0$  pour une membrure encastrée à une extrémité et libre à l'autre.

Cependant, lorsqu'une membrure soumise à de la compression se trouve dans une structure plus complexe, il est nécessaire de réaliser un calcul considérant la rigidité des membrures voisines pour déterminer  $K$ . Ce calcul est effectué pour les colonnes dans le cas du portique à assemblages semi-rigides et est explicité ci-dessous.

$$K = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \quad (\text{pour les structures à noeuds fixes}) \quad (3.4)$$

Avec,

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_s}{K_c + K_s + K_{sg} + K_{sd}} \quad (3.5)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_i}{K_c + K_i + K_{ig} + K_{id}} \quad (3.6)$$



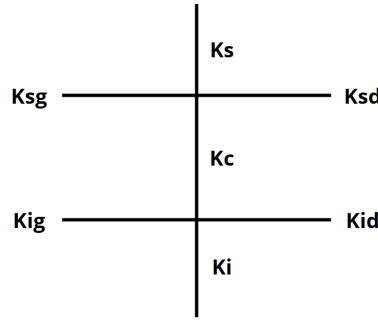


FIGURE 3.2 – Raideurs des membrures intervenant dans le calcul de K

Et,

$$K_n = \frac{I_n}{L_n} \quad (3.7)$$

Où, l'inertie est celle sans prise en compte de la réduction des propriétés dues au voilement local et est une inertie modifiée par la formule suivante pour ce qui est des poutres :

$$I_{modif,n} = \frac{0.5I_n}{1 + \frac{2EI_n}{L_n \cdot \frac{S_{j,app,n}}{2}}} \quad (3.8)$$

La valeur de  $S_{j,app,n}$  représente une estimation de la rigidité initiale des assemblages qui peut être déterminée par la formule simplifiée ci-dessous en fonction des profilés de poutres et poteaux choisis.

$$S_{j,app,n} = \frac{E_z^2 t_{f,c}}{k_x} \quad (3.9)$$

où,

- $k_x$  dépend de la configuration de l'assemblage semi-rigide et vaut par exemple :
  - 14 pour un plat d'about débordant unilatéral et 9.5 lorsque le chargement est bilatéral
  - 8.5 pour un plat d'about débordant unilatéral raidi en traction et en compression et 3 lorsque le chargement est bi-latéral
- $z$  distance entre les résultantes d'efforts de compression et de traction dans l'assemblage (cette distance est proche de 0.9 fois la hauteur du profilé utilisé pour la poutre)
- $t_{f,c}$  épaisseur de la semelle du poteau

Ainsi, pour tenir compte du phénomène de flambement, l'Eurocode 3 (CEN, 2022) introduit un coefficient de réduction  $\chi$  pour la résistance de la membrure comprimée, donné par :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.10)$$

avec :

- $\chi$  : facteur de réduction de la résistance en section permettant de prendre en compte le flambement.
- $\beta_A$  : le coefficient d'efficacité pour la prise en compte du phénomène de voilement local qui vaut 1 pour les sections de classe 1,2 et 3 et  $\frac{A_{eff}}{A}$  pour les sections de classe 4
- $A$  : aire de la section transversale,
- $f_y$  : limite d'élasticité de l'acier,

—  $\gamma_{M1}$  : coefficient partiel de sécurité pris à 1.

Le facteur  $\chi$  est donné par :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad (3.11)$$

avec :

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] \quad (3.12)$$

et  $\lambda$  est l'élancement réduit défini par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} \quad (3.13)$$

Le coefficient  $\alpha$  est ici le paramètre d'imperfection généralisée qui permet de prendre en compte l'influence des imperfections géométriques des profilés ainsi que les contraintes résiduelles sur le flambement via le choix d'une courbe de flambement qui dépend des caractéristiques des sections et des nuances d'acier utilisées. Ce facteur est défini selon le tableau ci-dessous pour les profilés laminés à chaud :

Courbe	a0	a	b	c
$\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49

TABLE 3.6 – Valeurs du coefficient  $\alpha$  pour les courbes de flambement des profilés laminés à chaud selon l'Eurocode (CEN, 2022)

Section transversale	Limites	Flambement par rapport à l'axe	Courbe de flambement	
			S235, S275, S355, S420	S460 jusqu'à S700 inclus
Sections en I laminées	$h/b > 1.2, t_f \leq 40$ mm	y-y	a	a <sub>0</sub>
		z-z	b	a
	$h/b > 1.2, t_f > 40$ mm	y-y	b	a
		z-z	c	b
	$h/b \leq 1.2, t_f \leq 100$ mm	y-y	b	a
		z-z	b	b
	$h/b \leq 1.2, t_f > 100$ mm	y-y	d	c
		z-z	d	c

TABLE 3.7 – Choix de la courbe de flambement selon l'Eurocode (CEN, 2022)

Il est à noter que le coefficient de réduction  $\chi$  est au maximum égal à l'unité et est pris à 1 lorsque l'instabilité de flambement est empêchée ou que l'élancement réduit est inférieur à 0.2, car la mem-

brure est suffisamment trapue pour ne pas être sensible au flambement.

Ainsi, plus le flambement est critique, plus la valeur de  $\chi$  diminue et plus la résistance de la membrure en compression est réduite.

### 3.4.3 Instabilités globales au déversement

Le déversement est également un phénomène d'instabilité, mais qui concerne spécifiquement les membrures sollicitées en flexion. Il se traduit par une combinaison de flexion et de torsion, conduisant à un flambement latéral-torsionnel de l'aile comprimée lorsque la membrure est soumise à un moment de flexion suffisamment important. Ce phénomène présente donc des analogies avec celui du flambement et est particulièrement critique pour les profilés ouverts, tels que les poutres en I ou en H, qui ont une rigidité plus faible en torsion par rapport à leur rigidité en flexion.

Ainsi, comme dans le cas vu précédemment d'une membrure soumise à compression qui flambe, le déversement mène à la perte de portance avant même d'atteindre la limite élastique du matériau.

Le moment critique élastique de déversement d'une membrure à section transversale constante, symétrique par rapport au plan, est le moment de flexion pour lequel une membrure parfaite parfaitement chargée entre en flexion et en torsion dans son plan de plus faible inertie. Il est noté  $M_{cr}$ , et est donné par la relation suivante fournie par l'annexe nationale EN 1993-1-1 ANB (CEN, 2010) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left( \sqrt{\left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right) \quad (3.14)$$

avec :

- $E$  : Module de Young de l'acier,
- $L$  : Longueur de la membrure sur laquelle le déversement est possible. Plus la membrure est longue, plus le risque de déversement est accru puisque ce terme se trouve au dénominateur. Une façon de réduire le risque de déversement est donc de réduire sa longueur de déversement au moyen d'entretoises par exemple,
- $I_z$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe faible. C'est cette inertie flexionnelle qui est considérée étant donné que le déversement a toujours lieu selon l'axe faible d'une section en I ou H doublement symétrique,
- $k_z$  et  $k_w$  : Facteurs de longueur effective de flambement. Le facteur  $k_z$  permet de déterminer la longueur critique de déversement en fonction des conditions d'appui, selon les mêmes principes et formules que ceux utilisés pour le facteur  $K$  dans le calcul de la longueur critique de flambement. Dans cette étude, les membrures étant considérées comme toujours fléchies selon leur axe fort et le déversement étant supposé se produire systématiquement dans le plan d'axe faible, perpendiculairement au plan de flexion,  $k_z$  est pris égal à 1 dans tous les cas où le déversement n'est pas empêché. Le facteur  $k_w$ , quant à lui, est associé au gauchissement des sections aux extrémités. Son empêchement étant difficilement réalisable en pratique, il est pris égal à 1,
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement,
- $I_t$  : Moment d'inertie en torsion,
- $G$  : Module de cisaillement,
- $z_g = z_a - z_s$  : Distance entre le point d'application des charges transversales et le centre de

cisaillement, prise positivement quand les charges sont appliquées au-dessus du centre de cisaillement,

- $z_j$  : Dans le cas d'une section en I ou H doublement symétrique à section transversale constante, le terme  $z_j$  est pris à 0,
- $C_1, C_2, C_3$  : Coefficients qui dépendent des conditions de chargement et d'appui.

Les coefficients  $C_1$  et  $C_2$  qui sont utilisés dans la suite de ce document sont déterminés via les tableaux et formules qui suivent en fonction du cas de chargement et des conditions d'appuis, tandis que le terme  $C_3$  n'est pas calculé dans ce document puisque le terme  $z_j$  qui le multiplie est toujours nul.

- Pour les tronçons de membrure sur lesquels le moment varie de façon linéaire avec  $k_z = 1$  :

$$C_1 = 1.77 - 1.04\Psi + 0.27\Psi^2 \leq 2.60 \quad (3.15)$$

$$C_2 = 0 \quad (3.16)$$

- Dans le cas d'un tronçon de membrure soumis à une charge uniformément répartie, les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  peuvent être obtenues à partir de tableaux comme celui ci-dessous, pour lesquels  $\mu$  correspond à :

$$\mu = \frac{qL^2}{8M} \quad (3.17)$$



$C_1$		$\Psi$																				
																						
		-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\mu=qL^2/8M > 0$	0	2,554	2,627	2,606	2,534	2,438	2,331	2,219	2,104	1,990	1,878	1,770	1,667	1,569	1,477	1,391	1,312	1,238	1,171	1,109	1,052	1,000
	0,1	2,450	2,411	2,337	2,246	2,148	2,046	1,943	1,842	1,744	1,648	1,558	1,472	1,391	1,315	1,245	1,179	1,119	1,070	1,037	1,018	1,012
	0,2	2,233	2,160	2,076	1,986	1,894	1,802	1,712	1,625	1,541	1,461	1,385	1,314	1,246	1,187	1,139	1,101	1,071	1,049	1,034	1,025	1,022
	0,3	2,003	1,925	1,843	1,760	1,678	1,598	1,521	1,446	1,375	1,310	1,254	1,206	1,165	1,131	1,102	1,080	1,062	1,048	1,039	1,033	1,030
	0,4	1,790	1,717	1,642	1,569	1,497	1,430	1,370	1,316	1,269	1,227	1,190	1,159	1,131	1,108	1,089	1,073	1,061	1,051	1,044	1,039	1,037
	0,5	1,604	1,539	1,479	1,423	1,373	1,326	1,284	1,247	1,213	1,184	1,157	1,135	1,115	1,098	1,084	1,072	1,063	1,055	1,049	1,046	1,043
	0,6	1,468	1,421	1,377	1,336	1,299	1,265	1,234	1,206	1,181	1,159	1,139	1,122	1,106	1,093	1,082	1,073	1,065	1,059	1,054	1,051	1,049
	0,7	1,382	1,346	1,313	1,282	1,253	1,227	1,203	1,181	1,161	1,144	1,128	1,114	1,102	1,091	1,082	1,074	1,068	1,063	1,059	1,056	1,054
	0,8	1,324	1,296	1,270	1,245	1,222	1,201	1,182	1,164	1,148	1,134	1,121	1,110	1,100	1,090	1,083	1,076	1,071	1,066	1,062	1,060	1,058
	0,9	1,284	1,261	1,239	1,219	1,201	1,183	1,167	1,153	1,140	1,128	1,117	1,107	1,098	1,091	1,084	1,078	1,073	1,069	1,066	1,063	1,061
	1	1,254	1,236	1,217	1,201	1,185	1,170	1,157	1,145	1,133	1,123	1,114	1,105	1,098	1,091	1,085	1,080	1,076	1,072	1,069	1,067	1,065
	1,1	1,233	1,217	1,201	1,187	1,174	1,161	1,150	1,139	1,129	1,120	1,112	1,105	1,098	1,092	1,087	1,082	1,078	1,075	1,072	1,070	1,068
	1,2	1,216	1,202	1,189	1,176	1,165	1,154	1,144	1,135	1,126	1,118	1,111	1,104	1,098	1,093	1,088	1,084	1,081	1,077	1,075	1,072	1,071
	1,3	1,203	1,191	1,179	1,168	1,158	1,148	1,139	1,131	1,124	1,117	1,110	1,104	1,099	1,094	1,090	1,086	1,083	1,079	1,077	1,075	1,073
	1,4	1,193	1,181	1,172	1,162	1,153	1,144	1,136	1,129	1,122	1,116	1,110	1,104	1,099	1,095	1,091	1,087	1,084	1,081	1,079	1,077	1,075
	1,5	1,184	1,175	1,165	1,157	1,148	1,141	1,134	1,127	1,121	1,115	1,110	1,105	1,100	1,096	1,092	1,089	1,086	1,083	1,081	1,079	1,078
	1,6	1,177	1,168	1,160	1,152	1,145	1,138	1,131	1,125	1,120	1,114	1,110	1,105	1,101	1,097	1,094	1,091	1,088	1,085	1,083	1,081	1,080
	1,7	1,171	1,164	1,156	1,149	1,142	1,135	1,130	1,124	1,119	1,114	1,109	1,105	1,102	1,098	1,095	1,092	1,089	1,087	1,085	1,083	1,081
	1,8	1,167	1,159	1,153	1,146	1,140	1,134	1,128	1,123	1,118	1,114	1,109	1,106	1,102	1,099	1,096	1,093	1,090	1,088	1,086	1,084	1,083
	2	1,159	1,153	1,147	1,141	1,136	1,131	1,126	1,122	1,118	1,114	1,110	1,107	1,103	1,101	1,098	1,095	1,093	1,091	1,089	1,087	1,086
2,2	1,153	1,148	1,143	1,138	1,133	1,129	1,125	1,121	1,117	1,114	1,111	1,107	1,105	1,102	1,100	1,097	1,095	1,093	1,091	1,089	1,088	
2,5	1,148	1,143	1,139	1,135	1,131	1,127	1,124	1,120	1,117	1,114	1,111	1,109	1,107	1,104	1,102	1,100	1,098	1,096	1,094	1,093	1,092	
3	1,141	1,138	1,135	1,131	1,128	1,126	1,123	1,120	1,117	1,115	1,113	1,111	1,109	1,107	1,105	1,103	1,102	1,100	1,099	1,098	1,096	
3,5	1,137	1,134	1,132	1,130	1,127	1,125	1,122	1,120	1,118	1,116	1,114	1,112	1,111	1,109	1,108	1,106	1,105	1,103	1,102	1,101	1,100	
4	1,135	1,133	1,130	1,128	1,126	1,124	1,122	1,121	1,119	1,117	1,115	1,114	1,112	1,111	1,110	1,108	1,107	1,105	1,105	1,104	1,103	
5	1,132	1,130	1,129	1,127	1,126	1,124	1,122	1,121	1,119	1,118	1,117	1,116	1,115	1,114	1,112	1,111	1,110	1,109	1,108	1,108	1,107	
7	1,129	1,128	1,127	1,126	1,125	1,124	1,123	1,122	1,121	1,120	1,120	1,119	1,118	1,117	1,116	1,115	1,114	1,114	1,113	1,112	1,112	
10	1,128	1,127	1,127	1,126	1,125	1,125	1,124	1,123	1,123	1,122	1,121	1,121	1,120	1,119	1,119	1,118	1,118	1,117	1,117	1,116	1,116	
$\infty$	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	

FIGURE 3.3 – Valeur du coefficient  $C_1$  avec une charge répartie et  $\mu > 0$  tirée du livre (MARON, 2024)

Les autres tableaux utilisés pour déterminer les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  se trouvent en annexe A. Si les valeurs de  $\Psi$  et de  $\mu$  ne sont pas directement reprises dans ces tableaux, une approche sécuritaire mais qui reste tout de même suffisamment précise est employée. Elle consiste à cal-

culer plusieurs valeurs de  $M_{cr}$  avec les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  obtenues en considérant les valeurs de  $\psi$  et de  $\mu$  se trouvant directement en dessous et au-dessus des valeurs exactes recherchées, puis à conserver la valeur de  $M_{cr}$  la plus faible pour la suite des calculs.

Il faut noter que, puisque  $M_{cr}$  est une charge critique, les propriétés utilisées pour calculer ce terme lorsque le profilé est de classe 4 sont les propriétés sans prise en compte des ouvertures imposées par le voilement local.

Ainsi, pour tenir compte du phénomène de déversement, l'Eurocode 3 (CEN, 2022) introduit un coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour la résistance de la membrure fléchie, donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.18)$$

avec :

- $\chi_{LT}$  : facteur de réduction de la résistance à la flexion prenant en compte le déversement,
- $\beta_w$  : coefficient d'efficacité pour la prise en compte du phénomène de voilement local qui vaut 1 pour une section de classe 1 et 2,  $\frac{W_{el}}{W_{pl}}$  pour une section de classe 3 et  $\frac{W_{eff}}{W_{pl}}$  pour une section de classe 4,
- $W_{pl}$  : module de flexion plastique de la section,
- $f_y$  : limite d'élasticité de l'acier,
- $\gamma_{M1}$  : coefficient partiel de sécurité pris à 1.

Le facteur  $\chi_{LT}$  est donné par la formule :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (3.19)$$

avec :

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (3.20)$$

et  $\lambda_{LT}$  est l'élancement réduit défini par :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl} f_y}{M_{cr}}} \quad (3.21)$$

Le coefficient  $\alpha_{LT}$  est le paramètre d'imperfection généralisée qui permet de prendre en compte les imperfections géométriques des profilés ainsi que les contraintes résiduelles. Contrairement au cas du flambement, le choix de  $\alpha_{LT}$  ne dépend pas de la nuance d'acier.

Courbe	a0	a	b	c
$\alpha_{LT}$	0.13	0.21	0.34	0.49

TABLE 3.8 – Valeurs du coefficient  $\alpha_{LT}$  pour les courbes de déversement des profilés laminés à chaud selon l'Eurocode (CEN, 2022)

Type de section	Limites	Courbe de déversement
Section laminées en I ou H	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b

TABLE 3.9 – Choix de la courbe de déversement selon l'Eurocode (CEN, 2022)

Le coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  est introduit pour tenir compte de l'effet du déversement sur la résistance de la poutre. Lorsque l'élancement réduit  $\lambda_{LT}$  est inférieur à 0.2 ou que le déversement est empêché,  $\chi_{LT}$  est pris à l'unité, ce qui signifie que le déversement n'affecte pas la résistance. De plus, il est important de noter que  $\chi_{LT}$  est toujours au maximum égal à 1, puisqu'il s'agit d'un facteur de réduction.

Ainsi, plus le déversement est critique, plus la valeur de  $\chi_{LT}$  diminue et plus la résistance de la membrure en flexion est réduite.

### 3.4.4 Prise en compte du cisaillement et du phénomène d'interaction M-V

La vérification au cisaillement d'une membrure suit les recommandations de l'Eurocode 3, partie 1-1 (CEN, 2022), et plus précisément la section 6.2.6. Lorsqu'un profilé est soumis à un effort tranchant important, il peut être sensible au voilement par cisaillement, un phénomène d'instabilité local de l'âme, surtout pour les sections minces. Dans ce cas, la résistance au cisaillement  $V_{Rd}$  doit être réduite en tenant compte de ce voilement, suivant les formules de l'EN 1993-1-5 chapitre 7 (CEN, 2024).

De plus, si l'effort tranchant dimensionnant obtenu est supérieur à 50 % de la résistance en cisaillement réduite par le voilement au cisaillement, il faut prendre en compte l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant (interaction M-V). Cette interaction peut conduire à une réduction du moment résistant  $M_{Rd}$ , suivant une formule définie également dans l'Eurocode (CEN, 2022). En pratique, un coefficient d'interaction  $\rho$  est calculé, permettant d'évaluer l'influence du cisaillement sur la capacité en flexion.

### 3.4.5 États limites de service pour les poutres

Lors du dimensionnement d'une poutre, il est également essentiel de considérer les états limites de service, qui peuvent s'avérer déterminants dans le choix de la section et restreindre l'intérêt d'utiliser des aciers à haute résistance.

Une poutre est considérée comme non conforme aux ELS lorsque sa flèche verticale maximale dépasse une flèche limite, laquelle dépend du type d'usage et du contexte d'exploitation. Par exemple, une flèche maximale de  $L/200$  est généralement tolérée pour des structures simples comme des hangars ou des abris, tandis qu'un critère plus strict de  $L/300$  est adopté afin d'éviter des déformations visibles ou perceptibles. Pour des applications plus sensibles, comme le support de parois vitrées ou de murs susceptibles de fissurer, des limites plus sévères peuvent également s'appliquer, telles que  $L/500$  ou une flèche absolue maximale de 5 mm.

### 3.4.6 Formule d'interaction des membrures comprimées et fléchies

Lorsqu'une membrure est soumise simultanément à des efforts de compression et de flexion, il est nécessaire d'utiliser une formule d'interaction pour vérifier que la membrure résiste. Etant donné l'hypothèse que les membrures sont toujours soumises à de la flexion selon leur axe fort, les formules d'interaction à vérifier selon l'Eurocode (CEN, 2022) sont les suivantes :

— Flambement selon l'axe  $z$  :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + \mu_z \cdot \left( \beta^* \cdot \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot C_{my} \cdot \frac{M_{Ed}}{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) \cdot C_{zy} \cdot M_{Rd}} \right) \leq 1 \quad (3.22)$$

— Flambement selon l'axe  $y$  :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + \mu_y \cdot \left( \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \cdot C_{my} \cdot \frac{M_{Ed}}{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) \cdot C_{yy} \cdot M_{Rd}} \right) \leq 1 \quad (3.23)$$

La plupart des termes utilisés dans les équations ci-dessus sont les mêmes que ceux déjà définis dans les sections précédentes. Cependant, de nouveaux termes apparaissent, ceux-ci sont définis de la façon suivante :

- $\mu_y, \mu_z$  : Coefficients d'interaction flexion/compression selon les axes correspondants, définis dans l'Eurocode 3 (CEN, 2022).
- $\beta^*$  : Coefficient d'interaction des moments  $M_y - M_z$ .
- $k_{LT}$  : Coefficient tenant compte de l'influence de l'effort axial sur le phénomène de déversement.
- $C_{my}$  : Coefficient d'équivalence (facteur de correction pour l'effet des moments non uniformes).
- $C_{zy}, C_{yy}$  : Coefficients correcteurs prenant en compte l'interaction entre le moment et l'effort axial de compression.

Ces équations correspondent à la vérification de l'interaction entre la compression axiale et la flexion selon l'axe fort, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-1, §6.3.3).

Il convient également de noter que, lorsqu'une section soumise à compression-flexion est de classe 4, un processus itératif doit être mis en place afin de déterminer ses propriétés efficaces. En effet, le voilement local modifie la répartition des contraintes, ce qui entraîne un déplacement du centre de gravité de la section efficace. Ce décalage génère un bras de levier par rapport à l'effort de compression, induisant un moment secondaire. Il est donc nécessaire de calculer la section efficace de manière itérative jusqu'à ce que ce moment induit devienne suffisamment faible pour être négligé.

### 3.4.7 Cas particulier des contreventements en CHS formés à chaud

Pour ce qui est du dimensionnement des contreventements assurant la stabilité latérale de la structure, des tubes circulaires creux (CHS) formés à chaud sont utilisés. Ceux-ci sont soumis à des efforts axiaux de traction pure ou de compression pure suivant le type de contreventement utilisé. Leur vérification aux ELU suit les mêmes principes généraux que pour les profilés en I ou H, mais certaines particularités doivent être prises en compte :

- **Classification des sections tubulaires** : La classification se fait également sur base de l'élancement de la paroi comprimée, qui est, ici, exprimé par le rapport  $d/t$  puis comparé aux critères suivants :

$$\text{Classe 1 : } \frac{d}{t} \leq 50 \varepsilon^2$$

$$\text{Classe 2 : } \frac{d}{t} \leq 70 \varepsilon^2$$

$$\text{Classe 3 : } \frac{d}{t} \leq 90 \varepsilon^2$$

$$\text{Classe 4 : } \frac{d}{t} > 90 \varepsilon^2$$

$$\text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

Pour les sections de classe 4 comprimées, une réduction de l'aire efficace  $A_{eff}$  doit être appliquée afin de tenir compte du voilement local. Dans le présent cas, cette aire est déterminée à l'aide d'une formule simplifiée, applicable tant que le critère  $\frac{d}{t} < 240 \varepsilon^2$  est respecté, ce qui est toujours vérifié pour la gamme de profilés considérée. La formule utilisée pour le calcul de  $A_{eff}$  est la suivante :

$$A_{eff} = A \cdot \sqrt{\frac{90 \varepsilon^2}{\frac{d}{t}}} \quad (3.24)$$

Cette approche indiquée par l'Eurocode (CEN, 2022) permet une estimation rapide des pertes dues au voilement local, sans recourir à des procédures plus complexes de détermination des propriétés efficaces.

- **Choix de la courbe de flambement** : La résistance à la compression prend en compte les phénomènes d'instabilité globale par flambement. La résistance est donc évaluée à l'aide du facteur de réduction  $\chi$  comme pour les profilés en I ou H laminés à chaud. Cependant, le paramètre d'imperfection généralisée utilisé pour calculer ce facteur, dépend du mode de fabrication du profilé et vaut pour des CHS laminés à chaud :  $\alpha = 0.21$  , ou  $0.13$  si  $f_y \geq 460$  MPa

De plus, il est également nécessaire de vérifier que les déplacements horizontaux de la structure respectent les états limites de service. Cette vérification s'effectue en deux fois. D'une part, le déplacement horizontal global au sommet de la structure ne doit pas excéder une valeur limite dépendant de son usage et qui est fixée ici à  $H/500$ , où  $H$  est la hauteur totale du bâtiment. D'autre part, les déplacements relatifs entre étages, définis comme la différence de déplacement horizontal entre deux niveaux successifs, doivent rester inférieurs à  $h/250$ , où  $h$  est la hauteur d'un étage. Cette exigence vise à limiter les dommages non structuraux et à garantir le confort des occupants. Ces vérifications assurent que la structure dispose d'une raideur latérale suffisante pour satisfaire les exigences de service. Le respect de ces limitations implique que la structure soit dotée d'un système de contreventements efficace. À cet égard, une pratique recommandée par l'Eurocode consiste à limiter l'élancement des barres de contreventement, défini par  $\lambda = \frac{L}{i}$ , à une valeur inférieure à 240. Le contrôle simultané des déplacements horizontaux et de l'élancement des contreventements permet ainsi de garantir à la fois la stabilité et le confort de l'ossature.

Ces exigences sont intégrées dans les vérifications des contreventements conformément à l'Eurocode.



### 3.4.8 Avantages et limites des aciers à haute résistance

Au regard des propriétés exposées, les aciers à haute résistance (HSS) pourraient présenter plusieurs atouts potentiels pour la construction métallique :

- **Réduction de la quantité de matière** : La haute limite d'élasticité pourrait permettre de diminuer les sections des éléments porteurs tout en conservant les performances mécaniques requises. Cela entraînerait une consommation moindre de matériau et une réduction de l'impact environnemental.
- **Affinement des structures** : L'utilisation de profilés HSS pourrait permettre la conception de structures plus élancées et compactes, favorisant une meilleure intégration architecturale et un gain d'espace utile.
- **Diminution des charges transmises aux fondations** : Le possible allègement global de la structure réduirait les efforts verticaux transmis aux fondations, ce qui pourrait simplifier leur conception et entraînerait une baisse des coûts associés.
- **Possibilité d'augmenter le nombre d'étages** : La capacité portante accrue des colonnes pourrait permettre de supporter des charges plus importantes, facilitant la réalisation de bâtiments de grande hauteur.
- **Optimisation logistique** : La réduction potentielle de masse pourrait permettre de limiter les besoins en transport et en manutention.

Cependant, ces avantages potentiels favorisant l'utilisation des aciers à haute résistance se voient limités par les aspects suivants :

- **Sensibilité accrue aux instabilités** : Les éléments plus élancés sont plus vulnérables aux phénomènes de voilement, de flambement ou de déversement, ce qui peut restreindre leur efficacité structurelle et annuler l'effet bénéfique venant des aciers HSS.
- **Raideur réduite** : L'utilisation de sections plus légères entraîne une diminution de la raideur globale, ce qui peut générer des flèches plus importantes, des vibrations accrues et une atteinte plus rapide des états limites de service (ELS), indépendamment de la résistance mécanique.
- **Fatigue et contraintes de mise en œuvre** : Ces aciers présentent souvent une plus grande sensibilité à la fatigue, tandis que leur soudage nécessite des précautions spécifiques. La résistance à la fatigue ne croît pas nécessairement avec la limite élastique.
- **Ductilité moindre** : Une ductilité plus faible rend les analyses plastiques plus complexes et peut accroître les risques de rupture fragile, notamment en cas de sollicitation dynamique (séisme, choc) ou à basse température.
- **Coût d'acquisition plus élevé** : Le coût unitaire des HSS est supérieur à celui des aciers standards. Les économies générées par la réduction de matière et de transport doivent compenser ce surcoût, ce qui n'est pas systématiquement le cas.

Ainsi, ce travail de fin d'étude vise à évaluer si les limites identifiées viennent compromettre les avantages potentiels offerts par l'utilisation des aciers à haute résistance dans les structures de type portique.

# Chapitre 4

## Méthodologie

L'étude vise à évaluer l'intérêt structurel et économique des aciers à haute résistance (HSS) dans les structures de type portique. Pour cela, une approche comparative est menée, en analysant systématiquement différentes configurations de la structure de référence avec des aciers HSS et en les comparant aux mêmes configurations réalisées uniquement en acier S235. L'objectif est de vérifier si les HSS permettent une réduction de poids, et si cette réduction est suffisante pour compenser leur surcoût. En d'autres termes, il s'agit de déterminer s'il existe un véritable gain économique associé à leur emploi pour des ossatures de portiques.

Les coûts de fabrication et de transport étant supposés équivalents entre aciers standards et HSS, seule la comparaison des coûts de la matière est retenue dans l'analyse. En pratique, les HSS permettent une réduction de matière qui pourrait entraîner des économies logistiques, mais leur mise en œuvre, notamment au soudage, est plus complexe et potentiellement plus coûteuse. Faute de données fiables sur ces aspects, ils ne sont pas pris en compte ici.

L'étude débute par l'analyse d'une structure à assemblages articulés, dans un cadre très théorique où aucune instabilité (ni flambement, ni déversement) ne peut survenir. Dans cette configuration, le comportement de chaque membrure est étudié indépendamment dans un premier temps, car le dimensionnement d'un élément n'influence pas celui des autres. Cette démarche permet de comprendre précisément les mécanismes propres à chaque niveau de la structure. Ces résultats sont ensuite rassemblés pour dégager une vision globale du comportement de la structure. Des études paramétriques sont alors menées sur ce cas théorique, afin d'examiner d'autres situations et d'enrichir l'analyse.

Dans un second temps, les instabilités sont introduites, afin d'évaluer leur influence sur le dimensionnement et sur l'intérêt d'utiliser des aciers HSS. L'analyse est ensuite poursuivie avec des structures à assemblages semi-rigides, où les effets de couplage entre les éléments deviennent significatifs. Dans ce contexte, seules certaines situations bien définies sont explorées, car il devient difficile de tirer des conclusions générales à partir de graphes globaux. L'analyse de cas précis permet une meilleure lecture des interactions entre éléments et des effets de redistribution des efforts.

Compte tenu de la complexité induite par les couplages dans la structure semi-rigide, une structure portique plus simple est d'abord analysée. Cette étape permet de clarifier les phénomènes fondamentaux avant d'aborder la structure globale à deux étages et deux travées. Les résultats obtenus sur le modèle simplifié servent alors de base de comparaison et de compréhension pour le portique de référence plus complexe.

L'ensemble des résultats est analysé dans une perspective pratique, en identifiant les situations où l'utilisation des aciers HSS se révèle avantageuse ou, au contraire, peu pertinente. L'objectif est de fournir aux concepteurs des repères leur permettant de choisir la nuance d'acier la mieux adaptée aux contraintes spécifiques de chaque projet.

La méthodologie présentée ci-dessus repose ainsi sur une série d'analyses comparatives successives, qui nécessitent la définition des paramètres géométriques et de charge à prendre en compte. C'est pourquoi ce chapitre précise les intervalles étudiés dans le cadre de cette étude pour les longueurs des membrures ainsi que pour le chargement. Finalement, une autre partie détaille la démarche employée pour évaluer l'intérêt économique des aciers HSS.

## 4.1 Définition des intervalles utilisés

L'ossature étudiée est la structure métallique à deux étages et deux travées, composée de poutres et de poteaux en profilés IPE et HE laminés à chaud, présentée dans le chapitre 2. Le bâtiment de référence auquel elle appartient est destiné à un usage de bureaux, classé en catégorie B selon l'EN 1991-1-1. Cette classification permet de déterminer l'intervalle des valeurs de charges d'exploitation à considérer pour la suite de cette étude.

Les charges surfaciques retenues pour les planchers intermédiaires et la toiture sont résumées dans le tableau suivant :

Élément	Charge permanente [kN/m <sup>2</sup> ]	Charge variable [kN/m <sup>2</sup> ]
Plancher (bureaux)	6,30	3,00
Toiture	5,56	0,75

TABLE 4.1 – Charges surfaciques typiques retenues

En prenant comme hypothèse un entraxe entre portiques de maximum 8 m (valeur usuelle maximale pour des structures de bureaux), les charges par mètre linéaire appliquées aux poutres peuvent être déterminées pour les états limites de service (ELS) et ultimes (ELU) :

Élément	ELS [kN/m]	ELU [kN/m]
Plancher	74,5	104
Toiture	50,5	69

TABLE 4.2 – Charges linéiques appliquées aux poutres (pour le cas maximal de 8 m de portée transversale)

La charge appliquée sur la toiture représente environ deux tiers de celle du plancher, tandis que la charge de service vaut à peu près la charge ultime divisée par un facteur de 1,4. En conséquence, les charges longitudinales de plancher aux ELU sont retenues comme base dans la suite de l'étude, les autres valeurs pouvant être déduites à partir des rapports qui viennent d'être établis :

- $w_d = w_{d,p} \in [0; 100]$  kN/m : charge appliquée directement sur les planchers.
- $w_{d,t} = \frac{2}{3}w_d$  : charge longitudinale appliquée sur les hourdis au-dessus de la poutre de toiture.
- $w_{k,p/t} = \frac{w_{d,p/t}}{1,4}$  : charge caractéristique appliquée sur la poutre de plancher ou de toiture.

Il est important de noter que pour la toiture, les charges longitudinales calculées ci-dessus sont celles réparties sur les hourdis. Les poutres de toiture reçoivent en réalité des efforts ponctuels localisés au droit des connecteurs métalliques qui sont au nombre de 5 et qui permettent de limiter la longueur de déversement de ces poutres. Ainsi, la charge linéique calculée ci-dessus pour la toiture est répartie sous forme de forces concentrées qui valent  $w_{d,t}L/4$  en travée et  $w_{d,t}L/8$  en extrémité.

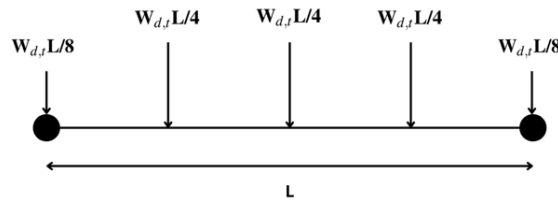


FIGURE 4.1 – Représentation des charges appliquées sur une poutre de toiture

Enfin, les intervalles étudiés pour les dimensions des membrures sont quant à eux basés sur des configurations courantes d'ossatures de bureaux. Ils sont compatibles avec l'usage de profilés de poutres et poteaux IPE et HE laminés à chaud :

- Longueur de travée (portée des poutres) :  $L \in [6 \text{ m}; 12 \text{ m}]$
- Hauteur des poteaux par étage :  $H \in [3 \text{ m}; 9 \text{ m}]$

Il est également à noter que, pour se caler sur le schéma utilisé pour l'ossature de référence, la hauteur du poteau situé sous la toiture est supposée inférieure de 0,3 m à celle du poteau sous l'étage. Cette dernière étant la hauteur  $H_p$  représentée sur les graphiques dans la suite de ce rapport .

Ainsi, lors de l'analyse des résultats, les graphiques faisant varier la longueur et la charge utiliseront les intervalles définis ci-dessus, tout en maintenant la hauteur du portique équivalente à celle du portique de référence, pour laquelle la hauteur sous plancher est de 4,5 mètres. À l'inverse, les graphiques faisant varier la hauteur et la charge modifieront ces paramètres tout en conservant la longueur de référence du portique, composée de deux poutres de 7,2 mètres.

Finalement, la charge surfacique appliquée sur la façade au vent est prise à  $1,6 \text{ kN/m}^2$ ; elle est calculée pour un espacement entre les portiques de 5 m et est considérée constante tout au long de l'étude. L'objectif étant de se focaliser surtout sur ce qui se passe au niveau des poutres et colonnes.

## 4.2 Méthodologie de l'étude de l'intérêt économique

L'étude se porte sur l'intérêt économique de passer d'une structure faite entièrement en acier S235 à une structure composée de membrures en acier à hautes limites d'élasticité, dite structure HSS. Ainsi, la structure en acier HSS est intéressante d'un point de vue économique à condition que les coûts pour les structures soient tels que :

$$\text{Coût}_{S235} > \text{Coût}_{HSS} \quad (4.1)$$

Ce qui implique :

$$\left( \sum_i L_i A_{\text{profilé}_i} C_{\text{volumique}_i} \right)_{S235} > \left( \sum_i L_i A_{\text{profilé}_i} C_{\text{volumique}_i} \right)_{HSS} \quad (4.2)$$

Dans la suite du rapport, pour la plupart des cas, l'intérêt économique est étudié en comparant le cas où l'ensemble de la structure est composée de membrures en acier S235 au cas où certaines membrures seulement sont en acier à haute résistance. Dès lors, alors que le coût volumique est le même pour l'ensemble des membrures de la structure en S235 et peut être mis en évidence, celui des membrures de la structure HSS dépend de la nuance d'acier utilisée et ne peut pas l'être. Ce coût volumique de l'acier HSS peut cependant être réexprimé à partir de celui du S235 selon la relation suivante :

$$C_{\text{volumique}_i}^{HSS} = C_{\text{volumique}}^{S235} \cdot \frac{C_{\text{volumique}}^{HSS}}{C_{\text{volumique}}^{S235}} = C_{\text{volumique}}^{S235} \cdot c_{i,HSS} \quad (4.3)$$

où  $c_{i,HSS}$  représente le coût relatif de la nuance d'acier utilisée pour la membrure  $i$  par rapport à la nuance d'acier S235.

L'équation peut alors s'écrire de manière relative :

$$\left( \sum_i L_i A_{\text{profilé}_i} \right)_{S235} > \left( \sum_i L_i A_{\text{profilé}_i} \cdot c_i \right)_{HSS} \quad (4.4)$$

Ainsi, puisque le prix exact des matériaux peut varier, les comparaisons économiques entre aciers standards (S235) et aciers à haute résistance (HSS) sont basées sur des coûts relatifs plutôt que sur des coûts absolus exprimés en €/m<sup>3</sup>. Cette approche est retenue car les prix réels des matériaux dépendent de nombreux facteurs tels que le pays de production, le fournisseur, la quantité commandée, ou encore les fluctuations du marché. L'utilisation de coûts relatifs permet donc une analyse plus stable et généralisable.

Les prix relatifs utilisés sont issus de l'étude menée dans le cadre du doctorat de M. Saufnay (CEN, 2024). Le tableau 4.3 répertorie les coûts relatifs des différents grades d'acier en fonction de trois niveaux de prix : bas, moyen et élevé. Dans cette étude, seul le scénario médian est retenu pour l'évaluation de l'intérêt économique.

Nuance d'acier	Low	Medium	High
S235	1.00	<b>1.00</b>	1.00
S275	1.00	<b>1.00</b>	1.00
S355	1.05	<b>1.08</b>	1.12
S420	1.06	<b>1.11</b>	1.17
S460	1.07	<b>1.13</b>	1.20
S500	1.08	<b>1.15</b>	1.23
S550	1.10	<b>1.18</b>	1.27
S600	1.11	<b>1.21</b>	1.31
S700	1.14	<b>1.32</b>	1.50

TABLE 4.3 – Comparaison des prix relatifs des aciers HSS par rapport au S235 selon (SAUFNAY, 2024)

Il est toutefois important de noter que, dans le cas de la structure à assemblages semi-rigides, la comparaison des designs des structures dans les différentes nuances se fait en valeur absolue. Le coût total de la structure S235 est comparé directement au coût total de la structure HSS. Dans ce cadre, un prix volumique de référence pour le S235 doit être choisi. Celui-ci est fixé à 750 €/t, conformément au scénario médian présenté dans la méthodologie du doctorat de M. Saufnay (SAUFNAY, 2024).

Finalement, l'intérêt économique lié au remplacement des profilés S235 par des aciers HSS peut être quantifié à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Pourcentage d'intérêt économique} = \left( 1 - \frac{\text{Coût}_{HSS}}{\text{Coût}_{S235}} \right) \times 100[\%] \quad (4.5)$$

Une valeur positive de ce pourcentage traduit un gain économique en faveur des aciers à haute résistance, tandis qu'une valeur négative indique une perte d'intérêt économique liée à leur utilisation.

De plus, comme précisé précédemment, le comportement de chaque membrure est initialement étudié indépendamment du reste de la structure, de façon à pouvoir analyser plus finement les effets locaux propres à chaque niveau. Dans cette optique, l'intérêt économique du remplacement d'une membrure individuelle donnée en S235 par une membrure HSS est jugé favorable si :

$$A_{S235} > A_{HSS} \cdot c_{HSS} \quad (4.6)$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_{S235}}{A_{HSS}} > c_{HSS} \quad (4.7)$$

# Chapitre 5

## Résultats et discussions

Dans ce chapitre, les résultats obtenus pour l'ossature de référence en acier S235 sont comparés à ceux de cette même ossature composée de membrures en acier à haute limite élastique, ceci afin d'évaluer l'intérêt économique de passer à une nuance d'acier plus résistante. Cette analyse vise à identifier les conditions dans lesquelles l'utilisation de l'acier à haute résistance dans des infrastructures de type portique peut être économiquement avantageuse. La nuance choisie pour ces comparaisons est l'acier HSS S460. Cette nuance est particulièrement intéressante à analyser, car elle est déjà commercialisée et offre de bonnes chances de trouver des résultats pertinents. Toutefois, afin de mener une étude complète, une étude comparative entre les différentes nuances est également réalisée dans ce rapport.

Pour chaque comparaison, la même structure est étudiée, une fois avec toutes les membrures en acier S235 et une autre fois avec certaines membrures en acier HSS S460. Dans un premier temps, l'intérêt économique de l'utilisation de l'acier HSS est évalué pour la structure portique de référence à deux travées et deux étages avec des assemblages articulés. Dans un second temps, l'analyse est effectuée pour la structure avec des assemblages semi-rigides, qui nécessitent généralement moins de matériaux pour atteindre la même résistance que les structures articulées qui utilisent moins efficacement les propriétés des matériaux.

Il est également important de rappeler que cette étude se concentre uniquement sur le coût des matériaux, qui ne représente que 20 à 40 % du coût global de l'ossature. Une étude complémentaire prenant en compte d'autres paramètres influençant le coût global serait une bonne perspective pour déterminer si l'utilisation des aciers à haute résistance est réellement avantageuse.

### 5.1 Résultats pour la structure à assemblages articulés

La procédure utilisée dans les routines informatiques permettant d'obtenir les résultats présentés dans cette section est illustrée par l'organigramme ci-dessous.

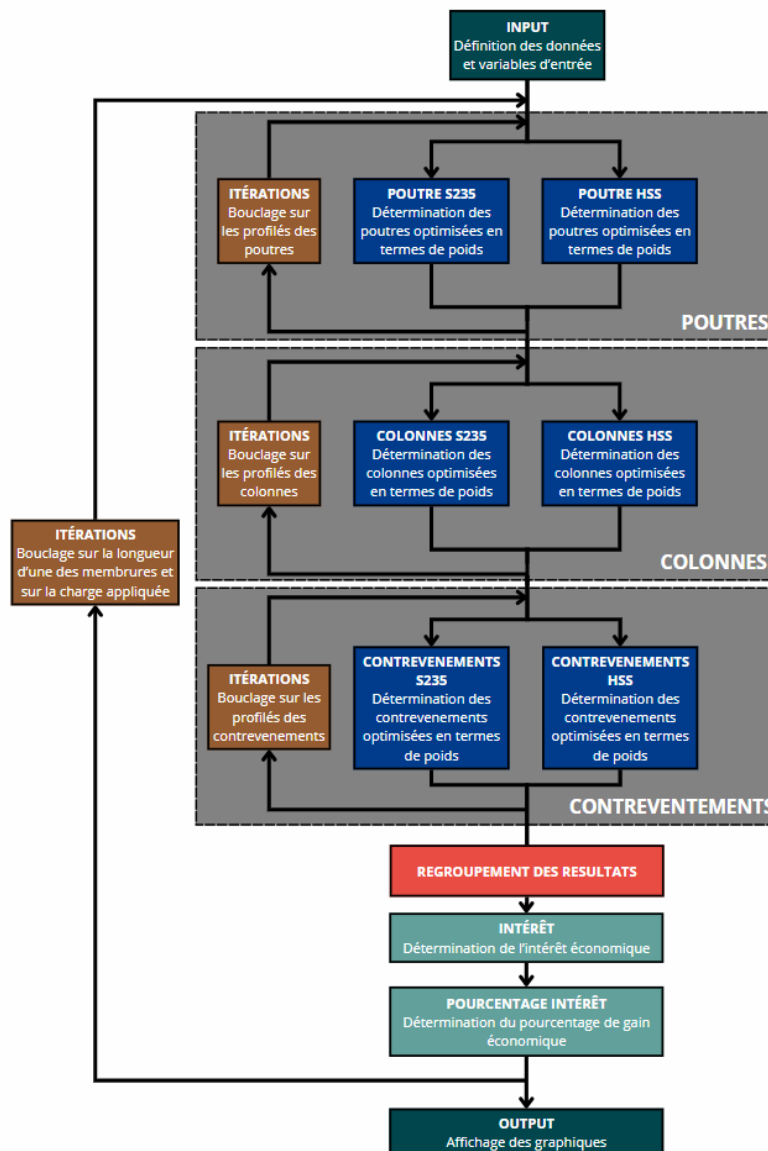


FIGURE 5.1 – Organigramme de la structure de code utilisée pour l'ossature articulée

L'ensemble des codes suivant cette routine a été vérifié manuellement et comparé à des résultats antérieurs, notamment ceux réalisés par M. Saufnay, avec lesquels ils concordent.

Dans une structure articulée, les efforts sont indépendants des éléments qui dimensionnent la structure, ce qui permet de les calculer analytiquement de manière très simple. Ainsi, les éléments dimensionnants peuvent être évalués séparément les uns des autres.

Pour ce qui est de la nature des efforts internes, les poutres sont soumises à de la flexion pure, tandis que les colonnes sont soumises à de la compression pure et les contreventements, dans le cas où ce sont des croix de Saint-André, sont soumis à de la traction pure. Toutefois, comme expliqué précédemment, le cas de référence étudié envisage également une configuration en N, dans laquelle les éléments de contreventement peuvent être sollicités en compression. Une étude prenant en compte cette situation est donc réalisée. Néanmoins, il est important de noter que les contreventements sont généralement plutôt des croix de St André utilisés uniquement en traction.



Le schéma ci-dessous illustre les charges appliquées sur la structure ainsi que les efforts types engendrés par ces dernières.

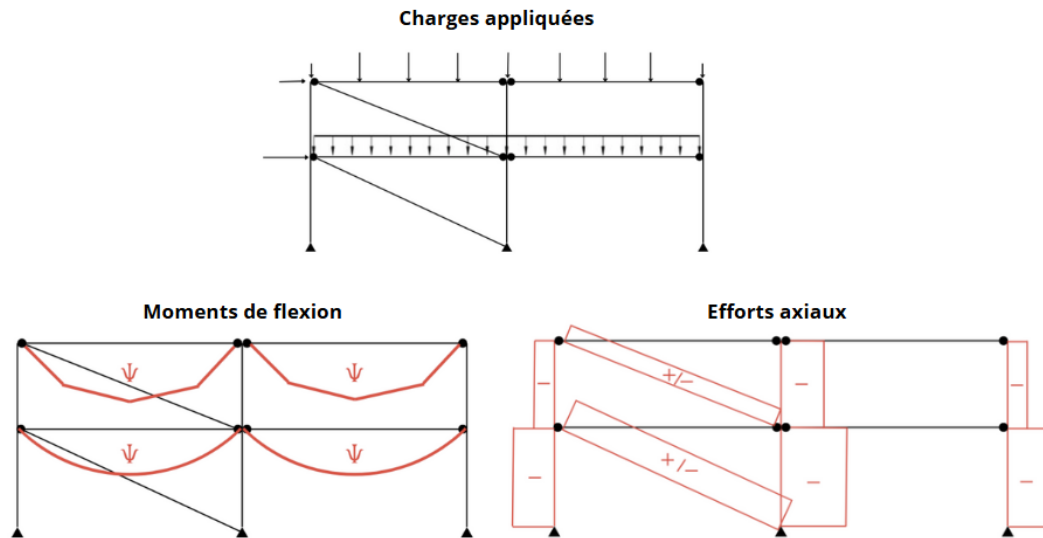


FIGURE 5.2 – Schéma des efforts dans la structure articulée où seul le contreventement activé est représenté

Il est également à noter que les effets du second ordre globaux, tels que les phénomènes  $P-\Delta$ , ne sont pas pris en compte puisque l'hypothèse d'une structure à nœuds non transversalement déplaçables a été faite. Cela permet de simplifier l'analyse. Les effets du second ordre locaux sont quant à eux pris en compte à l'aide des courbes de flambement et de déversement fournies par l'Eurocode.

Les graphiques d'analyse dans la suite présentent des variations en fonction de la longueur et de la charge, ou de la hauteur et de la charge du portique. Ces termes sont expliqués ci-dessous :

- **Longueur** : Correspond à celle d'une poutre. Le portique est composé de deux travées de poutres de même longueur.
- **Hauteur** : Désigne celle d'une colonne située sous plancher. La hauteur totale du portique peut être déterminée en considérant que la colonne de toiture a une longueur égale à celle de la colonne du plancher à laquelle on soustrait 0,3 m.
- **Charge** : Fait référence à la charge longitudinale appliquée sur la poutre de plancher. Les autres charges peuvent être déduites à partir de celle-ci, comme expliqué dans la section 4.1.

Il est alors pertinent d'analyser l'impact de la variation de ces différents paramètres :

#### 1. Augmentation de la longueur :

- Allongement des poutres.
- Augmentation de la charge de compression dans les colonnes.
- Allongement de la longueur du contreventement.
- Le contreventement s'approche de l'horizontale, donc l'effort dans celui-ci diminue légèrement.

#### 2. Augmentation de la hauteur :

- Allongement des colonnes.
- Aucun impact sur les poutres.

- Augmentation de la surface exposée au vent, donc augmentation de la charge dans le contreventement.
- Le contreventement s'approche de la verticale, donc l'effort y augmente encore un peu plus.

### 3. Augmentation de la charge :

- Augmentation des efforts dans les poutres.
- Augmentation des efforts dans les colonnes.
- Aucun impact sur les contreventements.

## 5.1.1 Etude des contreventements

L'analyse des contreventements est conduite de manière dissociée du reste de la structure dans la mesure où les paramètres abordés ultérieurement (ELS, type de membrure, déversement, flambement, etc.) influencent les poutres et les colonnes, mais pas les contreventements. Ainsi, leur étude est établie une fois pour toutes et les résultats restent valides quel que soit le scénario d'analyse envisagé par la suite.

### Contreventements en traction (croix de St André)

Lorsqu'ils ne travaillent qu'en traction, les contreventements sont dimensionnés à partir de leur résistance en section, sous réserve de respecter un critère d'élancement limite :

$$\frac{L}{i} < 240 \quad (5.1)$$

Ce critère garantit l'efficacité du contreventement en limitant les déplacements horizontaux de la structure aux états limites de service.

### Variation de la longueur

Les efforts dus au vent ne sollicitent pas fortement la résistance des sections, l'acier présentant une excellente résistance en traction. Ainsi, le critère d'élancement devient souvent prépondérant. Cela explique pourquoi, comme le montre la figure 5.3, il n'existe aucun avantage économique à utiliser un acier à plus haute limite d'élasticité, tel que le S460, puisque l'élancement limite est indépendant de la limite élastique du matériau et que le même profilé est donc requis pour dimensionner les deux nuances.

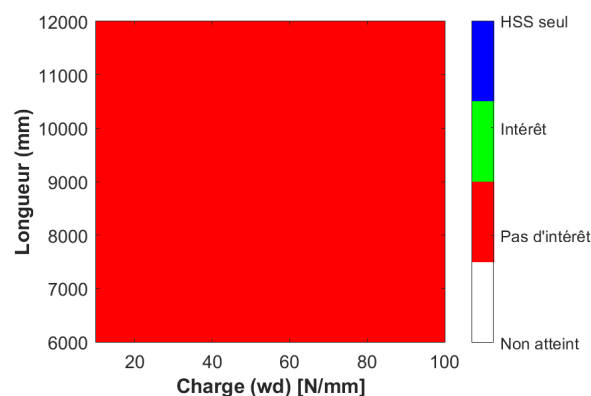


FIGURE 5.3 – Croix de St André - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460

Ce n'est que dans des situations où les charges de vent deviennent exceptionnellement élevées qu'il pourrait être pertinent d'envisager l'utilisation d'une nuance d'acier à plus haute résistance. En effet, lorsque ces charges augmentent, ce n'est plus le critère d'élancement qui gouverne le dimensionnement, mais la résistance en section. Des zones d'intérêt pour le passage à des contreventements de plus haute résistance peuvent alors émerger, comme cela est illustré sur le graphique ci-dessous, obtenu en multipliant la charge surfacique de vent par 10.

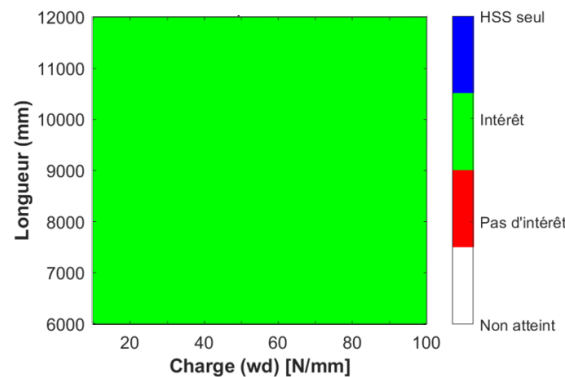


FIGURE 5.4 – Croix de St André - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460 lorsque la charge surfacique de vent est multipliée par 10

Dans ce cas, l'utilisation d'aciers à haute résistance serait particulièrement avantageuse. Cependant, les charges de vent utilisées dans cette étude de base sont déjà estimées de manière très conservative, rendant une telle situation peu réaliste pour un portique à deux étages.

En revanche, pour des structures de plus grande hauteur, avec un plus grand nombre d'étages, les efforts horizontaux accumulés dans les contreventements seraient significativement plus élevés. Cette augmentation de charge pourrait justifier le recours à des aciers à haute limite d'élasticité pour un dimensionnement efficace des contreventements. De plus, dans un contexte sismique, où les efforts horizontaux deviennent une problématique centrale, l'utilisation de ces aciers pourrait également se révéler pertinente. Cependant, ces considérations spécifiques sortent du cadre de la présente étude.

#### Variation de la hauteur

Les mêmes conclusions s'appliquent à la variation de la hauteur du portique : dans les conditions normales de chargement, même si la charge dans le contreventement augmente avec la hauteur du portique, le critère d'élancement reste dominant, et l'utilisation du S460 n'apporte aucun avantage économique dans le domaine étudié.

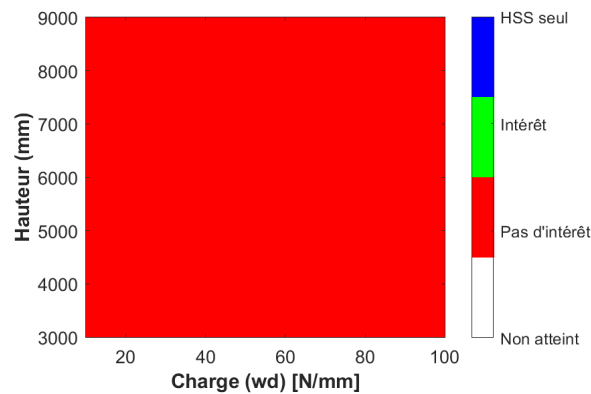


FIGURE 5.5 – Croix de St André - Variation hauteur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460

### Contreventement en traction et compression (en N)

Lorsque les contreventements sont soumis à des efforts alternés de traction et de compression, les paramètres dimensionnants changent. La traction n'est plus le facteur déterminant et la résistance au flambement devient le critère prépondérant. Cette inversion est due à l'élancement marqué de l'élément, le rendant vulnérable aux phénomènes d'instabilité de flambement en compression. Ainsi, la vérification au flambement est généralement plus contraignante que le simple respect des limites d'élancement en traction.

#### Variation de la longueur

Lorsqu'une membrure comprimée est fortement élancée, le coefficient de réduction  $\chi$  est introduit dans la formule de résistance pour tenir compte des effets de flambement. L'élancement des contreventements augmente avec leur longueur, qui augmente avec la longueur du portique. Ainsi, comme illustré sur la figure 5.6, plus la longueur du portique augmente, plus les résistances des profilés dans les deux nuances diminuent et plus ces profilés tendent à offrir les mêmes performances.

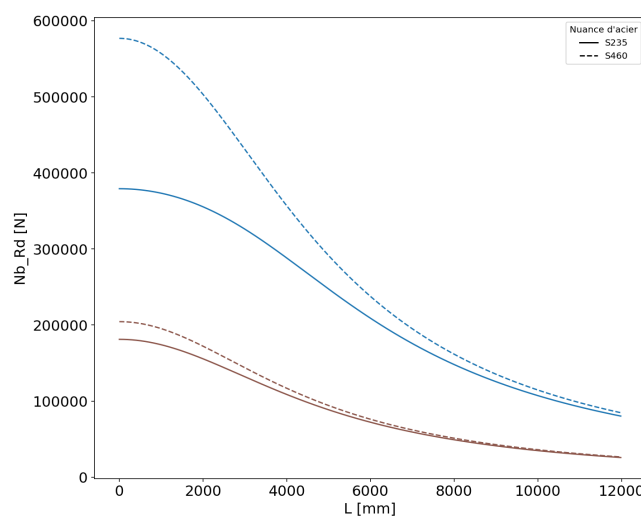


FIGURE 5.6 – Résistance réduite par le flambement en fonction de la longueur de poutre du portique pour deux profilés CHS laminés à chaud

Ce phénomène affecte directement le mode de dimensionnement. Alors que l'élancement critique limitant les déplacements latéraux gouvernait le cas purement tendu, en compression, le flambement réduit les résistances des profilés, rendant les états limites ultimes prépondérants. Cela ouvre la possibilité d'un intérêt pour les aciers à haute résistance. Ainsi, des profilés de plus grande taille doivent être utilisés pour satisfaire aux exigences des ELU. Cependant, malgré cette augmentation de la section, les efforts de compression dans les contreventements restent faibles. En conséquence, les profilés requis restent de faible gabarit, et donc fortement élancés. Cela fait que l'élancement global diminue, mais reste suffisamment élevé pour que le flambement demeure fortement critique. Dès lors, les mêmes sections dans les deux nuances sont le plus souvent requises, ce qui limite l'intérêt économique du S460.

C'est ce paradoxe, des ELU qui gouvernent le dimensionnement, mais pour des profilés encore très élancés, qui fait qu'il existe des zones d'intérêt pour les HSS, mais qui sont très limitées. Ainsi, l'utilisation des aciers à haute limite d'élasticité reste peu intéressante pour les contreventements, comme il est possible de le voir sur la figure 5.7.

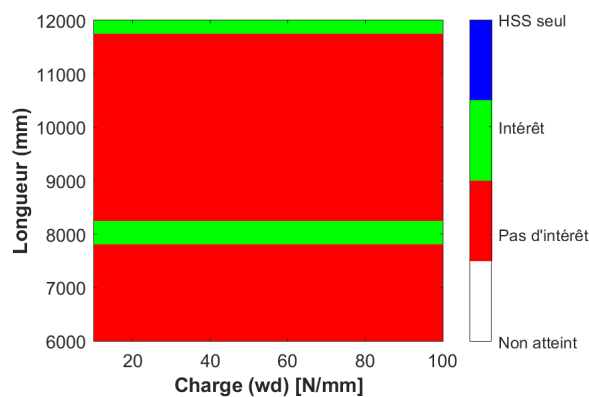


FIGURE 5.7 – Contreventement en N - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460

Il est utile de rappeler que la charge appliquée aux planchers  $w_d$  n'influe pas sur les efforts dans les contreventements, ce qui explique pourquoi les zones d'intérêt apparaissent sous forme de bandes horizontales sur le graphique ci-dessus.

Les rares zones d'intérêt économique visibles sur la figure 5.7 correspondent aux cas où des profilés différents sont utilisés pour le dimensionnement dans les deux nuances et que le S460 permet un changement de section suffisamment important pour compenser son coût unitaire plus élevé, soit 1,13 fois celui du S235. Ces cas se produisent uniquement lorsque l'effort axial dans les contreventements  $N_{Ed,c}$  est situé entre les résistances des deux nuances pour un même profilé et que le rapport de surface entre les deux profilés successifs est supérieur à 1,13, comme illustré à la figure 5.8. Ces situations correspondent bien aux courts intervalles de longueur pour lesquelles il y a un intérêt sur la figure 5.7.

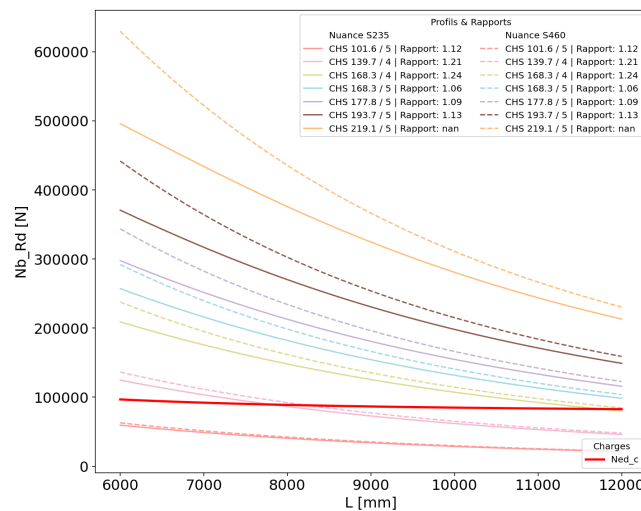


FIGURE 5.8 – Résistance réduite par le flambement des profilés CHS laminés à chaud en fonction de la longueur de poutre du portique et rapport de surface entre les profilés dimensionnants pour les zones comprises entre les courbes de résistance d'un même profilé en S235 et en S460

En dehors de ces configurations assez ponctuelles, les deux nuances dimensionnent avec les mêmes profilés. Le rapprochement des résistances dû au flambement neutralise donc bien l'intérêt d'utiliser une nuance à plus haute limite élastique.

Finalement, il est intéressant d'observer le pourcentage de gain économique qu'apporte ce passage à des contreventements à haute limite d'élasticité.

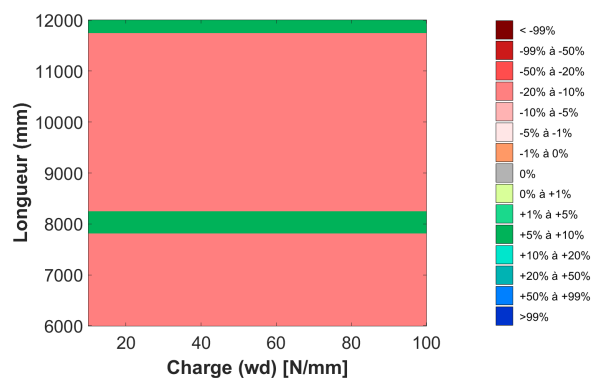


FIGURE 5.9 – Contreventement en N - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460

Le passage d'un contreventement en S235 au S460 permet, dans les quelques zones où un intérêt existe, un gain compris entre 5 % et 10 %. Cependant, si la structure est considérée dans son ensemble et que seuls les contreventements sont passés en S235, le pourcentage d'intérêt global diminue rapidement.

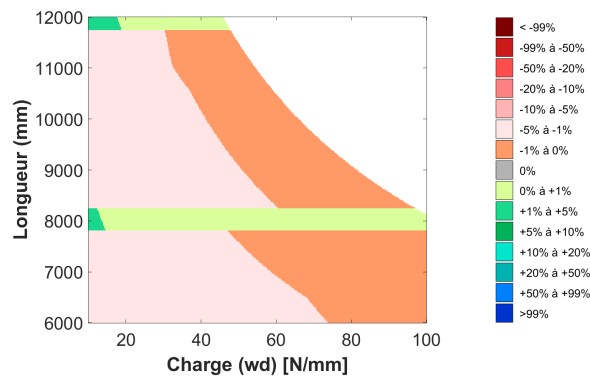


FIGURE 5.10 – Contreventement en N - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique de passer d'une structure entièrement en S235 à une structure avec des contreventements en S460

Cette situation s'explique par la faible proportion que représentent les contreventements dans la masse totale de la structure. De plus, lorsque les charges appliquées aux étages augmentent, les sections des poteaux et colonnes doivent être accrues, tandis que les contreventements dimensionnants restent identiques lorsque  $w_d$  augmente, pour une longueur fixe. Il en résulte une diminution du poids relatif des contreventements dans l'ensemble de la structure, ce qui atténue l'impact des contreventements sur le gain économique dû au passage au S460. Ce mécanisme explique pourquoi le pourcentage de gain absolu diminue pour une même longueur de portique lorsque la charge  $w_d$  augmente.

#### Influence de la hauteur

La Figure 5.11 montre qu'un plus grand nombre de bandes d'intérêt apparaissent lorsque la variation de hauteur est prise en compte.

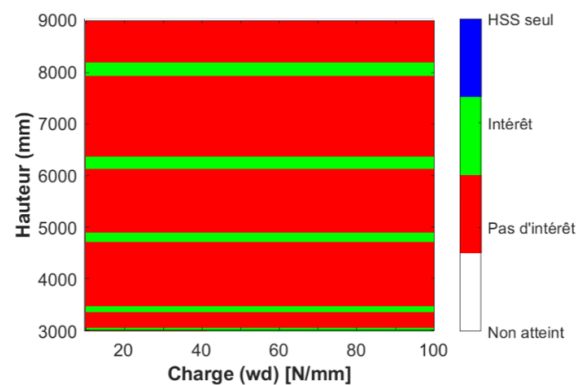


FIGURE 5.11 – Contreventement en N - Variation hauteur - Intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460

L'effort de compression dans les contreventements, ainsi que leur longueur libre de flambement, augmentent avec la hauteur du portique. Contrairement au cas de la variation de longueur, où la charge dans les contreventements variait très peu, l'augmentation de la hauteur du portique entraîne une hausse relativement significative des efforts internes dans les éléments comprimés. Cela provoque, comme il est possible de le voir sur la figure 5.12, davantage de croisements entre la courbe d'effort et les courbes de résistance des profilés. Cela augmente ainsi le nombre de changements de sections dimensionnantes nécessaires sur le domaine étudié et, par conséquent, le nombre de courts intervalles

où des profils différents sont utilisés pour le dimensionnement. C'est ce qui explique le plus grand nombre de bandes d'intérêt pour les aciers à haute résistance.

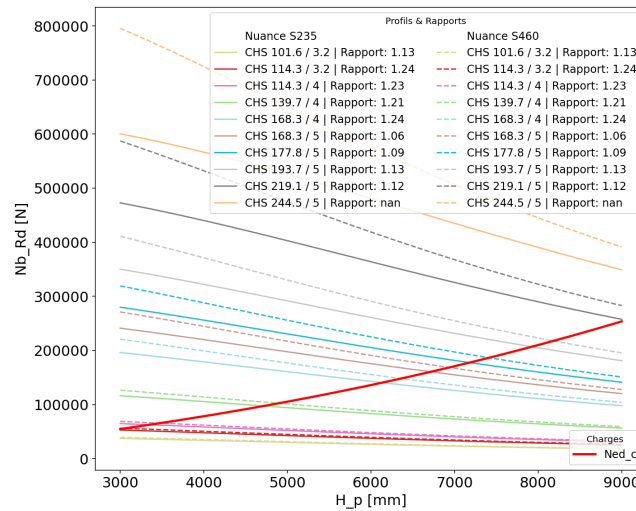


FIGURE 5.12 – Résistance réduite par le flambement des profilés CHS laminés à chaud en fonction de la hauteur de colonne du portique et rapport de surface entre les profilés dimensionnants pour les zones comprises entre les courbes de résistance d'un même profilé en S235 et en S460

De plus, à mesure que la hauteur augmente, les profilés requis deviennent plus massifs pour faire face à la hausse des charges ainsi qu'à la criticité du flambement. Cette double contribution à l'augmentation du profilé, liée à l'élévation de la hauteur du portique, semble accentuer davantage l'effet de l'augmentation du rayon de giration sur la réduction de l'élancement, que l'effet de l'allongement du contreventement sur son propre élancement. Ainsi, l'élancement global des sections résistantes pour les plus grandes hauteurs de portique est plus faible, rendant le flambement légèrement moins critique.

Par conséquent, lorsque la hauteur du portique augmente, la courbe des efforts axiaux croise les courbes de résistance avec un espace de plus en plus grand entre les courbes des mêmes profilés dans les deux nuances : le flambement étant moins critique, le rapprochement des résistances est donc moins marqué. Ainsi, plus les hauteurs de portique sont élevées, plus les intervalles de longueur où le passage au S460 peut devenir économiquement justifiable sont élargi. Toutefois, ces derniers apportent de l'intérêt uniquement à condition que le rapport de surface entre les profilés successifs dimensionnants pour les deux nuances soit supérieur au rapport de coût de 1,13. Cela est illustré par la Figure 5.11, où des bandes vertes plus larges aux hauteurs élevées sont observées.

Néanmoins, la Figure 5.13 montre que l'intérêt économique du passage des contreventements à une nuance HSS S460 dans la structure demeure limité. En effet, même si les cas favorables deviennent un peu plus fréquents, leur impact reste faible puisque les contreventements représentent une part relativement faible de la structure. De plus, comme expliqué pour la variation de la longueur du portique, plus les charges appliquées aux planchers augmentent, plus cette proportion de contreventements dans la structure diminue, ce qui atténue l'intérêt amené par les contreventements lorsque les charges appliquées aux étages augmentent sur la structure globale.



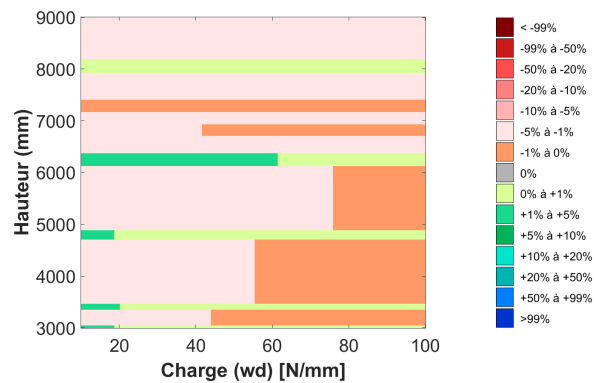


FIGURE 5.13 – Contreventement en N - Variation hauteur - Pourcentage d'intérêt économique de passer d'une structure entièrement en S235 à une structure avec des contreventements en S460

Dans la suite de cette étude, seul le cas le plus courant des contreventements travaillant uniquement en traction (croix de St André) est considéré. Les résultats précédents ont montré que l'utilisation d'aciers à haute limite élastique (S460) ne présente pas d'avantages dans ce contexte. En effet, le grand élançement des contreventements empêche d'exploiter pleinement les propriétés mécaniques du S460. Par conséquent, le reste de l'analyse considère systématiquement des contreventements en acier S235 dans la structure.

### 5.1.2 Etude de l'ossature sans prise en compte des instabilités

#### Analyse des poutres fléchies individuellement du reste des membrures de la structure

Dans un premier temps, l'analyse porte sur le cas où les poutres sont latéralement maintenues contre le déversement. Cette retenue peut, par exemple, être assurée par une dalle de plancher fixée à l'aide de goujons ou par une poutre insérée entre deux hourdis. Il faut savoir que la libération du déversement est examinée dans une autre partie du rapport. Toutefois, il est essentiel de comprendre au préalable le comportement des membrures sans prise en compte des instabilités, afin d'évaluer correctement l'impact de ces dernières sur le dimensionnement et donc sur l'intérêt des aciers à haute résistance.

L'analyse initiale est réalisée avec des poutres IPE. Les flèches admissibles sont fixées à  $L/250$  pour les poutres de toiture et à  $L/200$  pour les poutres de plancher, ces dernières tolérant des déformations plus importantes.

#### Variation de la longueur

Les figures ci-dessous identifient, pour les poutres de toiture et de plancher, les zones du domaine où un gain économique est observé lors du passage à une nuance S460, dans le cas où le déversement est empêché.

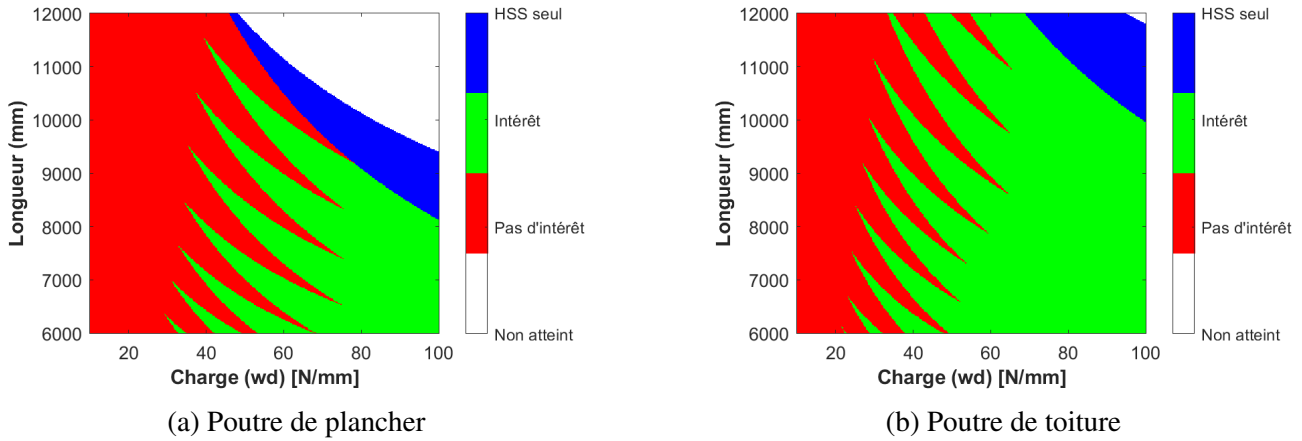


FIGURE 5.14 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460

Les poutres fléchies doivent être dimensionnées pour résister aux moments sollicitants, tout en respectant les critères de service. Ces derniers, fonction de l'inertie et du module de Young, sont indépendants de la limite élastique de l'acier. Par conséquent, lorsque le dimensionnement est gouverné par les états limites de service pour les poutres en acier S235, le recours à une nuance à haute résistance, telle que le S460, ne permet aucune optimisation. En effet, pour un même profilé, la flèche induite reste inchangée quelle que soit la nuance utilisée. Ainsi, si un profilé en S235 ne satisfait pas au critère de flèche, le même profilé en S460 ne le satisfera pas davantage, malgré sa capacité accrue en flexion. Réduire la section pour bénéficier de la résistance supérieure du S460 ne permettrait pas de respecter la flèche admissible imposée par les états limites de service. Dès lors, le coût plus élevé du S460, combiné à l'absence de gain géométrique, rend les nuances supérieures au S235 inintéressantes dans les zones où les états limites de service gouvernent le dimensionnement pour le S235.

Une étude est donc menée pour identifier, sur les figures 5.14a et 5.14b, les parties du domaine gouvernées par les états limites de service et celles gouvernées par les états limites ultimes. Ces derniers ouvrant la voie à une possible diminution du poids de la section avec l'utilisation du S460.

Les expressions analytiques liées à chaque critère sont présentées ci-dessous et permettent de tracer la frontière de gouvernance entre les deux régimes pour les poutres de toiture et de plancher.

#### (i) Poutre de plancher

##### — Critère ELS – Flèche admissible :

La vérification de la flèche sous charge uniformément répartie conduit à la contrainte suivante :

$$f = \frac{5q_k L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \quad (5.2)$$

En isolant  $L$ , on obtient la longueur limite admissible en fonction de la charge :

$$L_{\text{ELS,lim}} = \sqrt[3]{\frac{384EI}{1250w_{k,\text{plancher}}}} \quad (5.3)$$

Étant donné que les graphiques présentés affichent la charge de calcul  $w_{d,\text{plancher}}$ , on exprime

cette longueur en fonction de celle-ci :

$$L_{ELS,lim} = \sqrt[3]{\frac{384EI}{1250 \cdot \frac{w_{d,plancher}}{1.4}}} \quad (5.4)$$

— **Critère ELU – Résistance à la flexion :**

Aux ELU, on vérifie que le moment fléchissant ne dépasse pas la résistance plastique de la section :

$$M_{Ed} = \frac{w_{d,plancher}L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.5)$$

Ce qui donne :

$$L_{ELU,lim} = \sqrt{\frac{8W_{pl}f_y}{w_{d,plancher}}} \quad (5.6)$$

Il est important de noter que cette vérification est valable uniquement pour des profilés de classe 1 ou 2. Or, dans le cas des IPE en flexion pure en acier S235 ou S460, cette condition est toujours satisfaite.

— **Intersection des domaines :**

En égalant  $L_{ELS,lim}$  et  $L_{ELU,lim}$ , on obtient le point d'intersection entre les deux domaines :

$$\sqrt[3]{\frac{90316.8I}{w_{d,plancher}}} = \sqrt{\frac{8W_{pl}f_y}{w_{d,plancher}}} \quad (5.7)$$

$$w_{d,plancher}^{1/6} = \frac{\sqrt{8f_yW_{pl}}}{\sqrt[3]{90316.8I}} \quad (5.8)$$

Pour  $f_y = 235$  MPa, cela donne :

$$w_{d,plancher} = 0.8146 \cdot \frac{W_{pl}^3}{I^2} \quad (5.9)$$

$$L = 48.02 \cdot \frac{I}{W_{pl}} \quad (5.10)$$

**(ii) Poutre de toiture**

— **Critère ELS – Flèche admissible :**

La flèche maximale est ici influencée par la combinaison d'un effort concentré et d'un effort réparti. On utilise :

$$f = \frac{P_{k,toit}L^2}{48EI} + 2P_{k,toit} \cdot \frac{L}{4EI} \left( \frac{L^2}{16} - \frac{L^2}{12 \cdot 16} \right) \leq \frac{L}{200} \quad (5.11)$$

En exprimant  $P_{k,toit}$  en fonction de  $w_{d,plancher}$  :

$$P_{k,toit} = \frac{2}{3} \cdot \frac{w_{d,plancher}}{1.4} \cdot \frac{L}{4} \quad (5.12)$$

$$L_{ELS,lim} = \sqrt[3]{\frac{178256.84I}{w_{d,plancher}}} \quad (5.13)$$

— **Critère ELU – Résistance à la flexion :**

Le moment maximum est ici donné par :

$$M_{Ed} = \frac{2}{3} \cdot \frac{w_{d,plancher}L^2}{8} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.14)$$

$$L_{ELU,lim} = \sqrt{\frac{2820W_{pl}}{w_{d,plancher}}} \quad (5.15)$$

— **Intersection des domaines :**

En égalant  $L_{ELS,lim}$  et  $L_{ELU,lim}$ , on obtient :

$$w_{d,plancher}^{1/6} = \frac{\sqrt{2820W_{pl}}}{\sqrt[3]{178256.84I}} \quad (5.16)$$

$$w_{d,plancher} = 0.706 \cdot \frac{W_{pl}^3}{I^2} \quad (5.17)$$

$$L = 63.21 \cdot \frac{I}{W_{pl}} \quad (5.18)$$

Les frontières entre les domaines de gouvernance ELS-ELU sont alors tracées à l'aide des coordonnées déterminées précédemment pour les profilés IPE, et ce pour les deux types de poutres étudiées.

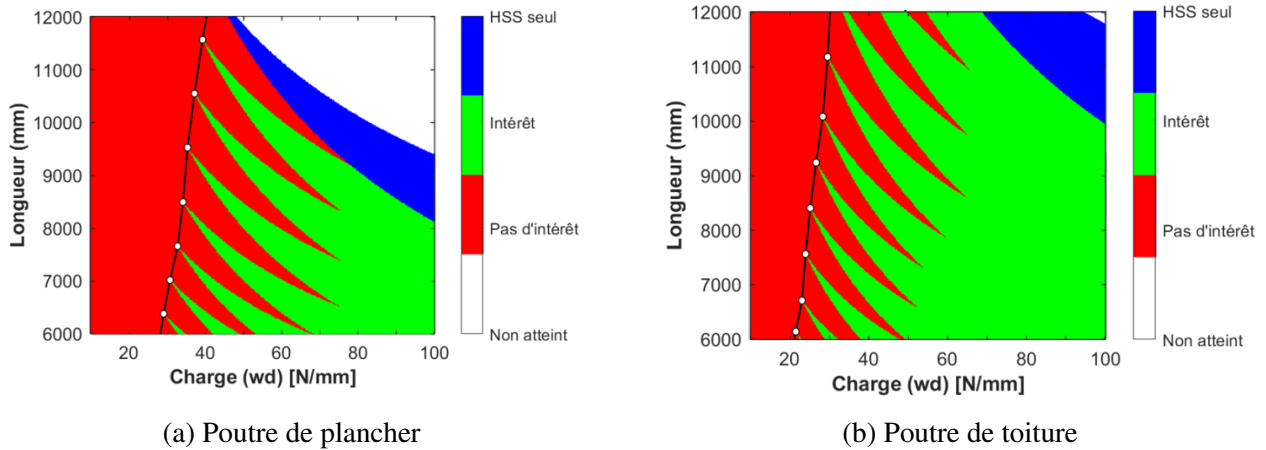


FIGURE 5.15 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 - Frontière de gouvernance ELS-ELU

L'intersection entre les deux domaines de gouvernance apparaît clairement comme la zone située à gauche des franges rouges, où aucun profilé ne présente d'intérêt économique.

Pour les deux cas étudiés, cette limite confirme que lorsque le dimensionnement est gouverné par les états limites de service, l'utilisation d'aciers à haute résistance ne présente aucun avantage. En revanche, dans la zone où les états limites ultimes déterminent le dimensionnement, les graphiques montrent qu'un intérêt pour les aciers à haute résistance devient possible à condition que la réduction

de poids qu'ils une réduction de poids suffisante pour compenser l'augmentation de leur coût.

Les figures ci-dessous mettent en évidence que, pour que cette condition soit satisfaite dans la zone gouvernée par les ELU et qu'un gain soit donc observé avec l'acier S460, il faut qu'au moins un profilé d'écart existe entre les deux dimensionnements.

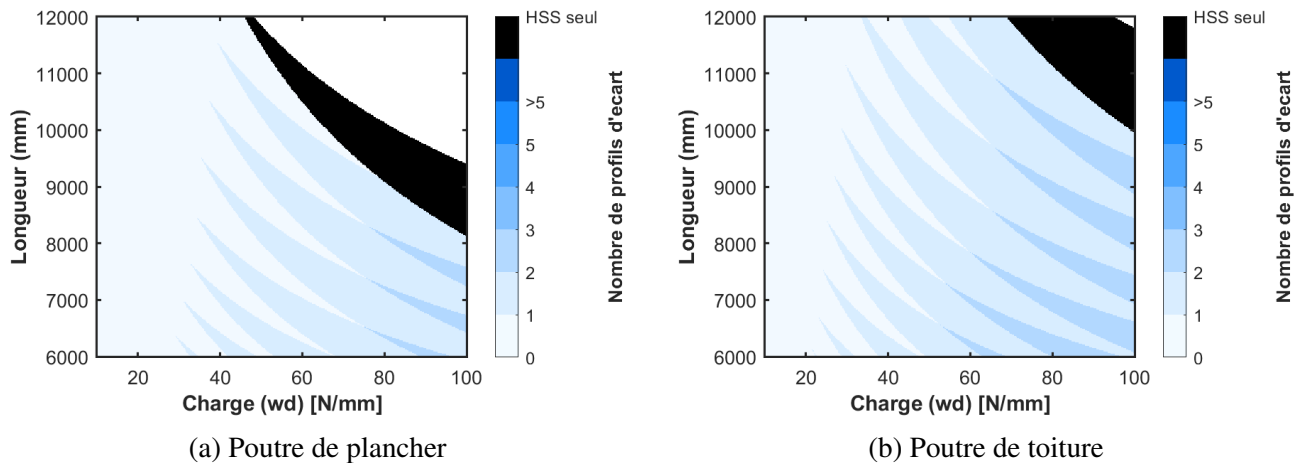


FIGURE 5.16 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460

En effet, l'analyse ci-dessous montre que pour tous les profilés IPE, le rapport de surface, et donc de poids, entre deux profilés successifs,  $i+1$  et  $i$ , reste toujours supérieur au rapport de coût de 1,13 entre les nuances S460 et S235. Ainsi, lorsqu'il existe au moins un écart entre les profilés sélectionnés pour les deux nuances, un avantage économique est systématiquement observé.

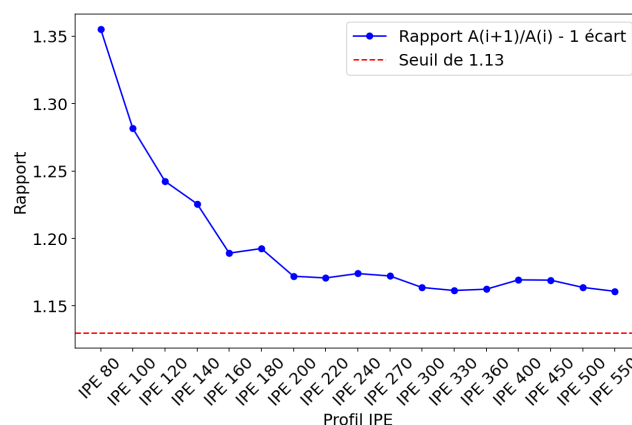


FIGURE 5.17 – Rapport de surfaces entre les profilés IPE successifs

Ainsi, les franges rouges, sans intérêt dans le domaine, correspondent aux cas où le même profilé est utilisé pour les deux nuances d'acier. Cette situation s'explique par le fait que, bien que la résistance du profilé en S460 soit supérieure à celle du même profilé en S235, le profilé immédiatement inférieur dans la gamme ne satisfait pas aux exigences de résistance. Ce phénomène révèle une perte d'intérêt liée à la non-linéarité du catalogue des profilés.

Dès lors, une façon de diminuer ces zones de non-intérêt dans la partie gouvernée par les ELU pourrait être de considérer un catalogue plus dense, voire linéaire, pour les poutres. Cela a été fait sur la figure ci-dessous en considérant des profilés IPE, IPE A ainsi que IPE AA.

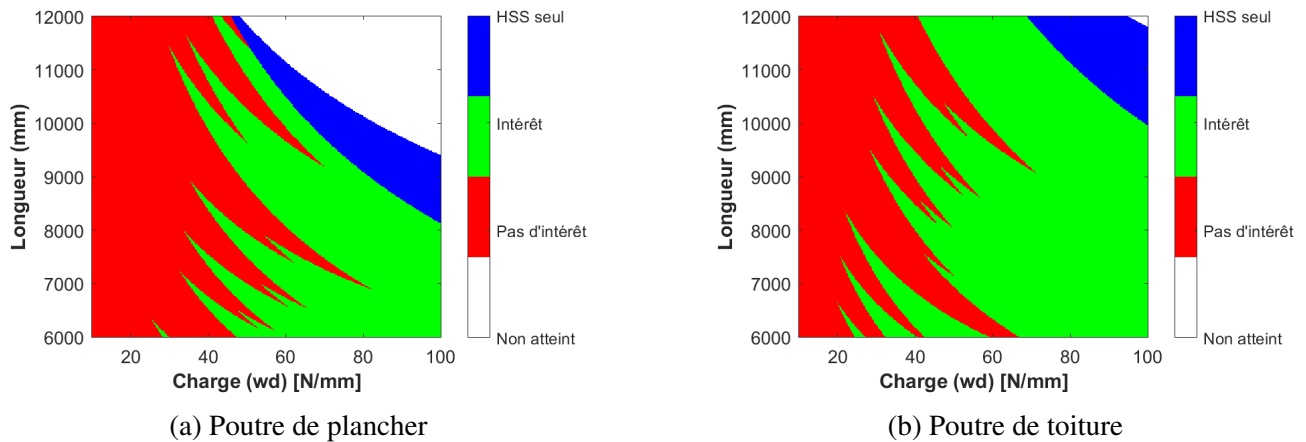


FIGURE 5.18 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 - Utilisation d'un catalogue étendu aux IPE, IPE A et IPE AA pour les poutres

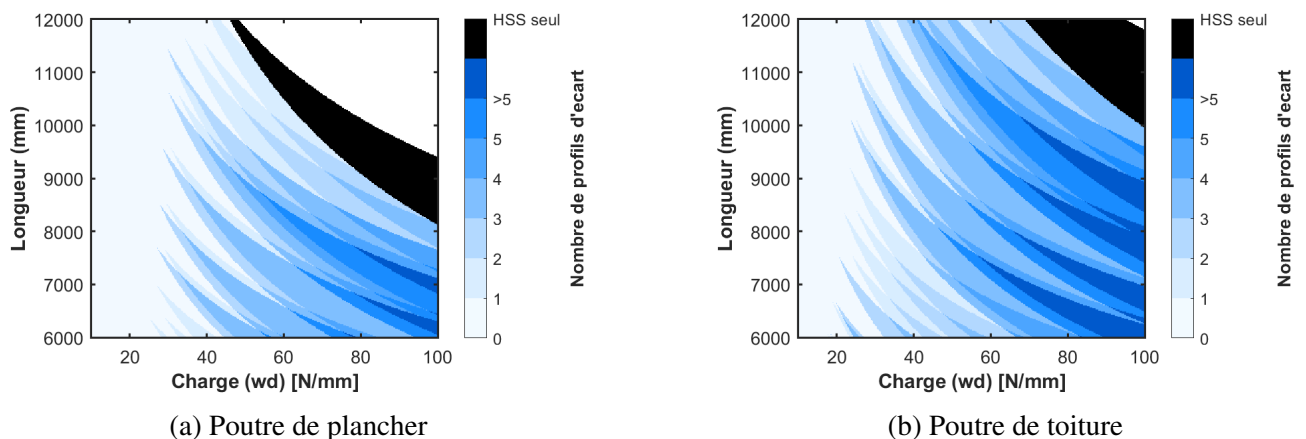


FIGURE 5.19 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 - Utilisation d'un catalogue étendu aux IPE, IPE A et IPE AA

Comme cela peut être vu sur les figures 5.19, une telle démarche permet bien de réduire la longueur ainsi que l'épaisseur des franges où le même profilé dans les deux nuances est dimensionnant. Cependant, l'ensemble des zones où il y a au moins un profilé d'écart ne sont maintenant plus toujours intéressantes. En effet, la diminution de poids permise grâce à l'augmentation de nuance n'est pas toujours suffisante pour compenser l'augmentation du prix, et globalement, l'intérêt de l'utilisation des aciers à haute nuance d'élasticité n'est pas spécialement davantage mis en avant. Un meilleur calibrage des profilés appartenant au catalogue pourrait donc être intéressant pour augmenter l'intérêt des aciers à haute résistance. Ainsi, alors que dans ce cas théorique seuls des profilés IPE simples sont utilisés, dans la pratique, il serait intéressant d'envisager l'utilisation d'une gamme de profilés plus étendue et mieux calibrée que ce qui est fait actuellement avec les catalogues d'ArcelorMittal, de façon à maximiser l'intérêt des aciers à haute résistance.

Il convient également de noter que, bien que les poutres de plancher et de toiture soient toutes deux bi-articulées, leurs conditions de chargement et de vérification aux ELS diffèrent. C'est ce qui explique la différence entre les deux graphiques :

- Pour la poutre de plancher : charge longitudinale  $w_d$  appliquée directement avec une flèche limite de  $L/250$
- Pour la poutre de toiture : charge longitudinale réduite ( $2/3$  de la charge de plancher) transmise sous forme de charges ponctuelles au niveau des cinq ferrures métalliques, avec une flèche limite moins restrictive de  $L/200$

Ces différences expliquent pourquoi il y a une zone d'intérêt plus étendue dans le domaine pour les poutres de toiture que pour les poutres de plancher. Cependant, une comparaison directe entre les graphiques des deux types de poutres n'a pas beaucoup de sens puisque les charges supportées et les critères de flèche diffèrent entre les deux configurations.

Il est toutefois à noter que les charges appliquées sur les poutres de toiture étant plus faibles que celles appliquées sur les poutres de plancher, elles nécessitent, en un même point du domaine, des sections moins importantes pour résister que les poutres de plancher. C'est également ce qui explique que les poutres de toiture permettent d'atteindre des combinaisons ( $w_d; L$ ) plus grandes que les poutres de plancher, plus chargées, ne peuvent pas atteindre.

Enfin, il convient de souligner qu'une zone spécifique du domaine, représentée en bleu sur les graphiques d'intérêt, ne peut être dimensionnée qu'avec des profilés en acier S460. En effet, la limite élastique du S235 y est insuffisante pour satisfaire les exigences de résistance, rendant son utilisation impossible dans cette région. Dans ce contexte, l'emploi d'aciers à haute résistance s'avère indispensable, car il constitue la seule solution technique viable. A l'heure actuelle, c'est d'ailleurs généralement dans de telles situations, où la nuance standard ne permet plus de répondre aux sollicitations, que le recours aux aciers HSS est envisagé en pratique. Toutefois, les analyses précédentes montrent que le domaine dans lequel ces aciers présentent un intérêt économique est en réalité plus large. En effet, même lorsque le S235 permet de satisfaire aux critères de résistance, le S460 peut offrir une optimisation de la section et une réduction de masse suffisante pour compenser son surcoût, élargissant ainsi les situations dans lesquelles son utilisation est avantageuse.

#### Variation de la hauteur

La variation de hauteur du portique ne modifie pas le comportement des poutres et donc ne modifie pas leur dimensionnement non plus. Ainsi, comme le montrent les figures ci-dessous, les résultats restent identiques quelle que soit la hauteur considérée. Ce phénomène explique l'apparition des bandes verticales observées sur les graphiques, qui correspondent aux résultats obtenus pour chaque charge lorsque  $L = 7200$  mm dans le graphique de la variation de la longueur.

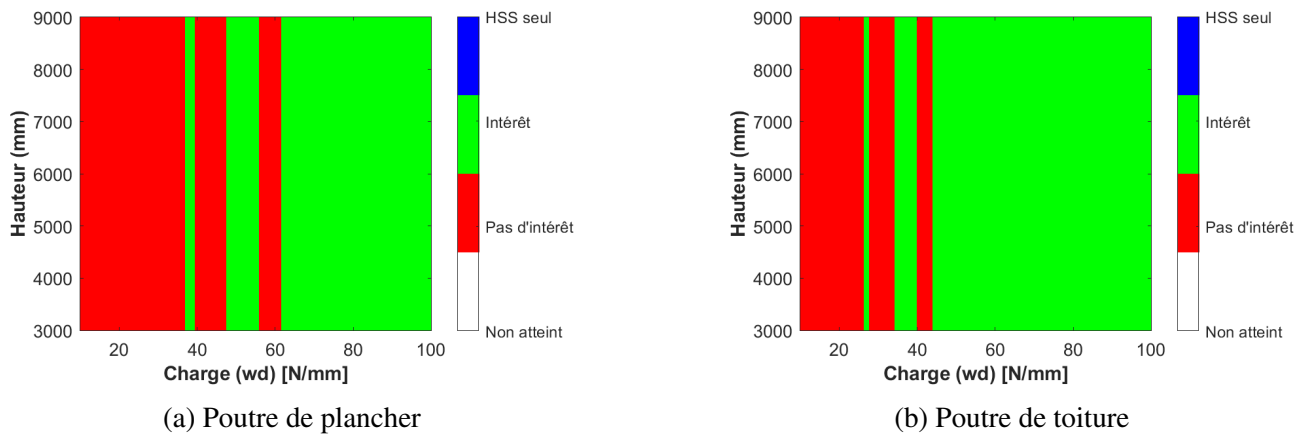


FIGURE 5.20 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460

### Analyse des colonnes comprimées individuellement du reste des membrures de la structure

Pour simplifier l'analyse, les différentes colonnes sont dimensionnées avec les mêmes profilés pour l'ensemble de la structure. Ainsi, dans le cas de ce portique à assemblages articulés, la colonne dimensionnante est la colonne interne sous plancher, car elle est à la fois la plus longue et la plus chargée.

De plus, il est important de noter que, dans un premier temps, l'analyse se concentre sur le cas où les colonnes sont empêchées de flamber. Cette hypothèse est très théorique et difficile à réaliser en pratique. Toutefois, il est essentiel de comprendre au préalable le comportement des membrures sans prise en compte des instabilités, afin d'évaluer correctement l'impact de ces dernières sur le dimensionnement et donc sur l'intérêt des aciers à haute résistance. Il faut cependant savoir que la prise en compte du flambement des colonnes est cruciale, puisqu'il est rarement empêché, et le flambement des colonnes est donc examiné dans une autre partie du rapport.

### Variation de la longueur

Le graphique ci-dessous illustre l'intérêt économique lié au passage d'une colonne HEA en S235 à une colonne en S460, en fonction de la longueur du portique. Dans cette configuration, la hauteur des colonnes est maintenue constante : seule la longueur du portique varie, ce qui entraîne une augmentation de la charge de compression appliquée aux colonnes.

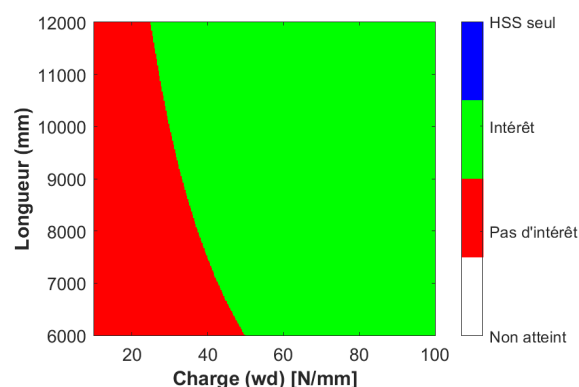


FIGURE 5.21 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460



Il apparaît qu'à partir d'un certain niveau de charge  $w_d$ , fonction de la longueur du portique, les profilés en acier S460 deviennent systématiquement plus avantageux que ceux en S235. Ces valeurs seuils correspondent en réalité à un même effort de compression dans la colonne dimensionnante. Toutefois, comme cet effort est directement proportionnel à la charge linéique appliquée et à la longueur, l'augmentation de la portée du portique permet d'atteindre cette charge critique avec une sollicitation linéique plus faible.

Cela étant, faire varier la longueur du portique n'est pas l'approche la plus pertinente pour évaluer l'intérêt de l'utilisation des aciers HSS dans le cas de colonnes purement comprimées. Il est donc plus intéressant d'étudier l'effet de la hauteur du portique directement.

#### Variation de la hauteur

Dans cette configuration, seule la hauteur du portique est modifiée, ce qui affecte la longueur des colonnes sans pour autant modifier leur charge de compression, celle-ci restant constante pour un même chargement distribué  $w_d$ . Tant que le flambement est empêché, cette variation de longueur des colonnes n'a aucun impact sur la résistance de la colonne. Le résultat reste donc identique pour toutes les hauteurs de portiques et la transition entre la zone sans intérêt et celle où l'utilisation du S460 devient avantageuse se produit pour la même valeur de charge que celle identifiée pour  $L = 7200$  mm dans la figure 5.21.

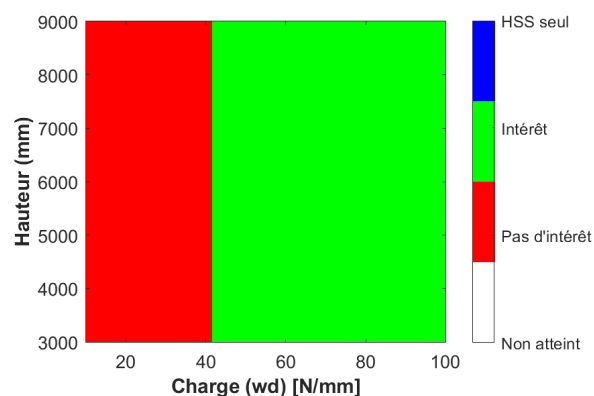


FIGURE 5.22 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460

Comme cela est visible sur la figure 5.23, la zone sans intérêt économique correspond aux cas où, dans les deux nuances d'acier, le plus petit profilé disponible suffit à satisfaire les exigences de résistance. Bien que le S460 permette théoriquement d'utiliser un profilé de section plus faible, ce dernier n'existe pas dans la gamme proposée. L'utilisation d'un acier à haute résistance ne présente donc aucun avantage tant que le premier profilé du catalogue en S235 reste suffisant.

L'intérêt économique du S460 ne peut donc apparaître qu'à partir du moment où la charge appliquée aux étages permet d'excéder la capacité du plus petit profilé HEA en S235 pour les colonnes, soit un peu après 40 kN/m (ou 40 N/mm), comme c'est illustré ci-dessous.

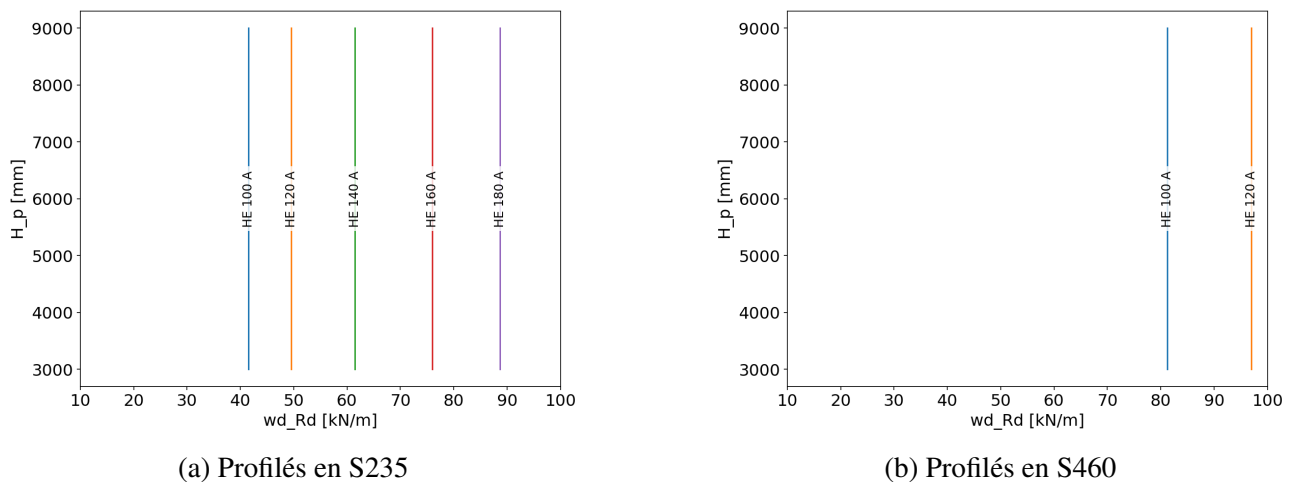


FIGURE 5.23 – Comparaison des profils HEA dimensionnant sur le domaine pour les deux nuances

Au-delà de cette charge, les solutions optimales en S460 font systématiquement appel à des profils de plus petite section que ceux en S235. Le nombre de profils d'écart entre les deux conceptions est illustré ci-dessous, et reste supérieur ou égal à un dès que la charge dépasse ce seuil.

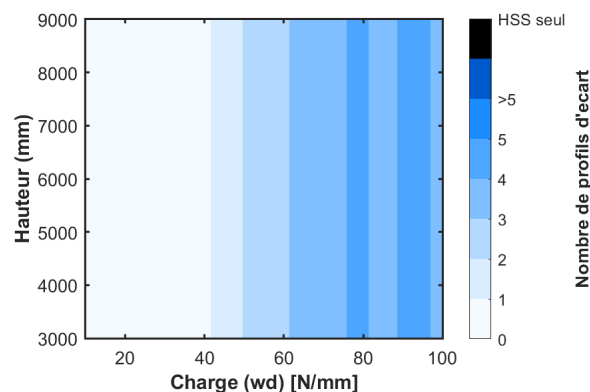


FIGURE 5.24 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Nombre de profils d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460

Or, puisque toutes les zones présentant au moins un profil d'écart entre les deux conceptions montrent un avantage économique sur la figure 5.22, cela indique que le rapport de surface entre les profils utilisés est systématiquement supérieur au rapport de coût entre les nuances.

Cette observation est confirmée par la figure suivante, qui montre que, pour l'ensemble des profils HEA utilisés dans ce domaine, le rapport de surfaces des profils successifs est toujours supérieur à 1,13, soit le rapport de prix considéré pour la nuance S460.

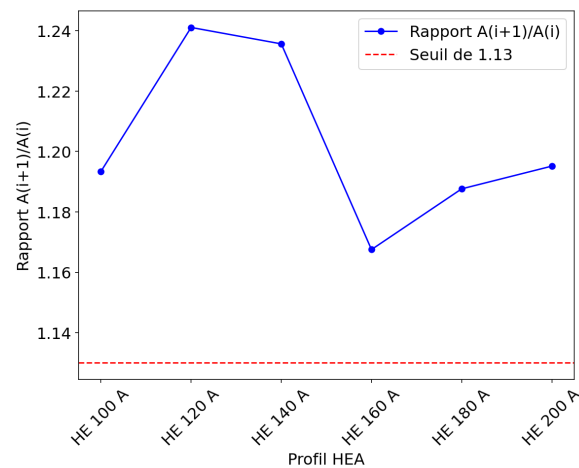


FIGURE 5.25 – Rapport de surfaces entre les profilés HEA successifs dimensionnant le domaine

Il est à noter que la zone de non-intérêt, où le premier profilé en S235 est dimensionnant, pourrait être significativement réduite si le nombre d'étages de la structure augmentait. En effet, plus le nombre d'étages est élevé, plus la charge verticale transmise à la colonne s'accroît, ce qui permet d'atteindre la résistance de compression limite du plus petit profilé en S235 pour une charge appliquée sur les poutres d'étage plus faible. Cela conduit à élargir la zone du domaine dans laquelle l'utilisation du S460 devient avantageuse, comme l'illustre la figure ci-dessous pour un portique de six étages (toiture comprise).

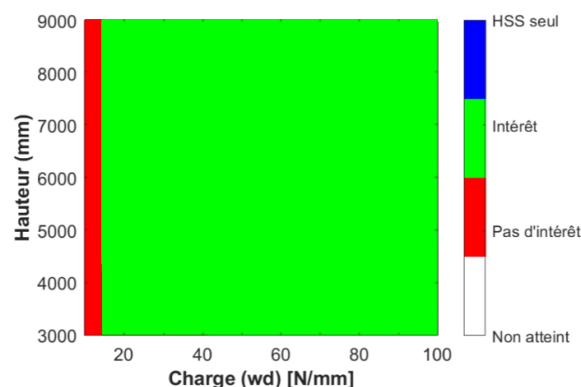


FIGURE 5.26 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 - Portique à 6 étages

Il est donc important de souligner que les résultats présentés dans cette étude sont propres au portique de référence considéré. Ils permettent de mettre en évidence et de mieux comprendre les phénomènes qui influencent l'intérêt des aciers à haute résistance, mais ne doivent pas être interprétés comme des conclusions générales. Ces résultats sont susceptibles d'évoluer en fonction de la configuration géométrique de la structure. Ils doivent donc être replacés dans leur contexte et adaptés si l'analyse porte sur une structure différente.

### **Analyse du portique dans son ensemble**

Cette section regroupe les résultats obtenus précédemment pour les appliquer à la structure dans son ensemble. La structure de référence est donc considérée, toujours sans prise en compte des phénomènes d'instabilité, avec des profilés IPE utilisés pour les poutres et des profilés HEA pour les colonnes. Les critères ELS retenus sont toujours  $L/250$  pour le plancher et  $L/200$  pour la toiture.

Le dimensionnement des différents éléments de la structure pouvant être réalisé de manière indépendante puisque la structure est articulée, les résultats obtenus lors de l'étude des membrures individuelles sont simplement associés pour déterminer l'intérêt global de la structure. L'intérêt d'un passage à une structure en acier à haute résistance se justifiant uniquement si les gains d'intérêt provenant des différentes membrures compensent les pertes potentielles dues aux autres membrures.

L'analyse des membrures individuelles a montré qu'en l'absence de déversement ou de flambement, ce sont les critères ELS qui conditionnent principalement l'intérêt venant des poutres. Tandis que, concernant les colonnes, c'est seulement lorsque le premier profilé HEA en acier S235 satisfait aux exigences de résistance, que l'utilisation d'un acier à plus haute limite élastique ne présente aucun avantage.

Enfin, il faut rappeler que cette étude se limite au cas le plus courant, où les contreventements travaillent uniquement en traction et que ces derniers restent en S235 pour l'ensemble des résultats.

### **Intérêt de passer à une structure composée uniquement de poutres HSS**

L'analyse se concentre ici sur l'intérêt de remplacer l'ensemble des poutres en acier S235 du portique par des poutres en acier à haute résistance S460, tout en conservant les autres éléments de la structure en S235, puis de comparer cette configuration à une structure entièrement composée de membrures en S235. Bien que les poutres de toit et de plancher soient dimensionnées différemment, l'utilisation de nuances différentes pour ces poutres n'a pas été envisagée en raison du risque accru d'erreurs sur chantier. Par conséquent, seule la situation où toutes les poutres sont de la même nuance est considérée.

#### Variation de la longueur

Les figures ci-dessous montrent pour quelles combinaisons de charge et de longueur l'utilisation des aciers S460 est économiquement intéressante pour la structure en question.

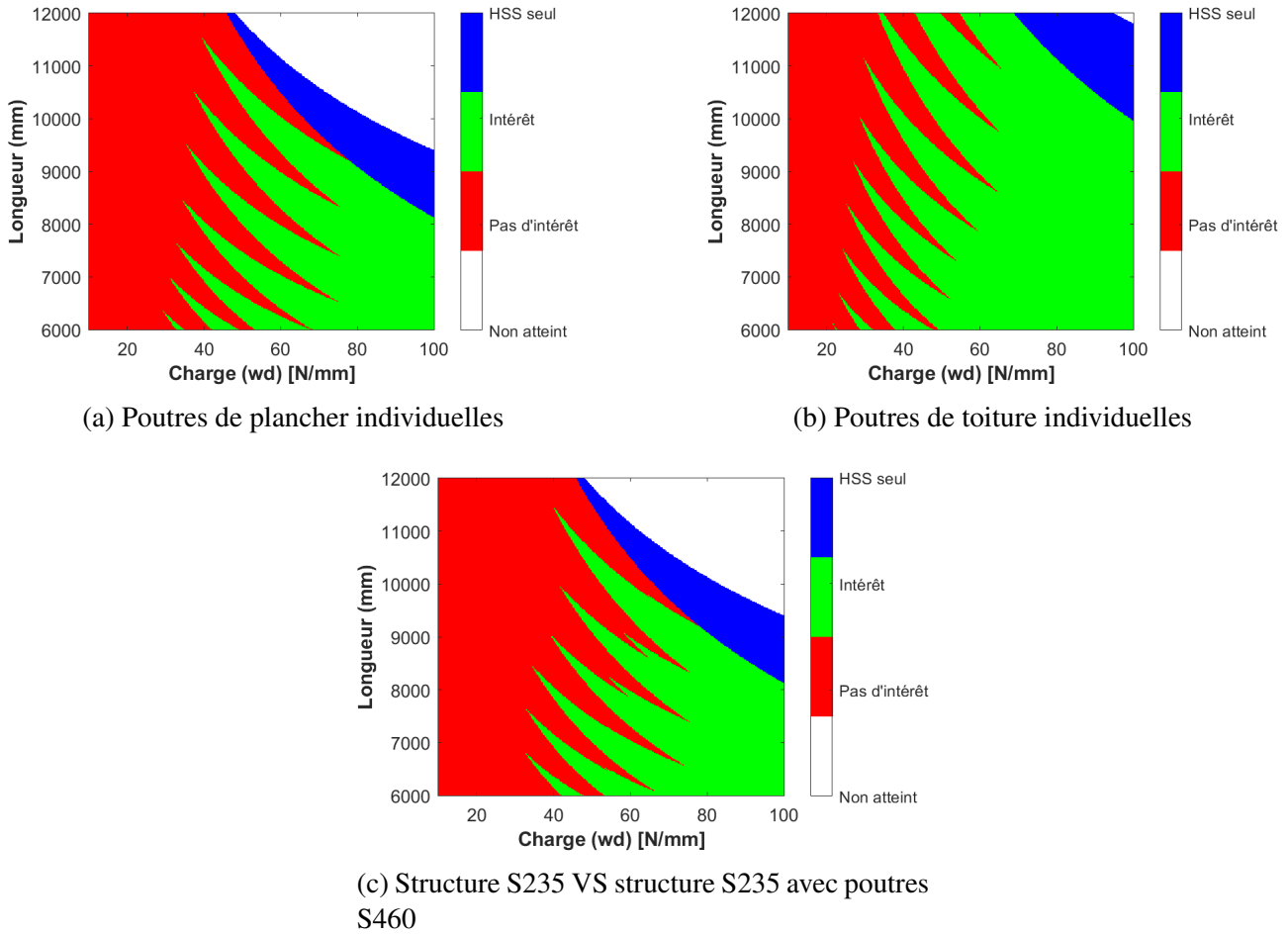


FIGURE 5.27 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460

Lorsque les membrures sont combinées pour obtenir l'intérêt dans la structure, la première observation est qu'il n'est pas possible d'atteindre les zones du domaine au-delà de la zone inaccessible par les poutres de plancher. En effet, si une zone est inaccessible par au moins une membrure, il est logique que cette zone soit également inaccessible pour la structure.

Ensuite, le graphique de la figure 5.29c présente un intérêt à adopter la nuance à haute limite d'élasticité S460 à condition que l'inéquation ci-dessous soit vérifiée.

$$\frac{(L_{cv,p} + L_{cv,t})A_{cv,235} + 3(H_p + H_t)A_{col,235} + 1,13.2.L.A_{toit,460} + 1,13.2.L.A_{plancher,460}}{(L_{c,p} + L_{c,t})A_{cv,235} + 3(H_p + H_t)A_{col,235} + 2.L.A_{toit,235} + 2.L.A_{plancher,235}} < 1 \quad (5.19)$$

C'est-à-dire, dans ce cas précis, lorsque :

$$1,13.A_{toit,460} + 1,13.A_{plancher,460} < A_{toit,235} + A_{plancher,235} \quad (5.20)$$

Cette équation est toujours valide lorsque les deux types de poutres présentent un intérêt individuellement. Dans ce cas, il y a toujours un intérêt. En revanche, elle n'est jamais valide lorsqu'aucun des deux types de poutres ne présente d'intérêt, car le membre de gauche est toujours 1,13 fois supérieur au membre de droite, et il n'y a jamais d'intérêt.

Cependant, si l'une des deux poutres, par exemple celle du plancher, présente un intérêt individuel

mais pas l'autre, l'équation peut être réécrite :

$$1,13.A_{toit,235} + 1,13.A_{plancher,460} < A_{toit,235} + A_{plancher,235} \quad (5.21)$$

Ce qui implique :

$$A_{plancher,235} - A_{plancher,460} > 0.115(A_{plancher,235} + A_{toit,235}) \quad (5.22)$$

Pour que cette inéquation soit respectée, la somme des sections des profilés dimensionnants pour les deux poutres en S235 doit être suffisamment faible pour que le membre de droite de l'inéquation reste inférieur à l'écart de surface qu'il y a entre le profilé dimensionnant en S460 et celui en S235 de la membrure présentant un intérêt, et inversement.

Ainsi, de façon logique, plus l'écart entre les profilés dimensionnants en S460 et S235 est important, plus il est probable que le gain venant de la membrure intéressante compense la perte de celle sans intérêt, car le membre de gauche de l'inéquation augmente. Par exemple, en supposant que, pour un même point du domaine, les profilés dimensionnants en S235 soient identiques pour les poutres de plancher et de toiture, les résultats du tableau, où les cas favorables sont indiqués en vert, montrent qu'il existe un intérêt dès lors qu'il y a deux profilés d'écart entre les designs dans les deux nuances de la poutre avantageuse, alors que presque aucun gain n'est observé avec un seul écart.

Design en S460 \ IPE	80	100	120	140	160	180	200	220	240	270	300	330	360	400	450	500	550
<b>Membre de gauche (1 profilé d'écart)</b>	2,7	2,9	3,2	3,7	3,8	4,6	4,9	5,7	6,8	7,9	8,8	10,1	11,8	14,3	16,7	18,9	21,6
<b>Membre de gauche (2 profilés d'écart)</b>	5,6	6,1	6,9	7,5	8,4	9,5	10,6	12,5	14,7	16,7	18,9	21,9	26,1	31	35,6	40,5	/
<b>Membre de droite</b>	2,4	3,0	3,8	4,6	5,5	6,6	7,7	9,0	10,6	12,4	14,4	16,7	19,4	22,7	26,6	30,9	35,9

TABLE 5.1 – Membre de droite et de gauche de l'inéquation (5.22) pour différents designs - Valeurs en vert si l'inéquation est vérifiée

De plus, dans le cas du portique étudié, la poutre de toiture est moins sollicitée que celle du plancher. Par conséquent, pour un même point du domaine, le profilé dimensionnant pour la poutre de toiture est généralement de section inférieure à celui utilisé pour la poutre de plancher. Cela signifie qu'il est plus facile de satisfaire les conditions d'intérêt économique lorsque la poutre de plancher présente un gain, et inversement. En effet, en supposant qu'un écart d'un seul profilé sépare les conceptions en S235 des deux types de poutre (toiture < plancher), si la poutre de plancher présente un intérêt, par exemple un profilé IPE 180 en S235 contre un IPE 160 en S460, le membre de droite de l'inéquation fait intervenir les sections des profilés IPE 180 (plancher) et IPE 160 (toiture). À l'inverse, si l'intérêt concerne la poutre de toiture pour ces mêmes profils, un profilé IPE 180 en S235 contre un IPE 160 en S460, le plancher étant dimensionné en S235 avec un profilé plus important, tel qu'un IPE 200, le membre de droite fait intervenir les sections des profilés IPE 180 (toiture) et IPE 200 (plancher), ce qui rend plus difficile le respect de l'inéquation. En effet, pour un même membre de gauche, le membre de droite est plus élevé lorsque c'est la poutre de toiture qui amène l'intérêt.

Le tableau 5.2 montre effectivement que, dans ces conditions, le membre de droite est plus faible lorsque c'est le plancher qui présente de l'intérêt et l'inéquation est donc plus facile à satisfaire.

Membre de droite \ IPE	80	100	120	140	160	180	200	220	240	270	300	330	360	400	450	500	550
<b>toit = plancher</b>	2,4	3,0	3,8	4,6	5,5	6,6	7,7	9,0	10,6	12,4	14,4	16,7	19,4	22,7	26,6	30,9	35,9
<b>toit &lt; plancher (si intérêt toit)</b>	2,7	3,4	4,2	5,1	6,0	7,1	8,3	9,8	11,5	13,4	15,6	18,1	21,1	24,7	28,7	33,4	/
<b>toit &lt; plancher (si intérêt plancher)</b>	2,1	2,7	3,4	4,2	5,1	6,0	7,1	8,3	9,8	11,5	13,4	15,6	18,1	21,1	24,7	28,7	33,4

TABLE 5.2 – Comparaison des membres de droite de l'inéquation correspond à l'inéquation type (5.22) pour différents designs

Ainsi, la comparaison des graphiques présentant l'intérêt et le nombre de profilés d'écart entre les designs révèle que le passage aux aciers S460 n'est avantageux, dans ce domaine, que lorsque la somme des écarts entre profilés S235 et S460 pour les différentes membrures atteint au moins deux unités. En effet, il semblerait ici que l'ensemble des configurations ne présentant qu'un seul profilé d'écart entre les designs S235 et S460 pour la structure ne satisfont pas l'inéquation d'intérêt, le gain apporté par une poutre ne compensant jamais la perte venant de l'autre (même si l'intérêt vient de la poutre de plancher).

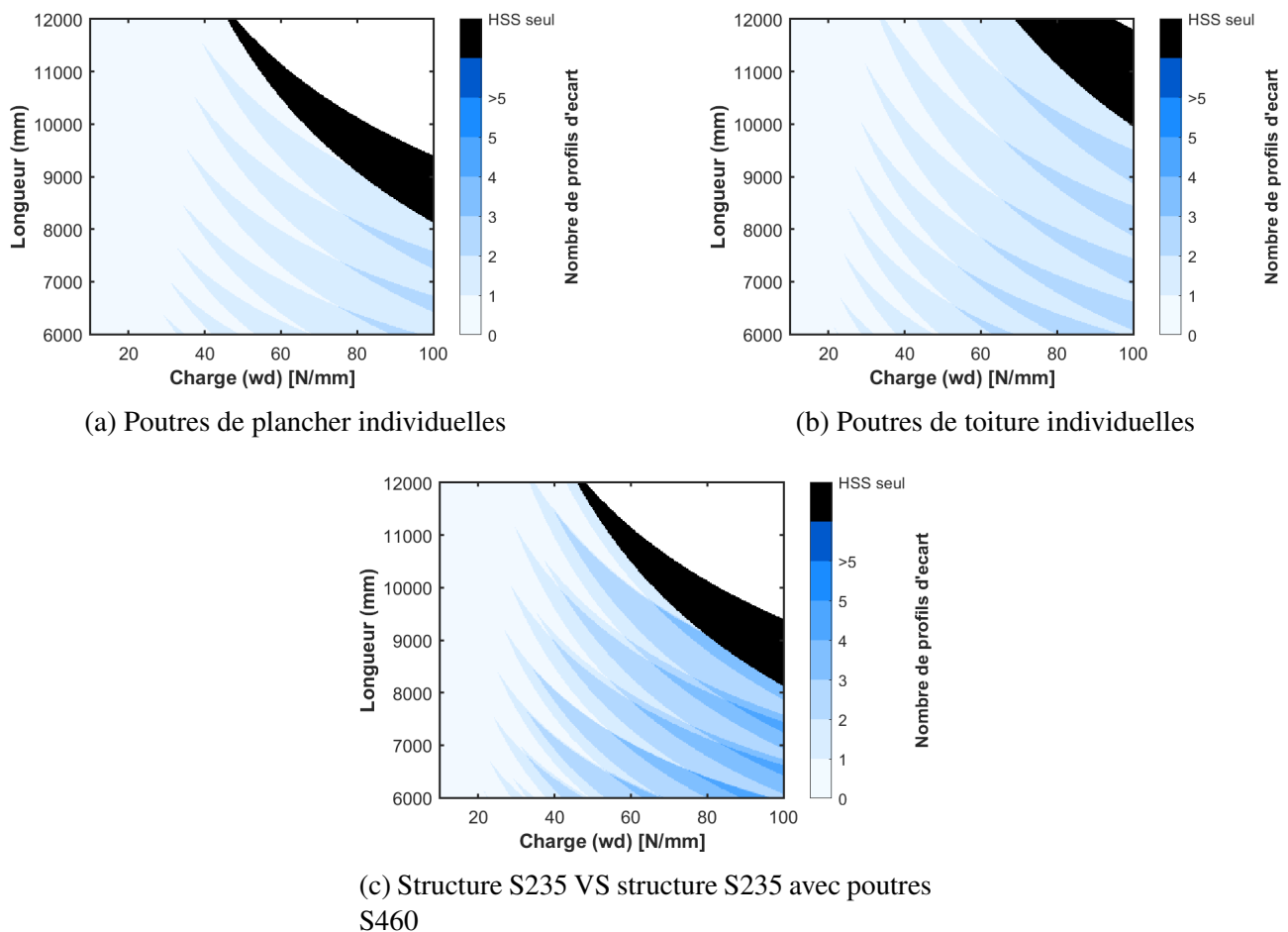


FIGURE 5.28 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de configurations en S235 à S460

Finalement, de manière logique, plus l'écart entre les profilés dimensionnants dans les deux nuances est élevé, plus le pourcentage d'économie obtenu augmente. Les tendances observées sont les suivantes :

- Écart de 2 profilés : gain compris entre 1 et 5%,

- Écart de 3 profilés : gain compris entre 5 et 10%,
- Écart de 4 profilés : gain compris entre 10 et 20%.

Les zones bleu foncé représentées sur les graphiques de pourcentages correspondent aux cas où seule une structure en acier HSS est techniquement réalisable. Dans ces situations particulières, l'intérêt économique atteint systématiquement 100%, l'alternative en S235 ne satisfaisant pas les exigences techniques.

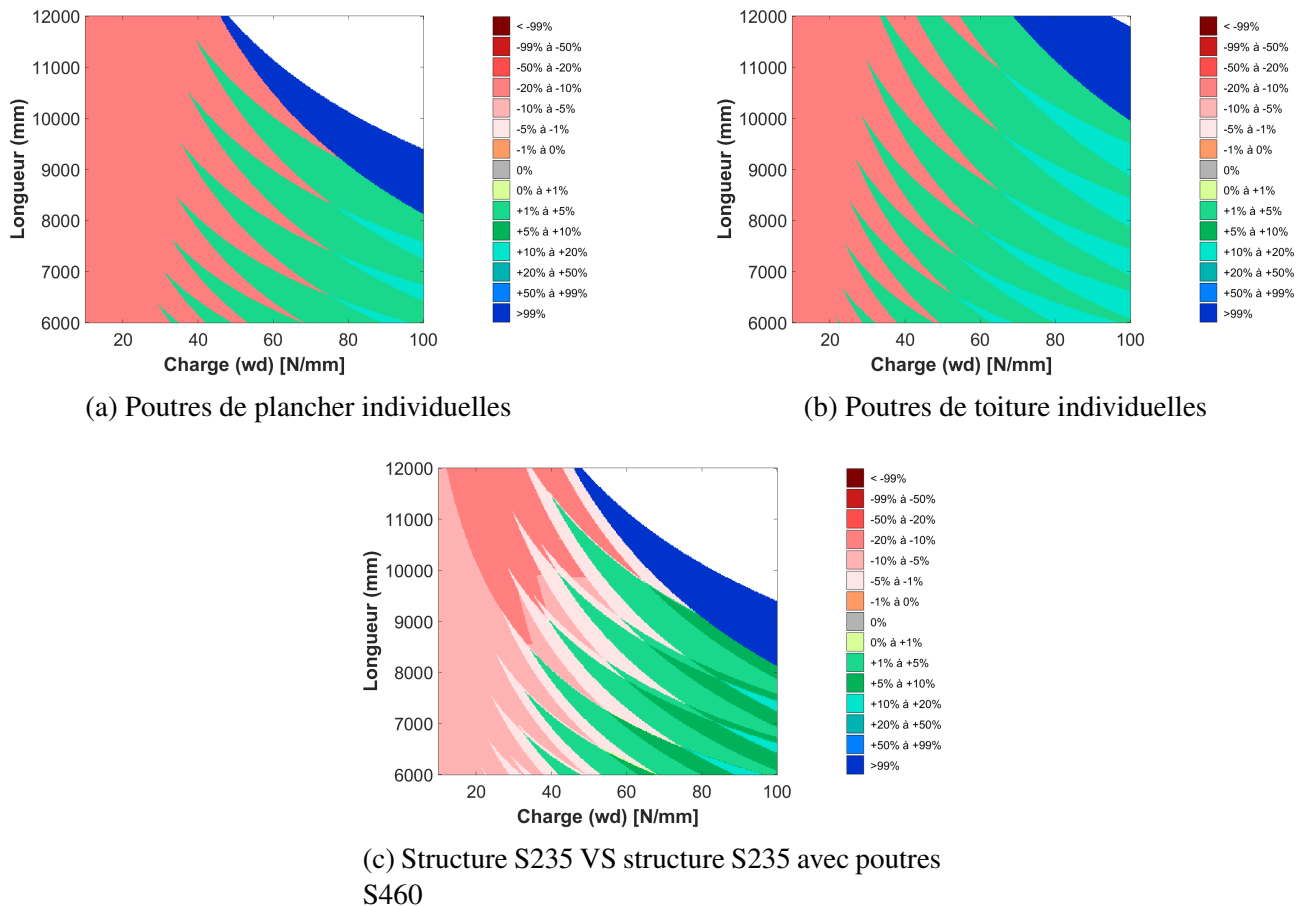


FIGURE 5.29 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460

#### Variation de la hauteur

Les observations issues du graphique faisant varier la hauteur du portique ci-dessous correspondent, pour chaque hauteur considérée, aux résultats déjà présentés sur la Figure 5.27c pour une longueur de poutre de 7200 mm. En effet, le dimensionnement des membrures étant réalisé indépendamment des autres, la variation de la hauteur du portique n'a aucun effet sur les poutres. Ce phénomène explique l'apparition de bandes horizontales dans le graphique. Dès lors, les conclusions précédemment établies restent valables : un intérêt économique pour le passage à la nuance S460 apparaît dès lors que la somme des écarts entre les profilés S235 et S460 est supérieure ou égale à deux.



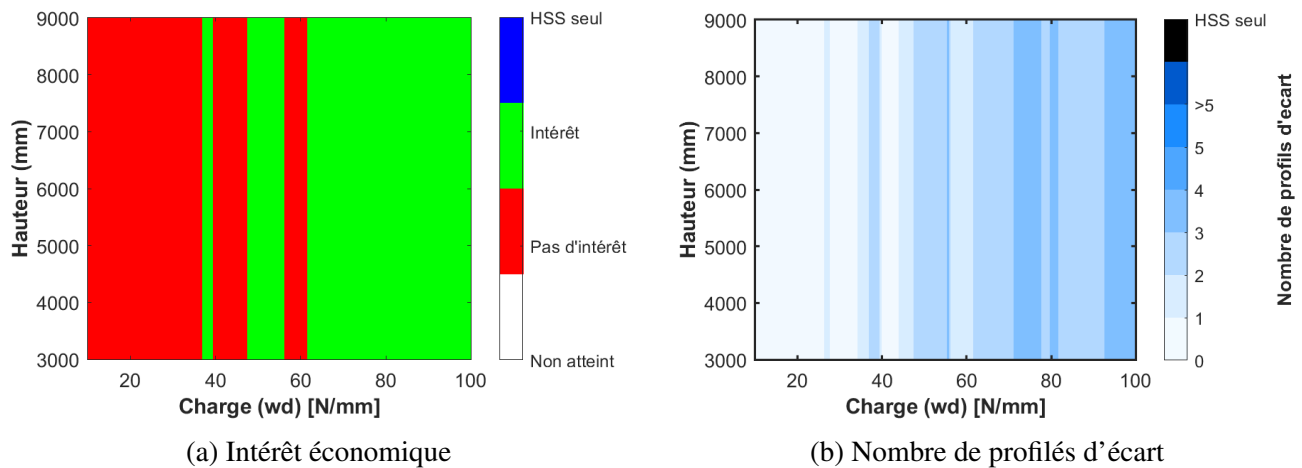


FIGURE 5.30 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Passage de la structure S235 à la structure S235 avec poutres S460

Cependant, une tendance se dégage : à mesure que la hauteur du portique augmente, le pourcentage de gain ou de perte économique associé à un même design diminue. Cette évolution s'explique par la baisse progressive de la part relative des poutres dans le poids total de la structure, induite par l'augmentation de la hauteur des colonnes. Ainsi, bien que les poutres conservent localement un intérêt économique, leur influence sur le gain global s'affaiblit, ce qui se traduit par une réduction du pourcentage d'intérêt ou de perte observé lorsque la hauteur du portique augmente.

Ce phénomène, lié à la variation du poids relatif des différentes membrures dans la structure, bien que visible, reste peu marqué ici. Il était déjà présent dans l'analyse selon la longueur du portique, mais n'y était pas clairement visible. En réalité, ce phénomène n'est pas très apparent ici en raison de la résolution trop élevée des intervalles de pourcentage utilisés dans la représentation graphique, par rapport aux variations de pourcentage.

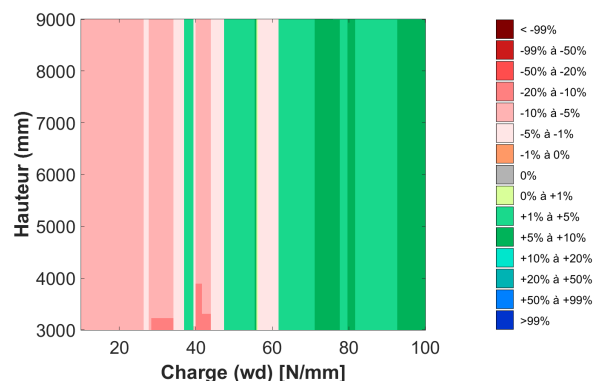


FIGURE 5.31 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Pourcentage d'intérêt du passage de la structure S235 à la structure S235 avec poutres S460

### Intérêt de passer à une structure composée uniquement de colonnes HSS

L'analyse se concentre ici sur l'intérêt de remplacer l'ensemble des colonnes en acier S235 du portique par des colonnes en acier à haute résistance S460, tout en conservant les autres éléments de la structure en S235, puis de comparer cette configuration à une structure entièrement composée de

membrures en S235.

### Variation de la longueur

Les figures ci-dessous montrent pour quelles combinaisons de charge et de longueur l'utilisation des aciers S460 est économiquement intéressante pour la structure en question.

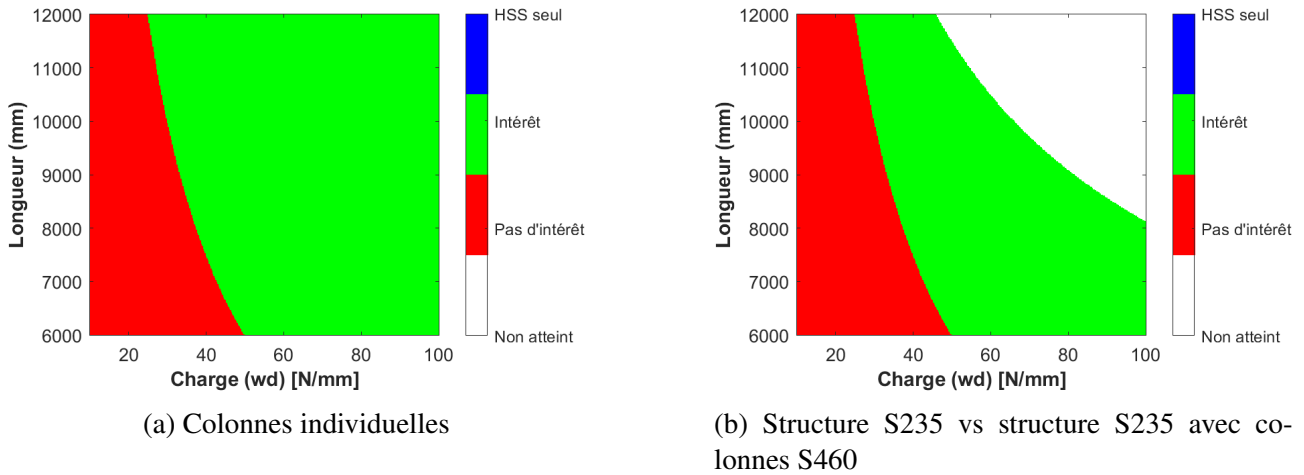


FIGURE 5.32 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460

L'analyse des colonnes prises individuellement a montré que, dès qu'il existe au moins un profilé d'écart entre les conceptions en S235 et en S460, un intérêt économique apparaît. Le même phénomène s'observe lorsqu'une structure est étudiée avec uniquement les colonnes en acier S460 : la présence d'un profilé d'écart suffit à générer un gain. En effet, dans ce cas, l'intérêt économique s'explique par la même inéquation que celle identifiée lors de l'étude de la membrure isolée.

$$1.13.A_{colonne,460} < A_{colonne,235} \quad (5.23)$$

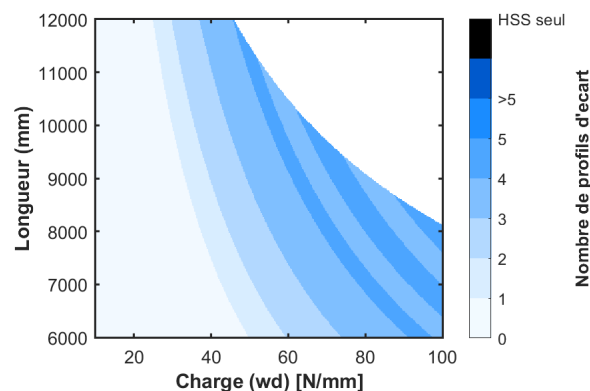


FIGURE 5.33 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profils d'écart dû au passage de la structure S235 à la structure S235 avec colonnes S460

Ainsi, la seule différence par rapport au graphique obtenu pour la colonne isolée réside dans la disparition d'une partie du domaine qui était auparavant accessible par celle-ci. Cette zone devient ici inaccessible en raison de l'incapacité des poutres IPE en S235 à résister à la combinaison de charge et

de portée considérée, rendant la structure irréalisable dans ces conditions. Pour récupérer ce domaine devenu inaccessible, une solution consisterait, par exemple, à adopter un type de poutre capable de reprendre des efforts plus importants.

Dans le cas des colonnes considérées individuellement, un écart d'un seul profilé entre les conceptions en S235 et en S460 génère un gain économique de 5 à 10%, tandis qu'un écart d'au moins deux profilés permet d'atteindre des valeurs comprises entre 20 et 50%. Ce bénéfice est toutefois atténué à l'échelle de la structure, les colonnes ne représentant qu'une part réduite de la masse totale, ce qui limite l'impact global de leur optimisation, comme le montre la figure 5.34.

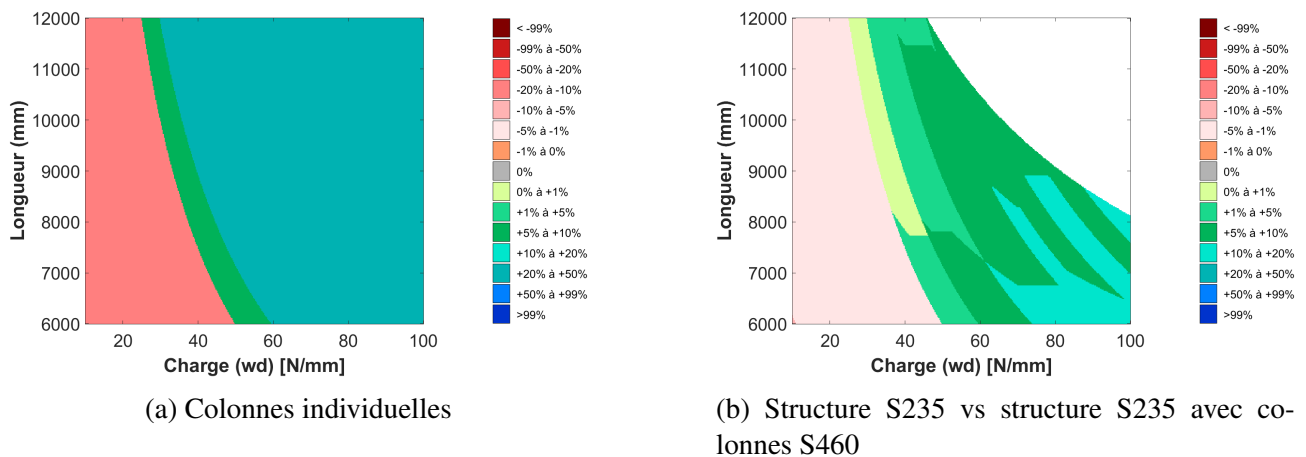


FIGURE 5.34 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460

De plus, des observations analogues à celles faites pour les poutres peuvent être formulées ici, avec un effet encore plus marqué. Pour une configuration donnée de colonnes, lorsque la longueur du portique augmente, le profilé dimensionnant les colonnes reste inchangé, tandis que la masse des poutres croît. En conséquence, la part des colonnes dans la masse totale de la structure diminue, ce qui réduit le gain ou la perte associé à l'utilisation de l'acier S460. Ce phénomène explique la diminution progressive du pourcentage d'intérêt économique observée le long d'une même bande de dimensionnement. À profilé constant, plus la contribution des colonnes à la structure diminue, plus l'impact économique du changement de nuance s'atténue, et inversement, une augmentation de cette contribution accroît le gain ou la perte potentielle.

#### Variation de la hauteur

Puisque la hauteur du portique n'impacte pas le dimensionnement des colonnes en l'absence de flambement, l'intérêt économique apparaît pour la même charge que celle observée lorsque  $L = 7200$  mm sur le graphique de variation de longueur. Cependant, lorsque la hauteur du portique augmente, l'intérêt s'accroît pour un même profilé dimensionnant. Cela s'explique par la diminution de la part relative des poutres dans la structure et l'augmentation de celle des colonnes, renforçant ainsi l'impact du gain ou de la perte lié à l'utilisation de S460 pour ces dernières. Ce phénomène se traduit par un pourcentage de gain plus élevé.

En conclusion, la même logique s'applique : dès que le nombre de profilés d'écart est supérieur ou égal à un, un intérêt économique est systématiquement observé.

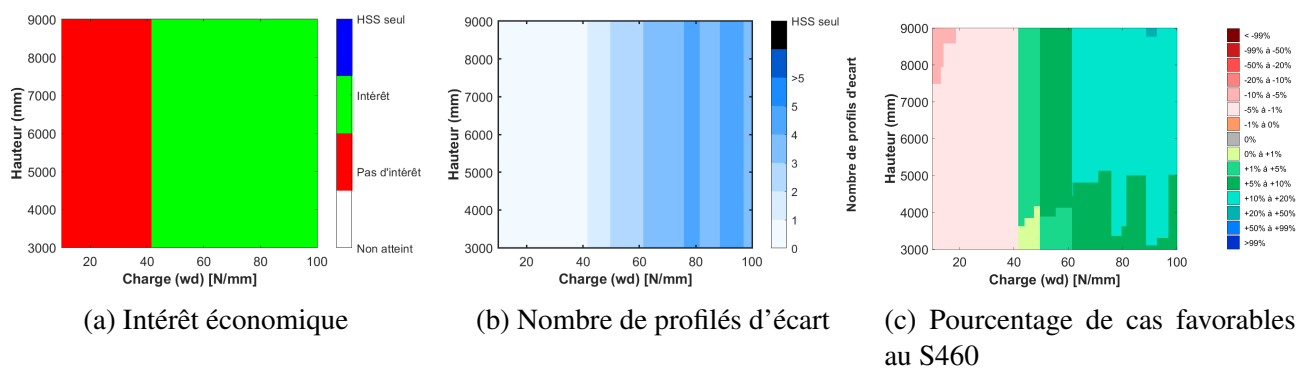


FIGURE 5.35 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Passage de la structure S235 à la structure S235 avec colonnes S460

### Intérêt de passer à une structure composée de poutres et de colonnes HSS

Comme expliqué précédemment, en l'absence d'instabilité, l'avantage d'utiliser des nuances d'acier à haute limite d'élasticité est limité par les états limites de service pour les poutres et par les zones où le premier profilé du catalogue détermine le dimensionnement des colonnes. De plus, les poutres ne couvrent pas l'ensemble du domaine des charges et des longueurs, rendant certaines parties de ce domaine inaccessibles pour la structure. En effet, comme démontré lors de l'analyse des structures avec des colonnes HSS uniquement, certaines zones du domaine, qui présentaient un intérêt pour les colonnes individuelles, deviennent inaccessibles lorsque les poutres IPE ne peuvent plus supporter les charges.

Ainsi, dans cette partie, l'ensemble de ces résultats sont regroupés afin d'évaluer l'intérêt économique de l'adoption d'une structure où les poutres et les colonnes sont faites avec des membrures à haute résistance.

Les figures ci-dessous montrent pour quelles combinaisons de charge et de longueur l'utilisation des aciers S460 est économiquement intéressante pour la structure en question.

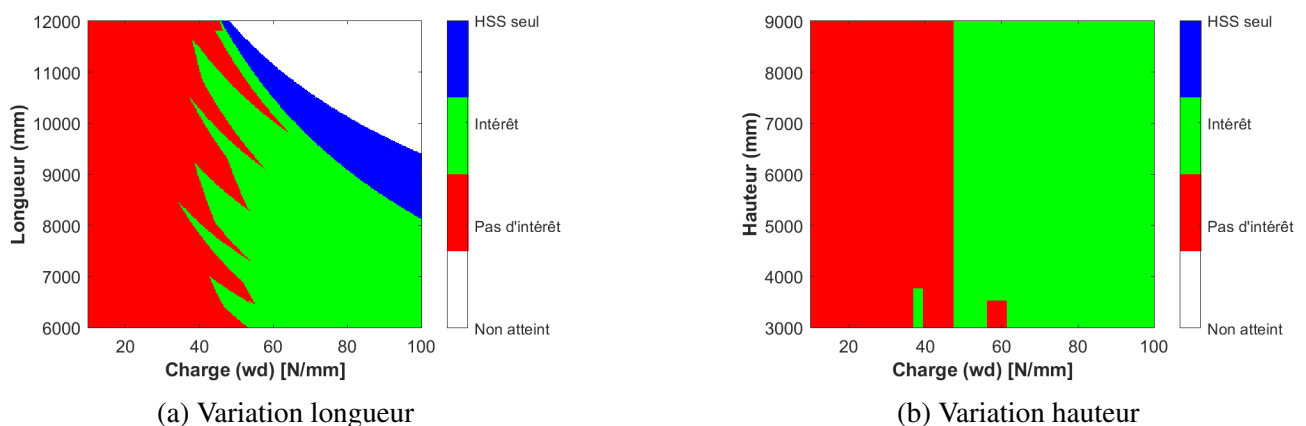


FIGURE 5.36 – Cas sans instabilité - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460

Dans ce cas, l'inéquation déterminant l'intérêt économique est plus complexe, car elle intègre davantage de termes et prend maintenant en compte les longueurs des différentes membrures pour évaluer la possibilité d'un intérêt. Donc, contrairement au cas précédent, où la longueur des membrures influençait uniquement le pourcentage d'intérêt, elle affecte désormais également la possibilité même d'un intérêt. Ainsi, l'inéquation à respecter pour qu'un intérêt existe est la suivante :

$$1,13.(3(H_p + H_t)A_{col,460} + 2.L.A_{toit,460} + 2.L.A_{plancher,460}) < 3(H_p + H_t)A_{col,235} + 2.L.A_{toit,235} + 2.L.A_{plancher,235} \quad (5.24)$$

Ainsi, de manière similaire, si toutes les membrures présentent individuellement un intérêt en un point du domaine, alors la structure dans son ensemble présente également un intérêt. Inversement, si aucune membrure ne présente d'intérêt individuellement, alors la structure n'a aucun intérêt. Enfin, si certaines membrures présentent un intérêt mais pas d'autres, il peut y avoir un intérêt global à condition que les gains compensent les pertes. Une telle situation étant d'autant plus probable que les membrures présentant un intérêt sont grandes par rapport à celles qui n'en présentent pas.

C'est ce qui explique, par exemple sur la figure 5.36b, pourquoi il n'y a pas d'intérêt à faible hauteur, mais que de l'intérêt apparaît à partir d'une hauteur plus élevée pour un même design. En réalité, les poutres ne présentent aucun intérêt à cet endroit, mais bien les colonnes. Cela implique que plus les colonnes représentent une grande part de la structure (à mesure que H augmente), plus la perte est compensée par le gain, et le pourcentage d'intérêt augmente, passant d'une valeur négative à positive, comme cela peut être observé sur les figures de pourcentage 5.37a et 5.37b.

Un tel phénomène n'aurait pas été possible dans les deux configurations de structures étudiées juste avant, car la longueur des membrures n'intervenait pas dans la présence ou non d'intérêt pour les aciers à haute résistance.

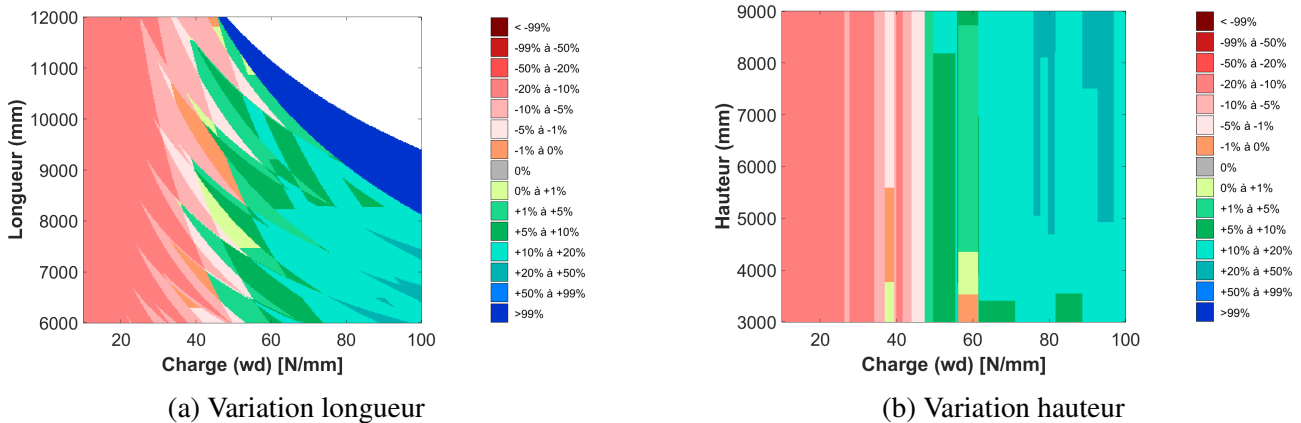


FIGURE 5.37 – Cas sans instabilité - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460

Dans le cas du portique de référence étudié, la zone gouvernée par les ELS pour les poutres coïncide approximativement avec la zone où le premier profilé du catalogue dimensionne les colonnes en S235. Dans cette partie du domaine, l'intérêt global est très limité car les différents types de membrures sont simultanément défavorables, empêchant donc les gains de compenser les pertes. En revanche, une fois cette zone franchie, les colonnes deviennent nettement plus performantes, avec plusieurs profilés d'écart entre les deux nuances, ce qui permet de compenser rapidement les pertes venant des franges associées aux poutres. L'intérêt global rejoint alors à peu près l'intérêt apporté par les colonnes seules.

Ce comportement est toutefois propre au portique de référence étudié. En effet, comme montré précédemment, augmenter le nombre d'étages permet de décaler la zone de non-intérêt des colonnes vers la gauche du domaine, rendant les colonnes avantageuses même pour des sollicitations moindres sur les poutres. Ce phénomène est visible sur la figure 5.38, représentant les résultats pour un portique à six étages. Une telle configuration permet donc de compenser les pertes dues aux poutres, même lorsqu'elles sont dimensionnées aux ELS.

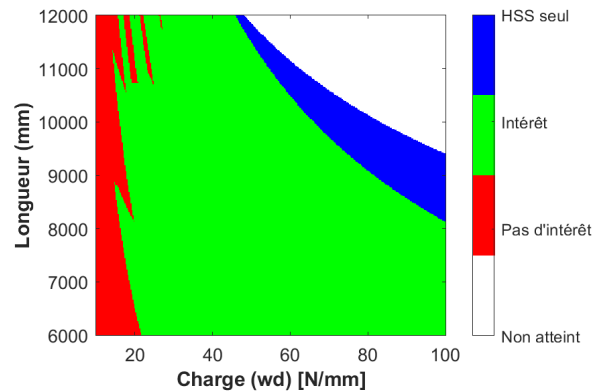


FIGURE 5.38 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Portique à 6 étages

Ainsi, sur cette structure de référence, l'intérêt est souvent limité par la double contrainte des ELS et des zones dimensionnées par le premier profilé du catalogue HEA. En revanche, sur des portiques de plus grande hauteur, l'augmentation des charges dans les colonnes, pour une même charge appliquée sur plancher, rend la contribution des colonnes plus déterminante. Cela permet, dans certains cas, de compenser entièrement les pertes dues aux poutres, élargissant ainsi considérablement le domaine d'intérêt des aciers à haute résistance. Ce résultat souligne l'importance de considérer l'architecture globale de la structure dans l'analyse du potentiel économique des HSS.

### 5.1.3 Influence des paramètres sur la structure sans prise en compte des instabilités

Il est intéressant d'étudier comment l'intérêt économique de la structure évolue en fonction de certains paramètres. Comme démontré précédemment, les graphiques de variation de hauteur fournissent des informations similaires à ceux de variation de longueur, pour lesquels l'analyse est suffisante à la compréhension des phénomènes. Ainsi, seuls ces derniers sont présentés dans l'analyse des paramètres qui suit, les graphiques faisant varier la hauteur étant disponibles en annexe B.

#### Influence de la valeur de la limite élastique

Une première analyse consiste à évaluer le comportement de la structure pour différentes nuances à haute limite d'élasticité.

Les figures suivantes présentent les zones d'intérêt économique pour les différentes membrures (plancher, toiture, colonne) prises individuellement selon les nuances S460 et S600.

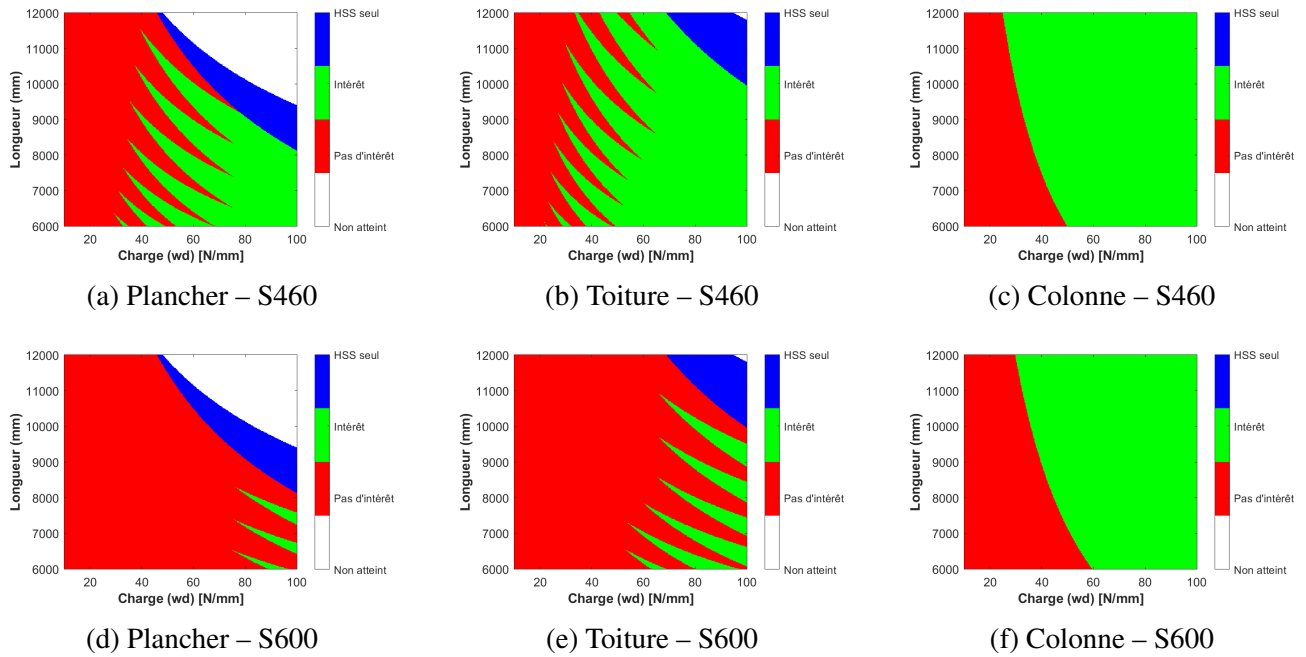


FIGURE 5.39 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600

Tandis que les figures suivantes présentent le nombre de profilés d'écart entre les designs réalisés en S235 et ceux réalisés en S460 ou en S600 pour ces mêmes membrures prisent individuellement.

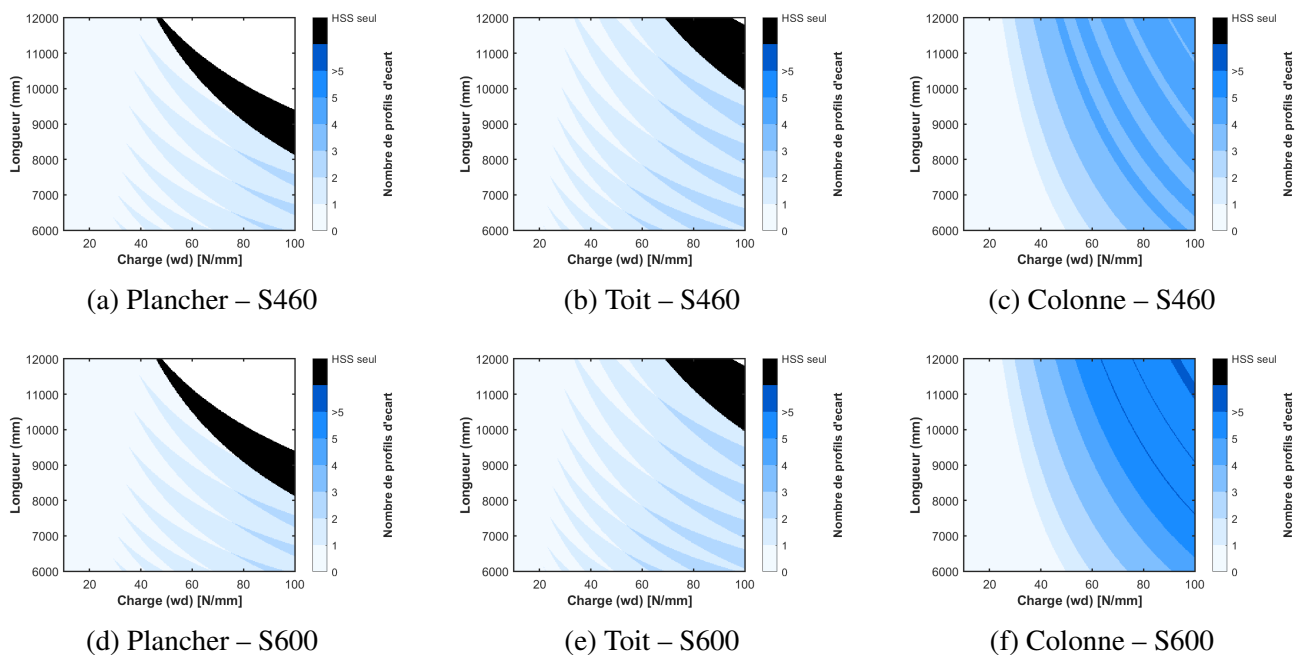


FIGURE 5.40 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600

Pour ce qui est des poutres, l'analyse des résultats montre que le nombre de profilés d'écart est le même pour les nuances S460 et S600 sur tout le domaine. Ce résultat implique donc la similitude des profilés dimensionnants pour ces deux nuances.

En effet, comme démontré précédemment, lorsque les profilés en S235 sont dimensionnés par les ELS, ces mêmes sections restent dimensionnantes pour les nuances supérieures. Cette logique s'applique également entre le S460 et le S600 : lorsque les ELS gouvernent le dimensionnement en S460, ils déterminent aussi les profilés nécessaires en S600. Or, puisque la limite élastique des profilés en S460 est plus élevée que la limite élastique des profilés en S235, la frontière entre le dimensionnement gouverné par les ELS et les ELU pour le S460 se trouve être décalée vers la droite du domaine. Dans le cas spécifique du S460, cette limite se situe même hors du domaine d'étude considéré, comme cela est visible sur les figures 5.41a et 5.41b. Par conséquent, tous les profilés dimensionnants en S460 le sont également en S600.

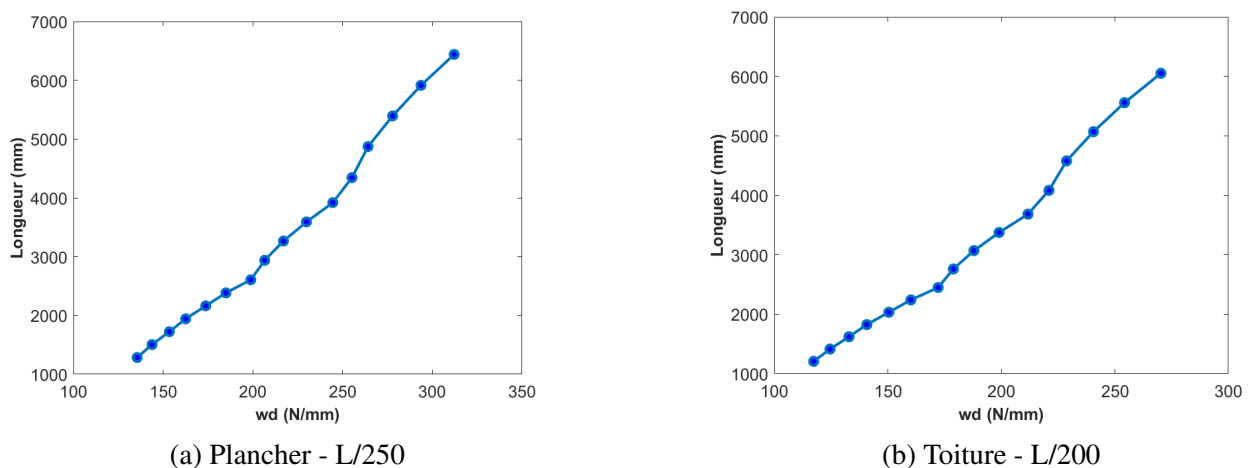


FIGURE 5.41 – Frontières de gouvernance ELS-ELU sur le domaine pour les profilés IPE en S460

De plus, il apparaît que, pour un même nombre de profilés d'écart, les graphiques d'intérêt en S600 ne montrent pas toujours un intérêt là où ceux en S460 en présentent. Cela s'explique par le fait que l'augmentation de la nuance entraîne une augmentation du prix. Il est donc nécessaire d'avoir un rapport de surface entre les designs S235 et HSS plus élevé plus la nuance est élevée pour que cela soit intéressant. Ainsi, alors qu'un profilé d'écart suffisait toujours à compenser l'augmentation du prix en S460, ce n'est plus systématiquement le cas pour le S600, comme le montre le graphique ci-dessous.

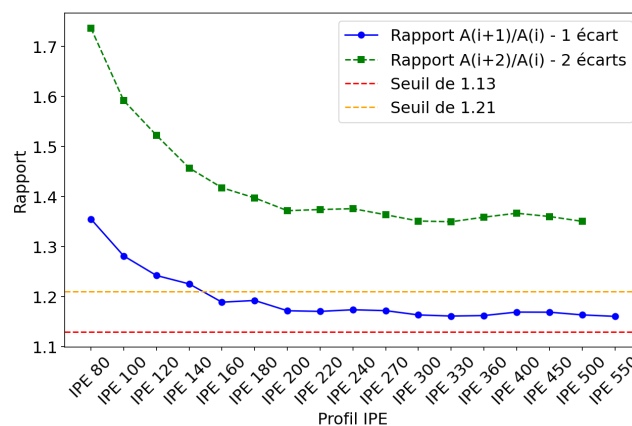


FIGURE 5.42 – Rapport de surfaces entre les profilés IPE successifs avec 1 et 2 profilés d'écart



Le graphique ci-dessus montre en effet que pour la plupart des profilés IPE, lorsqu'il y a un profilé d'écart, le rapport de surface est inférieur au rapport de coût de 1,21 qu'il y a entre le S600 et le S235. Par conséquent, il n'y a pas d'intérêt à passer au S600 sur le domaine lorsqu'il y a seulement un profilé d'écart. Par contre, lorsque les designs présentent deux profilés d'écart, il y a toujours un intérêt à passer au S600 par rapport au S235. Ainsi, les designs en S460 et S600 sont identiques, mais il y a moins de zones d'intérêt pour le S600 en raison de son prix plus élevé.

Ensuite, pour ce qui est des colonnes, les conceptions pour le domaine diffèrent entre le S460 et le S600, car leur résistance dépend uniquement de  $A$  et  $f_y$  et non des états limites de service. Ainsi, comme expliqué dans le cas de base, les figures 5.39 et 5.40 pour les colonnes montrent qu'il n'y a pas d'intérêt lorsque le premier profilé du catalogue HEA en S235 est dimensionnant. Cependant, la zone de non-intérêt s'étend davantage pour la nuance S600.

En effet, dans les zones où il y a un profilé d'écart, le premier profilé du catalogue dimensionne en S600, tandis que le second est utilisé en S235. Le rapport de surface entre ces profilés est inférieur au rapport de coût de 1,21 pour la nuance S600, rendant cette option non intéressante économiquement. En revanche, pour la nuance S460, ce rapport de surface dépasse 1,13, ce qui justifie son intérêt.

Ainsi, à mesure que la nuance augmente, l'écart entre les profilés des designs S235 et HSS tend à s'accroître, mais cet écart doit être plus important pour compenser le coût accru des nuances plus élevées. Par conséquent, les zones qui présentaient un intérêt avec un profilé d'écart en S460 ne sont plus toujours avantageuses pour les nuances supérieures, ce qui peut réduire la zone d'intérêt globale.

Finalement, lorsqu'une nuance HSS plus élevée est appliquée à l'ensemble de la structure, le principe, expliqué précédemment lors du passage à la structure dans son ensemble, reste valable. Toutes les zones où il y a un intérêt pour les différentes membrures présentent un intérêt, et celles sans aucun intérêt pour les différentes membrures sont également sans intérêt. Tandis que les zones, où au moins une des membrures est intéressante, peuvent avoir de l'intérêt à condition qu'une équation similaire à l'équation (5.24), mais plus stricte puisque le rapport de coût est plus élevé, soit vérifiée.

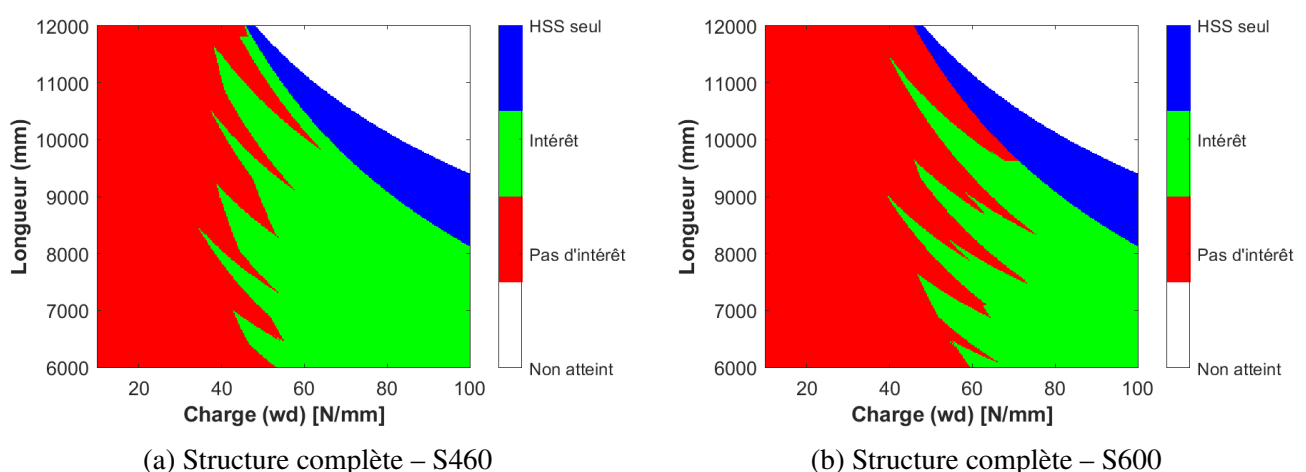


FIGURE 5.43 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 et S600

Bien que l'intérêt venant des poutres soit particulièrement réduit, celui venant des colonnes permet de conserver une zone d'intérêt tout de même non négligeable. Dans cette zone, l'intérêt venant des

colonnes permet de compenser une grande partie de la perte d'intérêt venant des poutres. Cette compensation étant d'autant plus facile dans les zones où il n'y a pas d'intérêt pour les poutres, mais où il y a tout de même un profilé d'écart entre les designs des deux nuances. En effet, dans ces zones, l'augmentation du coût de la poutre n'est pas compensée par la diminution de surface, mais elle est tout de même réduite par cette celle-ci. Il ne faut donc plus un gain très élevé venant des colonnes pour compenser cette perte.

Ainsi, bien que l'intérêt des colonnes permette de compenser la perte issue des poutres à certains endroits, l'augmentation du prix avec la nuance fait que la zone d'intérêt globale sur la structure diminue pour les nuances les plus élevées.

### Influence des ELS

Il est important de noter que seuls les graphiques des poutres individuelles sont analysés ici, car la modification des états limites de service n'a aucun impact sur le dimensionnement des colonnes.

Plus le critère des ELS est strict, plus les équations (5.2) et (5.11) deviennent difficiles à satisfaire, bien que la résistance des profilés reste la même. Par conséquent, la partie gouvernée par les ELS s'étend, déplaçant la limite entre la zone où aucun intérêt n'est possible et la zone où il y a une possibilité d'intérêt vers la droite. Cela réduit la zone d'intérêt pour les aciers à haute limite d'élasticité sur le domaine, voire l'élimine, lorsque les critères ELS sont très stricts, comme dans le dernier cas étudié sur les figures ci-dessous.

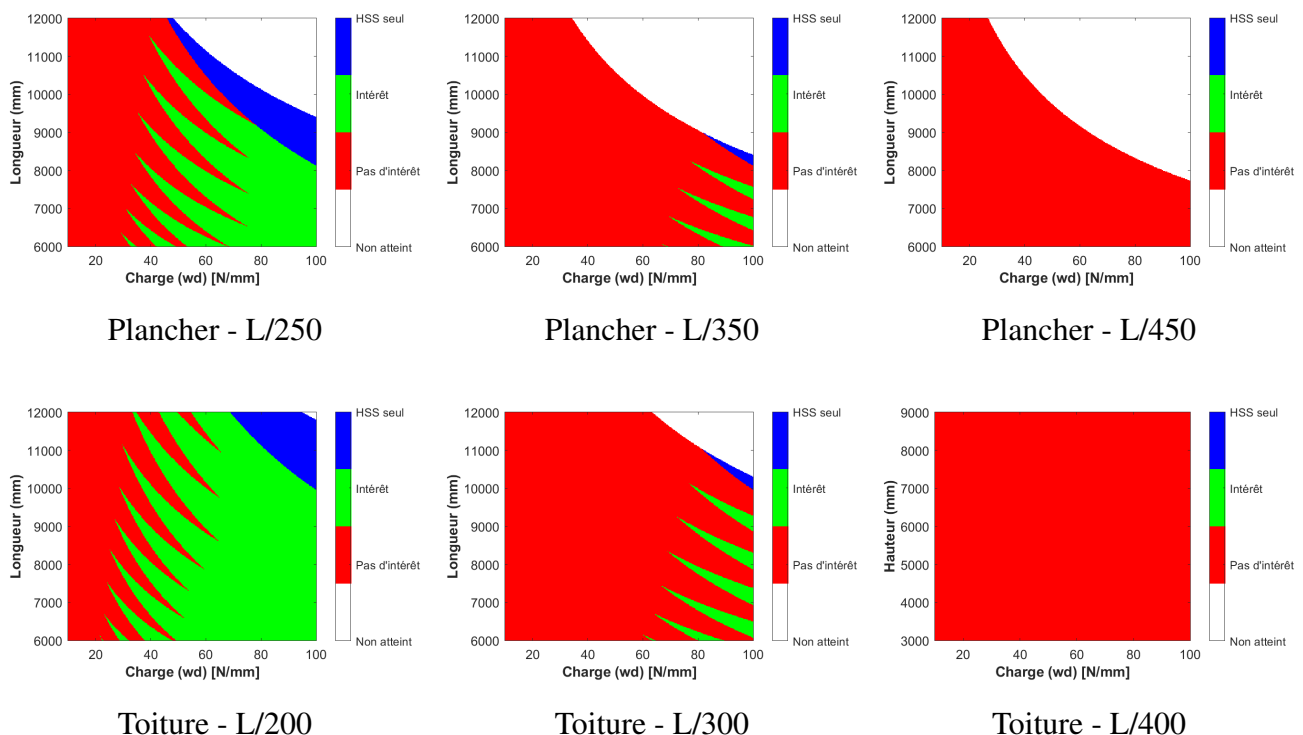


FIGURE 5.44 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents critères de service

Les résultats pour l'ensemble de la structure sont ensuite examinés ci-dessous.

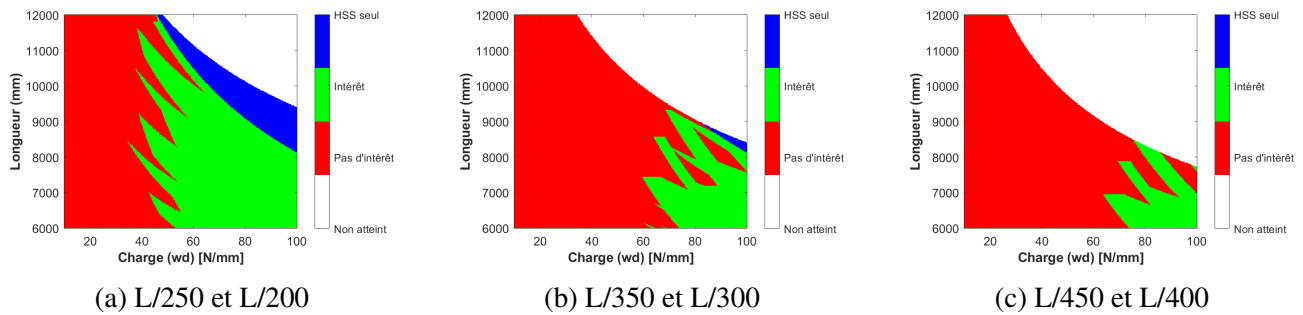


FIGURE 5.45 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 pour différents critères de service

Ainsi, puisque la zone où les profilés restent identiques s'étend, en raison du déplacement de la frontière de gouvernance ELS-ELU vers la droite, la zone d'intérêt pour les structures diminue progressivement lorsque les critères de service deviennent plus stricts. En effet, seules subsistent les configurations pour lesquelles un intérêt est identifié au niveau des poutres, ou celles où la perte induite par les poutres est compensée par le gain apporté par les colonnes, ce qui demande la présence d'un nombre de profilés d'écart assez élevé entre les deux conceptions des colonnes.

### Influence du changement du type de poutre

Il est important de noter que seuls les graphiques des poutres individuelles sont analysés ici, car la modification du type de poutre n'a aucun impact sur le dimensionnement des colonnes. Ainsi, les figures suivantes illustrent les zones d'intérêt économique pour les différentes membrures (plancher et toiture), en comparant l'utilisation de poutres IPE et HEA.

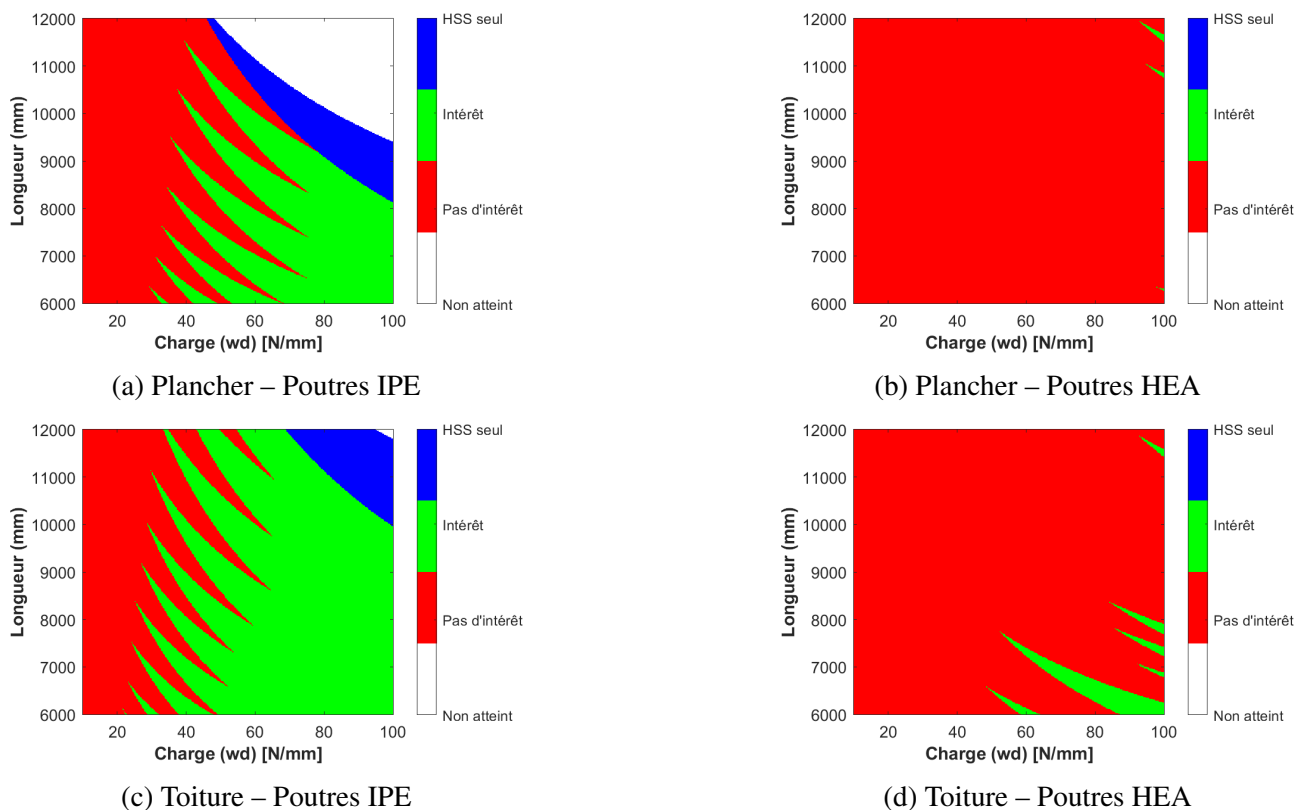


FIGURE 5.46 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents types de poutres

Les zones d'intérêt économique diffèrent entre les configurations utilisant des poutres IPE et celles utilisant des HEA. Cette différence s'explique par une caractéristique fondamentale : à module plastique de flexion égal, un profilé HEA présente une inertie inférieure à celle d'un IPE (voir figure 5.47b). Or, l'inertie gouverne les états limites de service, tandis que le module de flexion influence les états limites ultimes. Ainsi, un profilé HEA capable de résister à un moment fléchissant donné aux ELU présente une flèche plus importante qu'un IPE de même capacité. Ce phénomène a pour effet de déplacer la frontière entre les domaines de gouvernance ELS et ELU vers la droite, réduisant l'intérêt d'utiliser des aciers à haute résistance lorsque les poutres HEA remplacent les IPE.

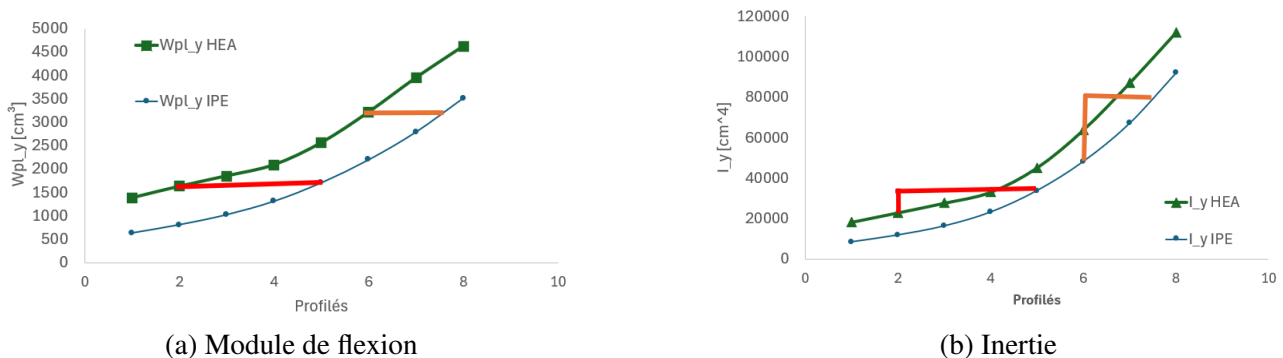


FIGURE 5.47 – Comparaison de l'évolution de l'inertie ( $I$ ) et du module de flexion plastique ( $W_{pl}$ ) pour les profilés IPE et HEA

Sur les graphiques présentant l'écart en nombre de profilés entre les designs des nuances S235 et S460, la zone située à gauche des franges où cet écart est nul correspond à la zone où il y a une dominance des contraintes d'ELS. Cette zone sans aucun intérêt économique apparaît bien plus étendue dans le cas des profilés HEA, traduisant une plus grande limitation de l'intérêt des HSS à leur utilisation que lorsque des poutres IPE sont utilisées.

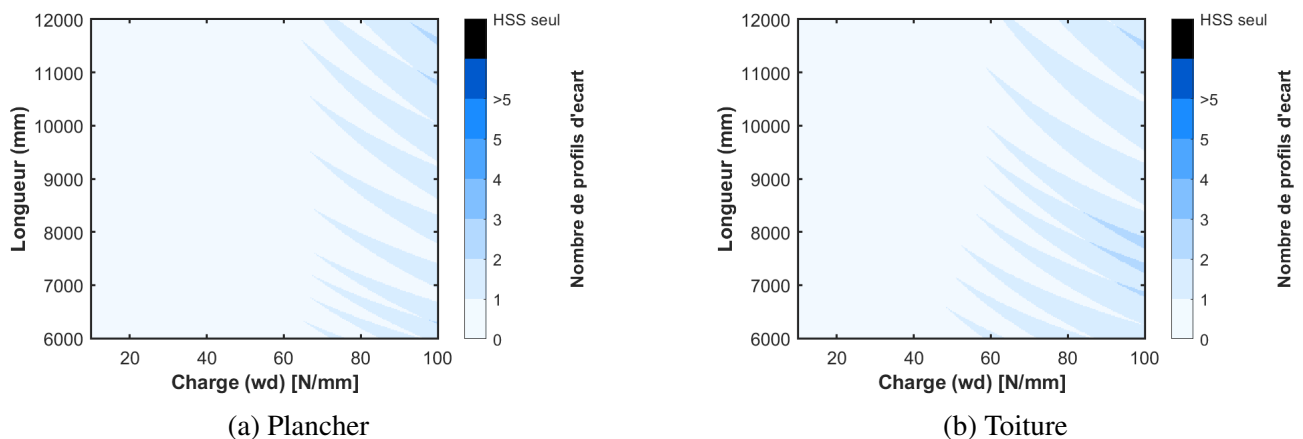


FIGURE 5.48 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 - Poutres HEA

De plus, les contraintes liées aux ELS ne constituent pas la seule limitation lorsque des HEA sont utilisés à la place des IPE. Contrairement aux IPE, pour lesquels un écart d'au moins un profilé traduisait systématiquement un gain économique en faveur du S460, les HEA dimensionnants dans le domaine étudié ne présentent pas toujours un avantage en présence d'un profilé d'écart. En effet, la

réduction de section entre deux profilés HEA successifs du catalogue utilisé ne permet pas toujours de compenser l'augmentation de coût liée à la nuance d'acier plus élevée, comme l'illustre la figure 5.49. Ainsi, au-delà des restrictions dues aux ELS, des zones supplémentaires sans rentabilité économique apparaissent.

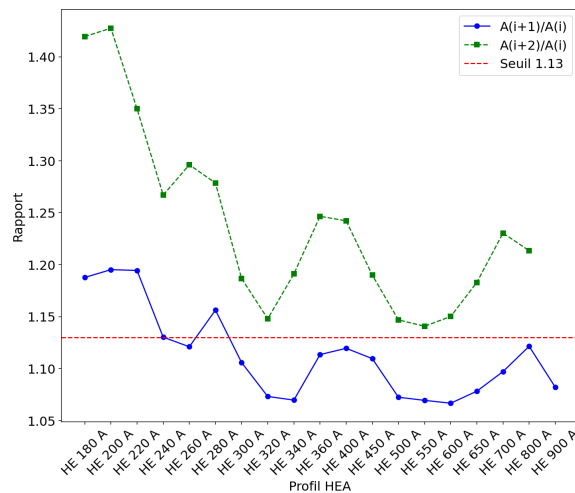


FIGURE 5.49 – Rapport de surfaces entre les profilés HEA successifs avec 1 et 2 profilés d'écart

Ainsi, l'impact de l'utilisation de poutres HEA sur l'ensemble de la structure est présenté ci-dessous.

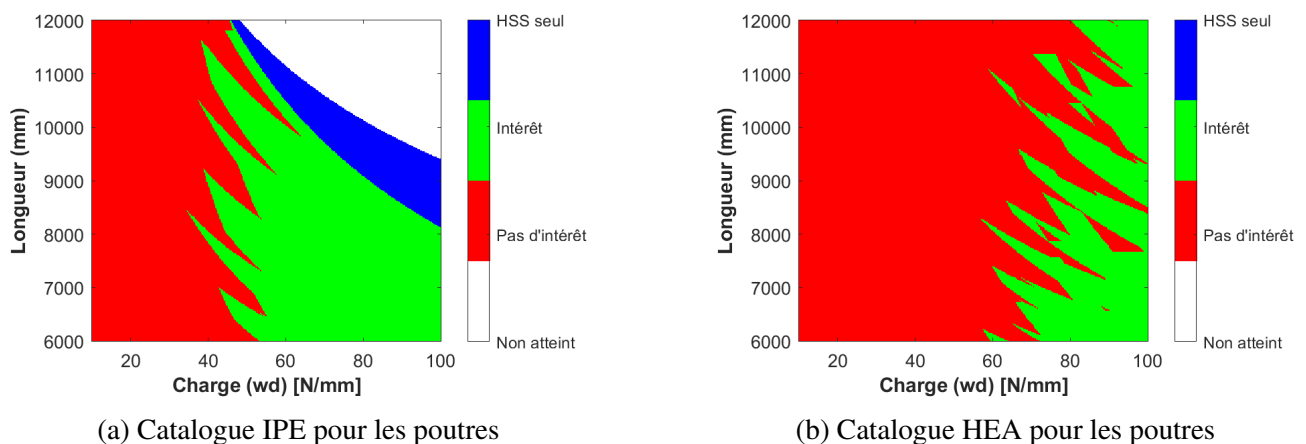


FIGURE 5.50 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque des types de poutres différents sont utilisés

La zone présentant un intérêt économique dans la structure composée de poutres IPE se réduit lorsqu'elles sont remplacées par des poutres HEA. Cette diminution s'explique par la baisse de l'intérêt apporté par les poutres elles-mêmes, comme évoqué précédemment. Ainsi, les zones vertes visibles sur le graphique de la figure 5.50b correspondent, dans la majorité des cas, à des configurations où l'intérêt économique des colonnes suffit à compenser la perte liée à l'utilisation des poutres HEA.

Il convient toutefois de souligner que l'utilisation de poutres HEA ne présente pas uniquement des désavantages. En effet, bien qu'elle réduise l'intérêt économique global dans les zones du domaine qui présentent de l'intérêt lorsque des poutres IPE sont utilisées, elle permet également d'accéder à des configurations structurelles qui ne sont pas atteignables avec ces profilés IPE. Cette extension

du domaine accessible résulte principalement des caractéristiques géométriques des HEA, qui offrent une plus grande capacité portante, permettant ainsi d'atteindre des zones de dimensionnement inaccessibles avec les IPE.

### Influence du changement du type de colonne

Il est important de noter que seuls les graphiques des colonnes individuelles sont analysés ici, car la modification du type de colonne n'a aucun impact sur le dimensionnement des poutres.

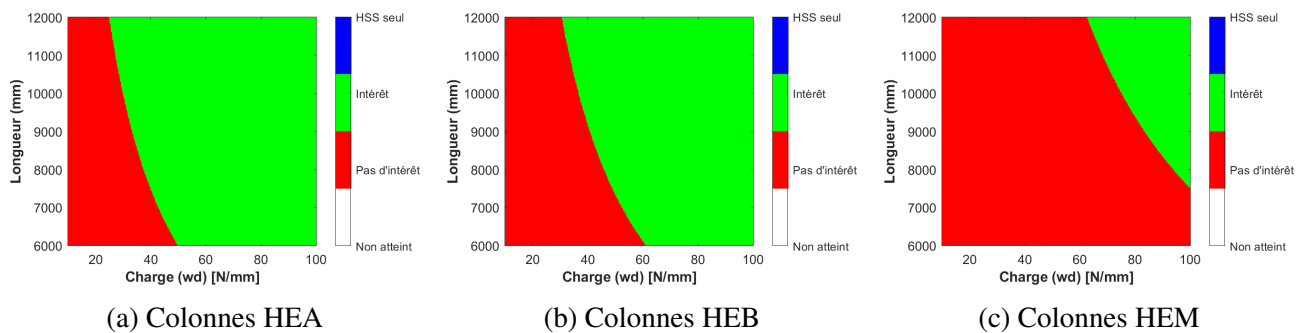


FIGURE 5.51 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes

De manière analogue aux conclusions établies pour les éléments en compression pure dans le cas de base sans prise en compte des instabilités, plus la section du premier profilé disponible dans le catalogue est importante, plus la charge  $w_d$  à partir de laquelle l'acier à haute limite élastique devient avantageux est élevée. En effet, tant que l'effort de compression reste inférieur à la capacité de résistance du plus petit profilé en S235, les deux conceptions conduisent au choix du même profilé, sans réduction de matière, rendant l'usage du S460 économiquement non pertinent.

C'est précisément ce phénomène qui explique le recul de la charge à partir de laquelle un intérêt apparaît lorsqu'on utilise des séries de profilés plus massives, comme les HEB ou HEM. Leurs sections initiales, plus résistantes que celles des HEA, retardent le franchissement du seuil de résistance en S235, et repoussent ainsi le point à partir duquel la nuance HSS peut apporter un gain.

Cependant, la section du dernier profilé HEM est plus grande que celle du dernier profilé HEB, elle-même supérieure à celle du dernier profilé HEA. Ces profilés offrent donc une capacité de résistance plus élevée et permettent de reprendre des charges plus importantes. Toutefois, cette différence n'apparaît pas sur les graphiques présentés, car le domaine étudié ne s'étend pas suffisamment pour atteindre les limites de résistance maximales des profilés HEA, ce que la figure suivante permet de mieux visualiser.

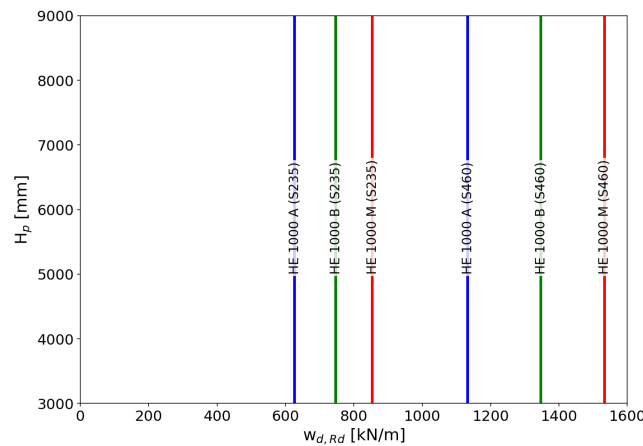


FIGURE 5.52 – Résistances des derniers profilés HEA, HEB et HEM du catalogue pour les nuances S235 et S460

La figure suivante présente le nombre de profilés d'écart observé entre les conceptions en acier S235 et S460, selon le type de profilé utilisé pour les colonnes HEA, HEB ou HEM.

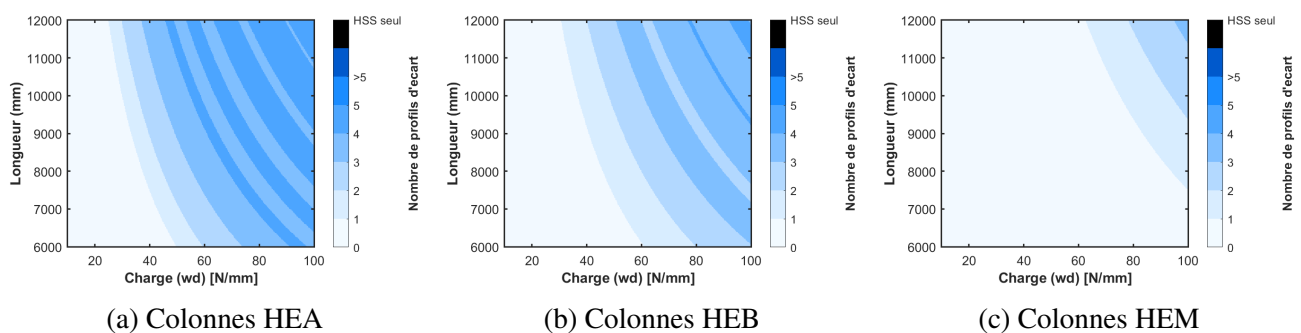


FIGURE 5.53 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes

Les résultats montrent clairement que seules les zones ne présentant aucun profilé d'écart, c'est-à-dire les zones où le premier profilé du catalogue dimensionne, ne sont pas économiquement intéressantes. Dès qu'un écart d'au moins un profilé est constaté entre les conceptions en S235 et S460, l'augmentation du coût du matériau est systématiquement compensée par la réduction de section, quel que soit le type de profilé utilisé (HEA, HEB ou HEM).

Ainsi, les colonnes offrant une zone d'intérêt économique plus restreinte lorsqu'elles sont dimensionnées avec des profilés HEB ou HEM, la structure dans son ensemble présente un intérêt économique plus limité sur le domaine lorsqu'elle est conçue avec des colonnes HEB ou HEM, comparativement à une structure utilisant des colonnes de type HEA.

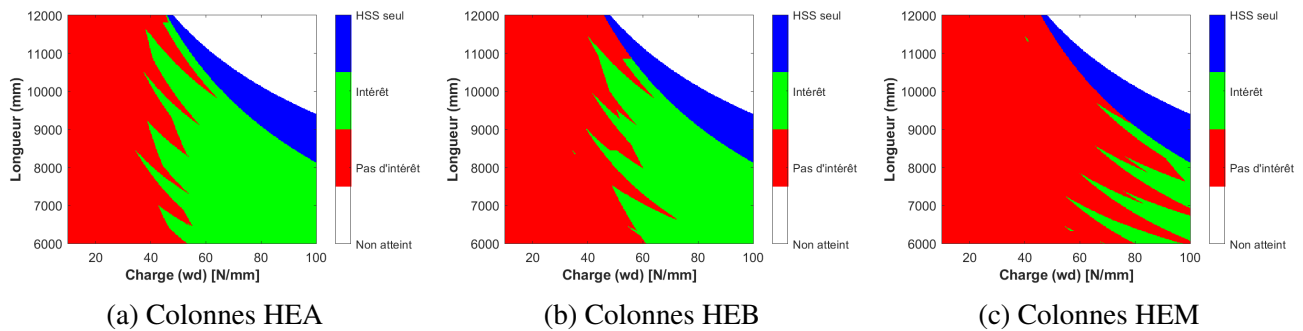


FIGURE 5.54 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque différents types de colonnes sont utilisés

Il pourrait toutefois être intéressant d'analyser les résultats lorsque l'ensemble de ces gammes de profils de colonnes sont utilisées simultanément pour dimensionner les colonnes.

La densification du catalogue de profils permet d'affiner le dimensionnement de la structure et d'obtenir localement des pourcentages d'intérêt légèrement différents. En effet, dans les cas où l'effort de compression dépasse légèrement la capacité d'un profilé HEA donné, l'introduction de profils intermédiaires rend possible une sélection plus adaptée, optimisant ainsi l'utilisation de l'acier. Par exemple, si la densification permet de réduire la section du profilé en S235 par rapport à un catalogue limité aux seuls HEA, tout en conservant la même section en S460, l'intérêt des aciers HSS diminue. À l'inverse, si le profilé S460 peut être réduit alors que le S235 reste inchangé, l'intérêt des HSS augmente. Il apparaît donc essentiel de ne pas se restreindre à une analyse théorique fondée uniquement sur les profilés HEA. L'élargissement à d'autres familles de profilés pour les colonnes permet une meilleure optimisation du matériau, en réduisant les pertes inutiles et en révélant plus finement les configurations structurelles favorables à l'utilisation d'aciers à haute résistance.

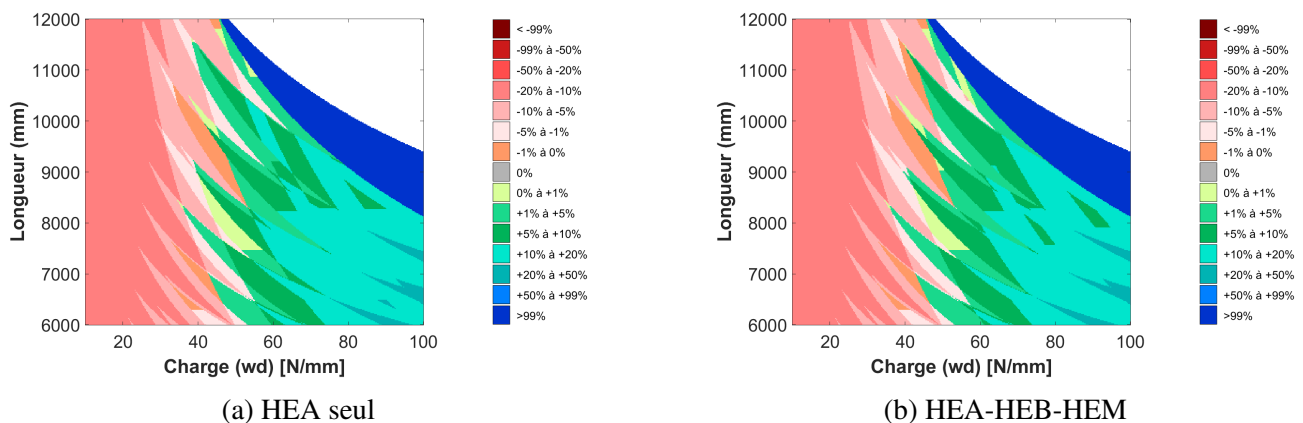


FIGURE 5.55 – Cas sans instabilité - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Effet de l'utilisation d'un catalogue étendu aux HEA, HEB et HEM pour les colonnes

### 5.1.4 Influence des instabilités

Les instabilités jouent un rôle essentiel dans le dimensionnement des éléments en acier, en particulier le déversement pour les poutres fléchies et le flambement pour les colonnes comprimées. Étant donné que le dimensionnement des poutres et des colonnes est conduit de manière indépendante, la vérification du flambement ne concerne que les colonnes et n'influence pas le dimensionnement des



poutres et inversement. L'analyse de ces phénomènes est donc menée séparément pour chaque type de membrure, avant d'en évaluer l'impact global sur la structure dans son ensemble.

Il faut toutefois savoir qu'alors que le déversement des poutres peut être évité de manière relativement accessible grâce à des dispositifs comme un plancher collaborant ou des entretoises latérales, le flambement des colonnes est plus difficile à prévenir. En effet, éviter le flambement des colonnes nécessiterait des solutions structurelles plus complexes et plus lourdes. Ainsi, le cas sans flambement envisagé précédemment était en réalité très théorique et permettait simplement de mieux comprendre les différents phénomènes en jeu.

L'étude suivante se concentre donc sur l'impact du flambement pour les colonnes et du déversement pour les poutres, afin de mieux comprendre leurs influences respectives sur l'intérêt économique des aciers à haute résistance.

### Prise en compte des instabilités de flambement

Comme cela vient d'être mentionné, seules les colonnes sont concernées par le phénomène de flambement, ce dernier n'affectant pas les autres membrures de la structure. L'analyse se concentre donc exclusivement sur leur comportement vis-à-vis de cette instabilité.

La variation de la hauteur étant le paramètre le plus pertinent dans l'étude du flambement, c'est le premier à être abordé.

#### Variation de la hauteur

Avec la prise en compte du flambement, les résultats sont directement influencés par la hauteur des colonnes, puisque celle-ci détermine la longueur de flambement libre, et donc l'élancement de la section, paramètre clef dans la réduction de la résistance à la compression. Plus la colonne est haute, plus son élancement est élevé, ce qui accentue les effets d'instabilité et diminue sa capacité portante.

Ainsi, la figure suivante montre l'intérêt qu'il y a à passer à de l'acier S460 pour une colonne prise individuellement, lorsque le flambement est pris en compte.

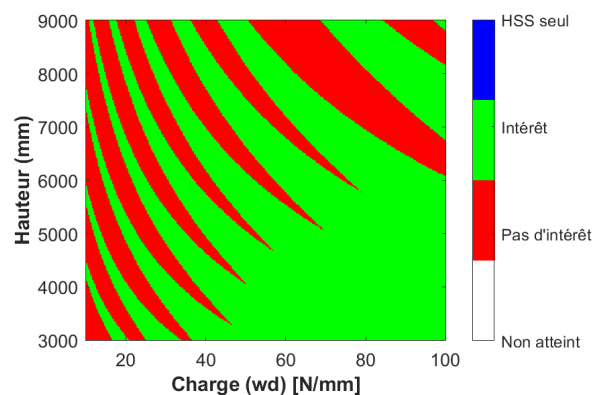


FIGURE 5.56 – Cas avec flambement - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460

Lorsque le flambement de la colonne est libre, comme c'était également le cas pour les contreventements comprimés, la résistance est réduite à l'aide du facteur de flambement  $\chi$ . De plus, la résistance d'un même profilé tend à converger vers une valeur similaire quelle que soit la nuance d'acier utilisée. Ainsi, plus la longueur de flambement est importante, plus le phénomène de flambement devient critique, et plus l'écart de résistance se réduit pour un même profilé dans les deux nuances. Par conséquent, le domaine dans lequel l'utilisation des aciers HSS présente un intérêt économique se restreint par rapport au cas sans instabilités, puisqu'un plus grand nombre de configurations conduit à un même profilé dimensionnant pour les nuances S235 et HSS.

La figure ci-dessous illustre ce phénomène en montrant la réduction de la résistance des mêmes profilés dans les deux nuances et le rapprochement progressif de leurs performances plus la longueur de la membrure augmente.

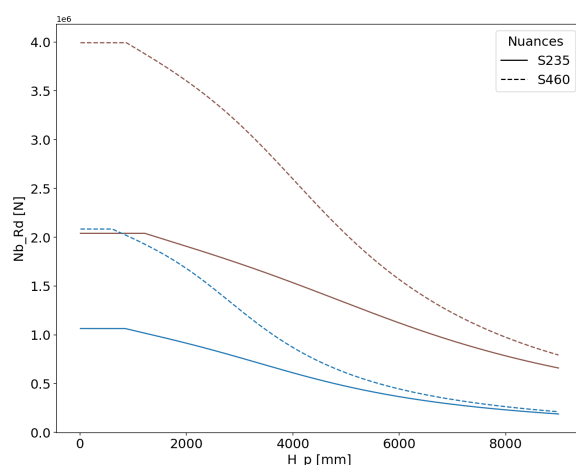
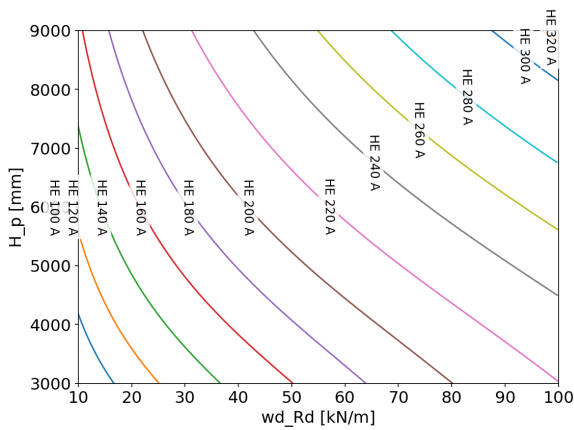


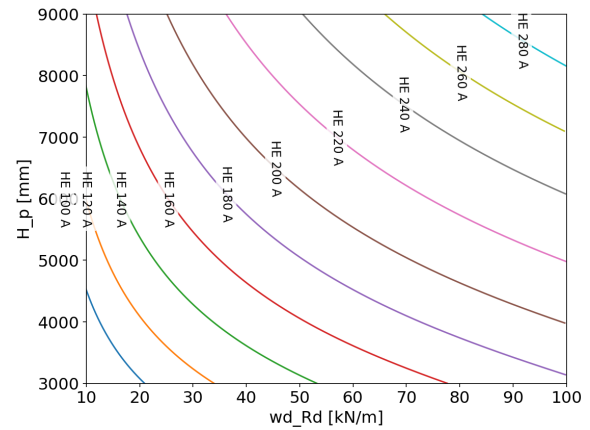
FIGURE 5.57 – Illustration des effets du flambement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances

La zone du domaine qui constituait, en l'absence d'instabilité, la région de non-intérêt correspondant aux configurations où le premier profilé du catalogue en S235 était dimensionnant, se trouve fortement réduite lorsque le flambement est pris en compte. Initialement, cette zone était la seule à ne présenter aucun intérêt économique pour les aciers S460 dans le cas de la colonne considérée isolément sans prise en compte des instabilités. Toutefois, l'introduction du flambement en modifie la dynamique : la réduction de la résistance du premier profilé induite par l'instabilité conduit à son remplacement par des profilés de plus grande section, ouvrant ainsi la possibilité d'un gain économique avec les aciers à haute résistance.

Cette ouverture s'accompagne néanmoins d'une perte plus globale : le rapprochement des résistances entre les deux nuances entraîne une augmentation significative des cas où un même profilé dimensionne à la fois en S235 et en HSS. Dès lors, l'intérêt économique de recourir aux aciers HSS s'en trouve réduit sur l'ensemble du domaine. Le graphique ci-dessous présente les profilés dimensionnants dans les deux nuances sur le domaine. Il y est notamment constaté que la zone où le premier profilé du catalogue (IPE 100 A) en S235 est dimensionnant est désormais très restreinte.



(a) Cas avec flambement – Acier S235



(b) Cas avec flambement – Acier S460

FIGURE 5.58 – Comparaison des profils HEA dimensionnant sur le domaine pour les deux nuances avec prise en compte du flambement

Le graphique suivant confirme ce constat : des franges où les mêmes profils dimensionnent en S235 et en S460 apparaissent désormais sur l'ensemble du domaine. Cela indique que, sous l'effet du flambement, les résistances pour les deux nuances d'acier se rapprochent, limitant ainsi les possibilités d'intérêt pour les aciers à haute limite élastique.

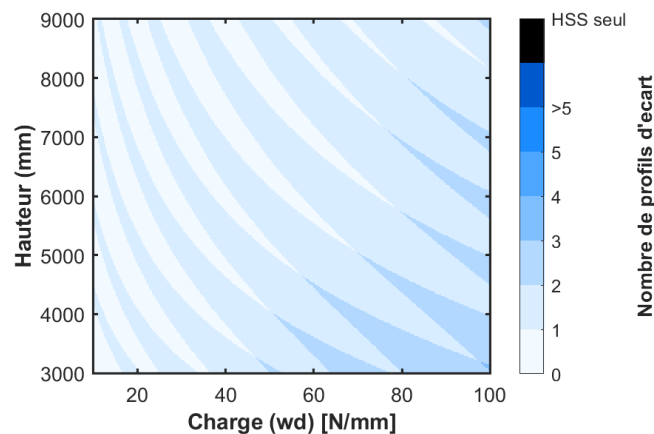


FIGURE 5.59 – Cas avec flambement - Variation hauteur - Nombre de profils d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460

De plus, certaines zones du domaine présentent un écart d'un profilé entre les solutions en S235 et en S460 sans pour autant être économiquement intéressantes. Alors que, dans le cas sans instabilité, un tel écart garantissait systématiquement un gain amené par la nuance à haute résistance, ce n'est plus nécessairement le cas lorsque le flambement est pris en compte. En effet, l'instabilité entraîne une réduction des résistances, ce qui élargit la gamme de profils susceptibles de dimensionner le domaine. Or, au sein de cette gamme plus étendue, le rapport des surfaces entre deux profils successifs  $(i+1)/i$  est parfois inférieur à 1,13. Dans ces situations, la diminution de surface n'est plus suffisante pour compenser le surcoût associé à l'acier à haute résistance S460, rendant le passage à la nuance supérieure non rentable, malgré la présence d'un profilé d'écart. Ce phénomène explique l'apparition des franges rouges plus épaisses observées sur la Figure 5.56.

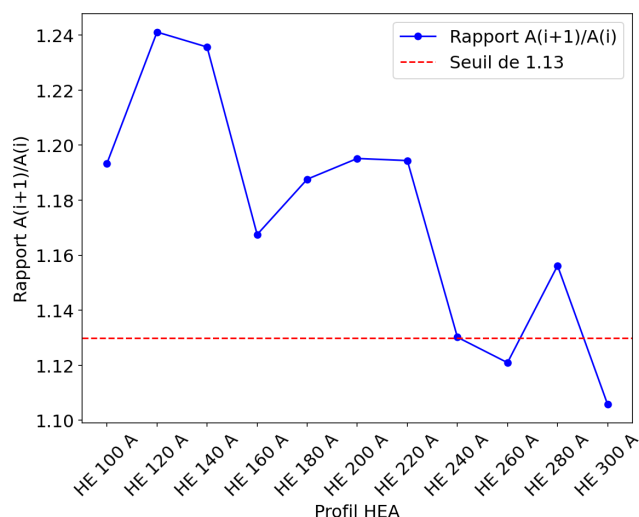


FIGURE 5.60 – Rapport de surfaces entre les profils HEA successifs dimensionnant le domaine

### Variation de la longueur

Les observations issues du graphique de variation de la longueur du portique reproduisent les mêmes informations que celles obtenues pour la hauteur  $H_p = 4500$  mm sur le graphique de la variation de la hauteur. Le dimensionnement des colonnes dépend uniquement de leur longueur et de l'effort de compression auquel elles sont soumises, et non de la longueur du portique en tant que telle. À hauteur constante, la longueur du portique n'influence que la valeur de la charge transmise aux colonnes. Ainsi, lorsque la charge appliquée génère un effort équivalent à celui du cas  $L = 7200$  mm, les mêmes profils dimensionnent, et le graphique présente un intérêt identique. Lorsque  $L$  augmente, l'effort dans les poteaux croît (à charge linéique constante), ce qui déplace les zones d'intérêt vers la gauche, avec un léger effet de compression des résultats. Inversement, pour  $L$  inférieur à 7200 mm, les zones se décalent vers la droite, accompagnées d'une légère expansion.

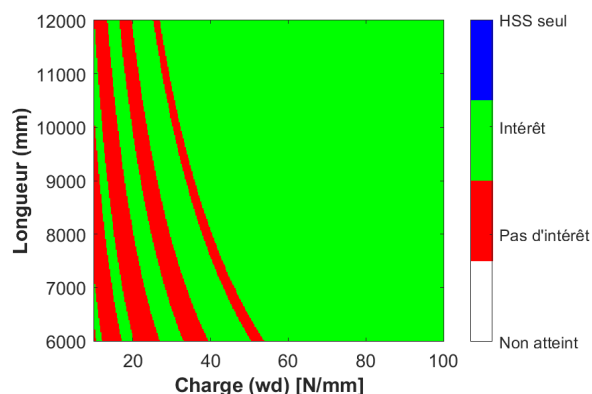


FIGURE 5.61 – Cas avec flambement - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460

Dans ce cas, le graphique met en évidence une zone d'intérêt plus grande pour les aciers HSS par rapport à la situation sans flambement. En effet, la prise en compte de l'instabilité réduit la résistance du premier profilé du catalogue en S235, ce qui conduit à son remplacement par des sections plus importantes. Certaines configurations, qui n'étaient pas intéressantes sans flambement car elles étaient

dimensionnées par ce premier profilé, deviennent alors économiquement favorables avec l'introduction de l'instabilité.

Cependant, si cette analyse était répétée pour des hauteurs  $H_p$  plus élevées, l'effet du flambement deviendrait plus marqué. Cela entraînerait une multiplication des zones sans intérêt (franges rouges), dues à la réduction généralisée des résistances, sans nécessairement être compensées par l'apparition des nouvelles zones favorables. Ainsi, au-delà d'une certaine hauteur, l'impact négatif du flambement sur l'intérêt de l'utilisation des aciers HSS tend à l'emporter.

### Structure globale

Le phénomène de flambement impacte de la façon suivante l'intérêt économique de la structure dans sa globalité.

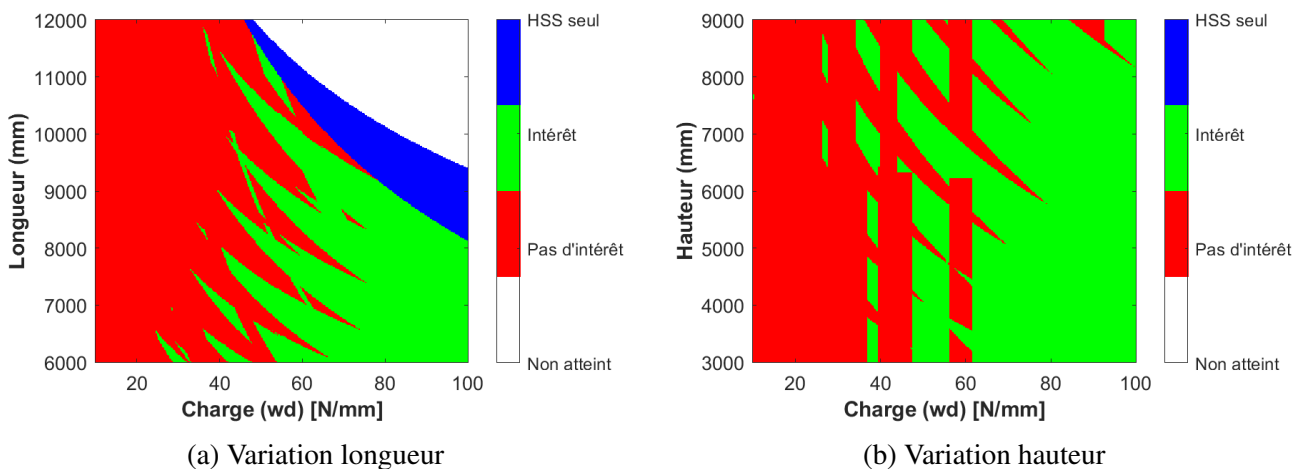


FIGURE 5.62 – Cas avec flambement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460

Les graphiques révèlent une zone d'intérêt globalement réduite par rapport au cas sans flambement. Cette diminution s'explique principalement par deux facteurs. Premièrement, certaines zones deviennent intéressantes pour les colonnes individuelles du seul fait de la réduction de la résistance du premier profilé HEA du catalogue induite par le flambement. Toutefois, ces zones coïncident avec des configurations de poutres régies par les états limites de service, dans lesquelles les aciers HSS ne présentent aucun avantage. Ainsi, bien que la prise en compte du flambement puisse créer un léger écart de profilé favorable entre les designs des colonnes pour les deux nuances à cet endroit, ce gain limité ne compense pas la perte induite par les poutres. Il en résulte une zone, avant la région initialement dimensionnée par le premier profilé HEA en S235, qui est globalement non intéressante et qui demeure proche de celle observée sans flambement.

Deuxièmement, dans les zones qui étaient économiquement favorables en l'absence de flambement, de nouvelles zones sans intérêt apparaissent en raison de la prise en compte de cette instabilité, qui affecte les colonnes. Certaines configurations, où les poutres n'étaient pas intéressantes même si régies par les états limites ultimes, mais où les colonnes apportaient un gain suffisant grâce à un écart de profilés assez élevé, ne sont plus rentables avec le flambement. En effet, ce dernier réduit l'écart entre les designs optimaux en S235 et S460, diminuant ainsi l'avantage économique procuré par les colonnes, ce qui ne permet donc plus de compenser aussi facilement les pertes provenant des poutres.

Toutefois, certaines configurations qui n'étaient pas avantageuses pour les colonnes seules en présence de flambement malgré l'existence d'un profilé d'écart, deviennent intéressantes à l'échelle de la structure grâce à la contribution des poutres. Dans ces cas, la perte générée sur les colonnes reste modérée et peut être facilement compensée par le gain apporté par les poutres. Cependant, ces nouvelles franges d'intérêt, absentes dans le cas sans flambement, restent marginales. Globalement, la prise en compte du flambement tend donc à réduire le domaine dans lequel l'utilisation des aciers à haute résistance est économiquement justifiée.

Les figures suivantes illustrent le pourcentage de gain économique obtenu avec la prise en compte du flambement.

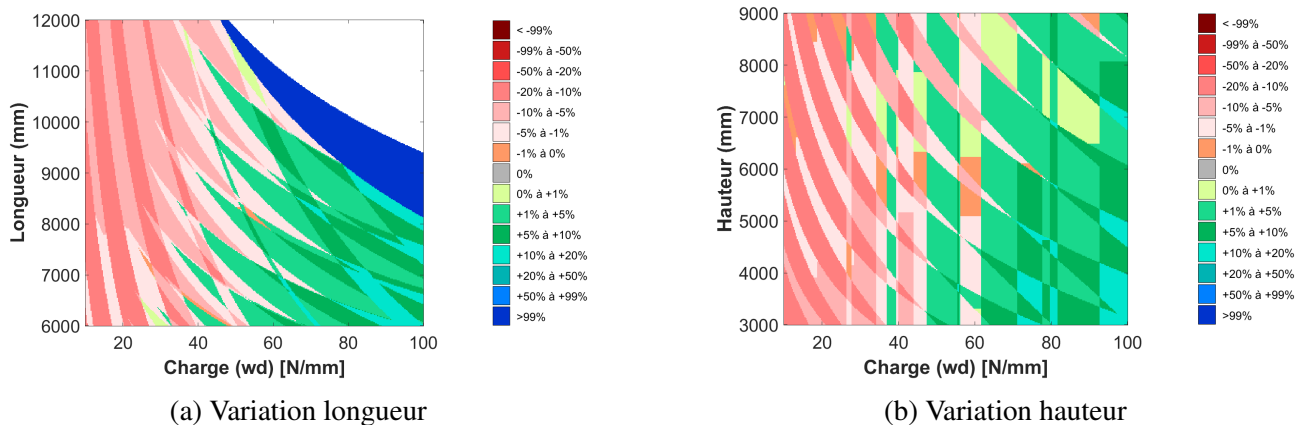


FIGURE 5.63 – Cas avec flambement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460

Le nombre de profilés d'écart du côté des colonnes n'étant plus aussi élevé que sans la prise en compte du flambement, les gains obtenus dans le cas de la structure avec flambement diminuent. Ils ne permettent d'atteindre qu'un intérêt entre 10 et 20%, alors que sans flambement, des valeurs entre 20 et 50% étaient observées.

De plus, le même phénomène précédemment expliqué se produit également ici : plus la longueur  $L$  est grande par rapport à la hauteur  $H$ , plus l'impact des poutres est significatif par rapport à celui des colonnes, et inversement.

### Prise en compte des instabilités de déversement

Comme cela a déjà été mentionné, seules les poutres sont concernées par le phénomène de déversement, ce dernier n'affectant pas les autres membrures de la structure. L'analyse se concentre donc exclusivement sur leur comportement vis-à-vis de cette instabilité.

#### Variation de la longueur

Les figures suivantes montrent l'intérêt économique de l'utilisation d'acier S460 pour les poutres prises individuellement, lorsque le déversement est pris en compte.

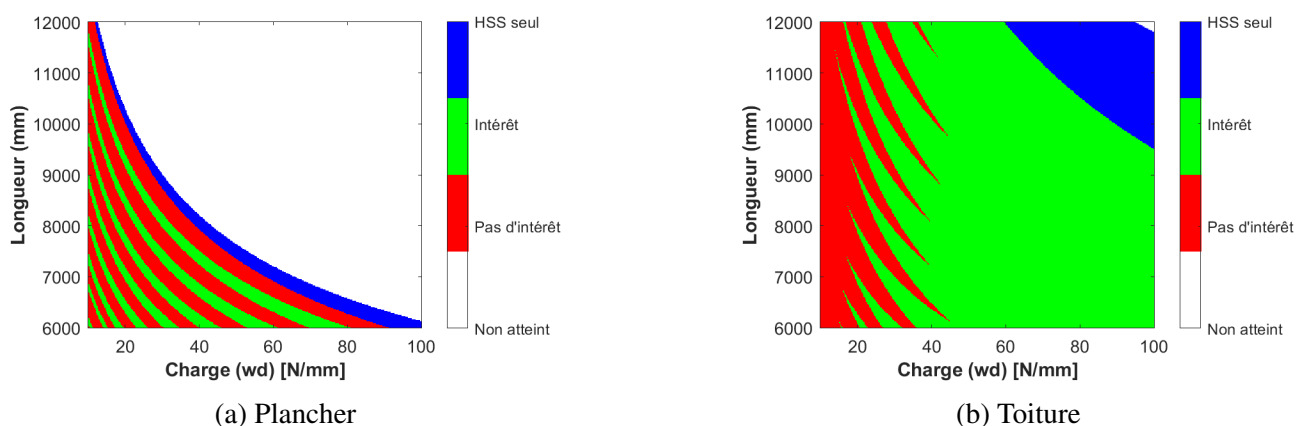


FIGURE 5.64 – Cas avec déversement - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460

Le déversement diminue la résistance des profilés via le facteur  $\chi_{LT}$  et réduit l'écart de résistance entre les mêmes profilés dans les différentes nuances. Cet effet est d'autant plus marqué que le déversement est critique, comme cela peut être vu sur les figures ci-dessous lorsque la longueur des poutres augmente.

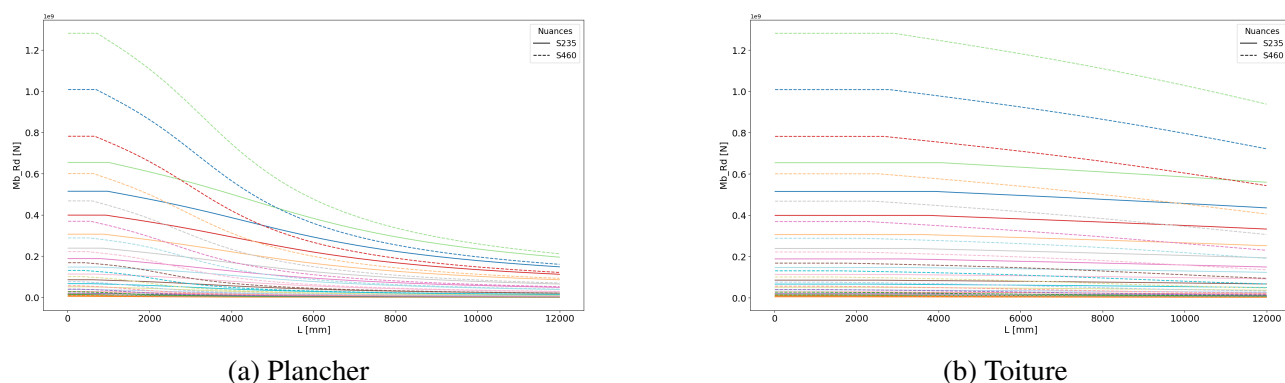


FIGURE 5.65 – Illustration des effets du déversement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances et comparaison de l'importance de l'effet du déversement sur les poutres

Les figures ci-dessus montrent que la poutre de toiture est moins sensible à la libération du déversement que la poutre de plancher. En effet, pour une même longueur, la réduction de résistance est nettement plus marquée pour la poutre de plancher. Cela s'explique par le fait que le déversement est libre sur toute la longueur de la poutre de plancher, tandis que pour la poutre de toiture, il est limité à la distance entre les ferrures qui lient la poutre aux hourdis, réduisant fortement la longueur de déversement et rendant le phénomène beaucoup moins critique.

Ainsi, avec le déversement, la résistance des profilés diminue, ce qui rend les ELU plus souvent dimensionnantes puisque que le critère d'ELS reste inchangé. Cela provoque un décalage de la frontière de gouvernance ELS-ELU vers la gauche du domaine et la zone gouvernée par les ELS, où aucun gain n'est possible, devient donc plus petite, voire disparaît, comme c'est le cas sur la figure 5.64a. Une plus grande partie du domaine peut alors potentiellement présenter un intérêt économique, en particulier lorsque le déversement est critique.

Cependant, plus le déversement est critique, plus les résistances des profilés dans les deux nuances se rapprochent, ce qui augmente les cas où le même profilé dimensionne dans les deux nuances. Cela



limite l'intérêt dans la zone gouvernée par les ELU. Il y a donc un effet double, d'un côté, plus le déversement est critique, plus la zone gouvernée par les ELS diminue, ce qui est favorable à l'utilisation des aciers HSS. Mais d'un autre côté, plus il est critique, plus la zone gouvernée par les ELU contient des configurations sans intérêt, car il n'y a plus d'écart possible entre les designs des deux nuances. Il existe donc un équilibre à trouver sur la criticité du déversement pour maximiser les cas où l'acier HSS devient avantageux.

Le phénomène expliqué est bien visible sur les figures 5.64a et 5.64b où, pour la poutre de plancher, le déversement étant très critique, la zone gouvernée par les états limites de service disparaît du domaine, et les zones présentant un intérêt dans la partie gouvernée par les états limites ultimes sont fortement réduites. Cela est dû au rapprochement significatif des résistances des profilés dans les deux nuances dans cette situation où le déversement est très critique. Ainsi, il y a une perte globale de l'intérêt apporté par les aciers à haute résistance lorsque le déversement est libéré pour la poutre de plancher. En revanche, pour la poutre de toiture, où le déversement est peu critique, il y a une légère réduction de la partie du domaine gouvernée par les états limites de service. Or, le déversement n'ayant pas un impact suffisant pour réduire la zone d'intérêt où les états limites ultimes gouvernent, une augmentation de la zone d'intérêt économique pour la poutre de toiture a lieu.

Ainsi, comme dans le cas sans déversement, il y a de l'intérêt à utiliser des aciers HSS s'il existe au moins un profilé d'écart entre les designs S235 et S460, puisque le rapport de poids entre les profilés IPE successifs est toujours supérieur à 1,13, le rapport de coût pour le S460. De plus, cette figure confirme le fait que plus de zones, où se sont les ELU qui gouvernent, sont dimensionnées par le même profilé dans les deux nuances.

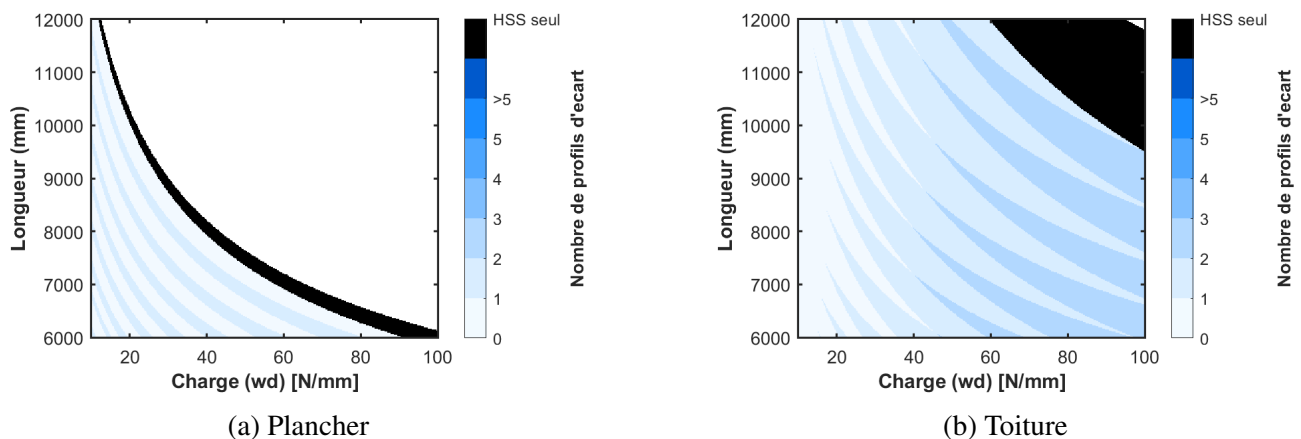


FIGURE 5.66 – Cas avec déversement - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460

De plus, à cause de la baisse de résistance liée au déversement, les IPE ne permettent plus de couvrir des combinaisons de charge et de géométrie aussi élevées qu'en l'absence de ce phénomène, ce qui réduit la portion du domaine pouvant être dimensionnée.

#### Ajout d'une entretoise centrale

Comme cela a été mis en évidence précédemment, la poutre de plancher est particulièrement sensible au déversement, ce qui limite fortement l'intérêt économique des aciers à haute résistance dans cette configuration. Pour ce manque d'intérêt, une solution consiste à ajouter une entretoise centrale, de



façon à réduire par deux la longueur de déversement.

Dans ce cas, la réduction de résistance liée au déversement est nettement moins marquée, ce qui entraîne un décalage de la frontière ELS-ELU vers la droite. Toutefois, la zone gouvernée par les ELS reste très réduite, au point d’être même située en dehors du domaine étudié, dans une région de faibles longueurs et de faibles charges peu pertinente. En parallèle, le rapprochement des résistances entre les deux nuances devient moins important, ce qui augmente les chances d’avoir des designs différents pour les deux nuances et donc de retrouver un gain plus étendu en faveur des HSS. Ce double effet permet d’obtenir une zone d’intérêt économique pour les aciers à haute résistance nettement plus large que dans le cas sans entretoise.

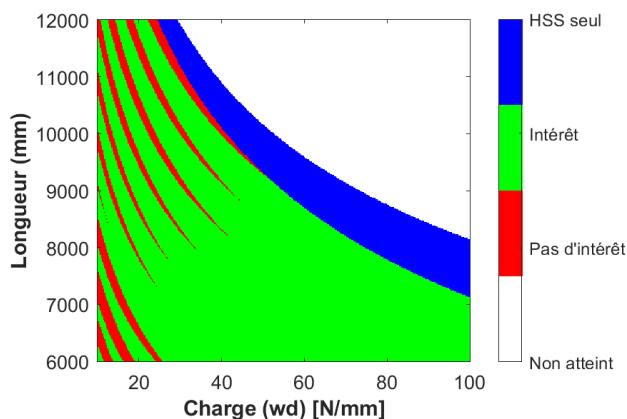


FIGURE 5.67 – Cas avec déversement - Variation longueur - Intérêt économique du passage d’une poutre de plancher S235 à S460 - Effet du placement d’une entretoise

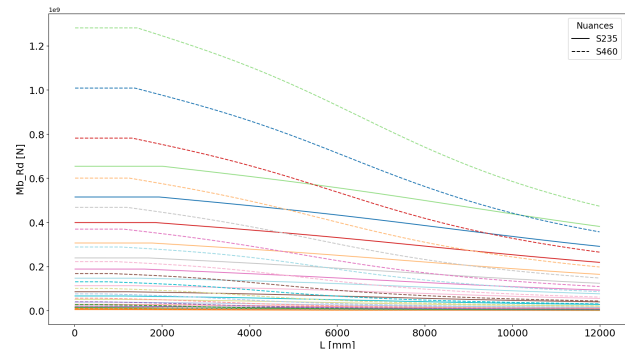


FIGURE 5.68 – small Illustration des effets du déversement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances pour la poutre de plancher avec entretoise

La figure 5.68 montre une descente de la résistance beaucoup plus progressive avec la longueur que dans le cas sans entretoise, ce qui confirme que le phénomène de déversement devient nettement moins critique.

Il faut toutefois considérer que si l’ajout d’une entretoise est nécessaire pour rendre l’acier HSS économiquement intéressant, cela implique un coût supplémentaire. Il convient donc de s’assurer que ce gain reste supérieur au coût engendré par l’entretoise. L’intérêt global dépend alors de l’équilibre entre l’allègement permis par les HSS et le surcoût associé à l’ajout de cet élément.

#### Variation de la hauteur

Modifier la hauteur du portique n’a aucun impact sur le dimensionnement des poutres. Ainsi, comme le montre les figures ci-dessous, le résultat est identique pour chaque hauteur et correspond à ce qui est observé lorsque  $L = 7200$  mm sur les graphiques de variation de longueur. Cela explique les bandes verticales présentes sur ces graphiques.

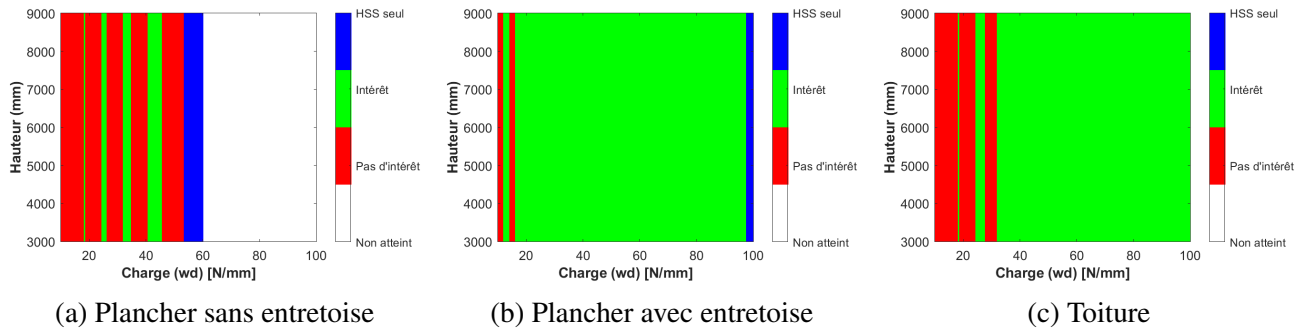


FIGURE 5.69 – Cas avec déversement - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460

### Structure globale

Ainsi, lorsque seules les instabilités de déversement sont prises en compte, la structure dans son ensemble présente les intérêts économiques suivants :

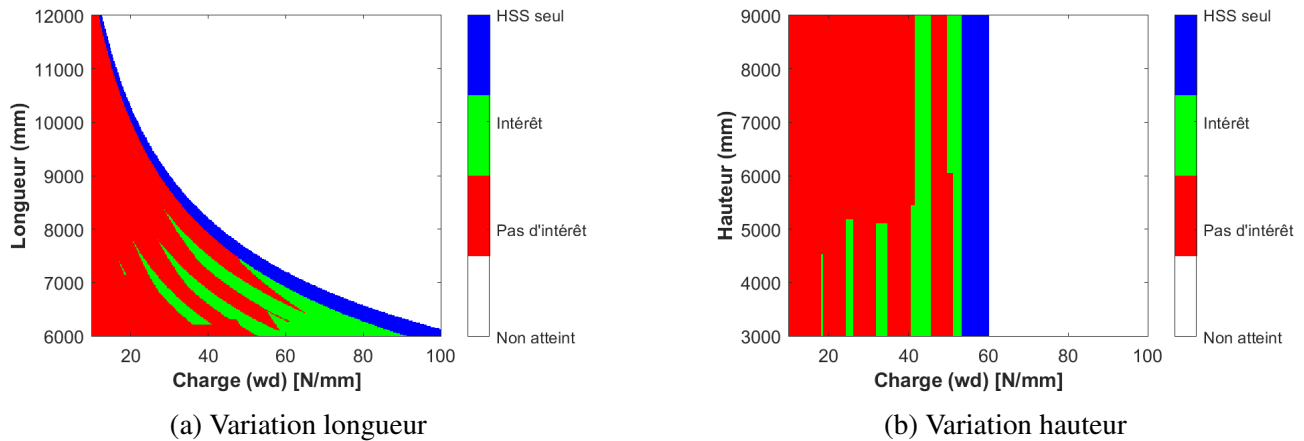


FIGURE 5.70 – Cas avec déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale

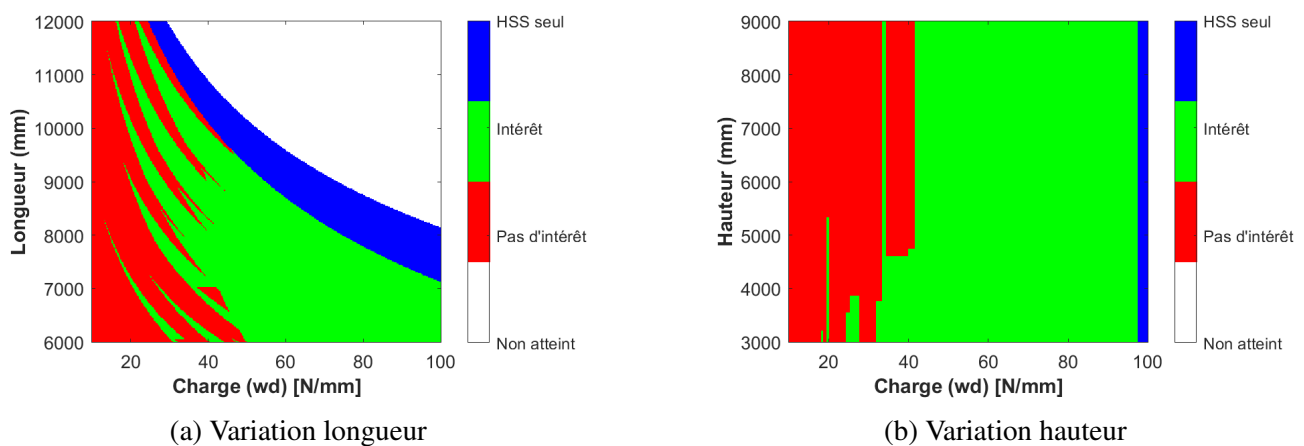


FIGURE 5.71 – Cas avec déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale

Comme pour le cas sans instabilité, les zones intéressantes observées sur ces graphiques apparaissent soit lorsque chaque membrure présente individuellement un intérêt, soit lorsque l'inéquation (5.24) est vérifiée.

Dans le cas sans entretoise, où le déversement est très critique, l'intérêt des aciers à haute limite élastique est fortement réduit. À l'inverse, lorsque des entretoises sont présentes, le déversement, plus limité, permet de réduire la zone gouvernée par les ELS sans pour autant impacter celle gouvernée par les ELU. Le domaine d'intérêt pour les HSS devient alors plus étendu que dans le cas sans instabilité. Ainsi, le déversement a un effet positif tant qu'il reste modéré. En effet, au-delà d'un certain seuil, il devient défavorable à l'intérêt économique des aciers à haute résistance.

Par ailleurs, les graphiques du pourcentage d'intérêt confirment bien le phénomène évoqué précédemment : plus une membrure est présente en masse dans la structure, plus son impact sur l'intérêt global est important.

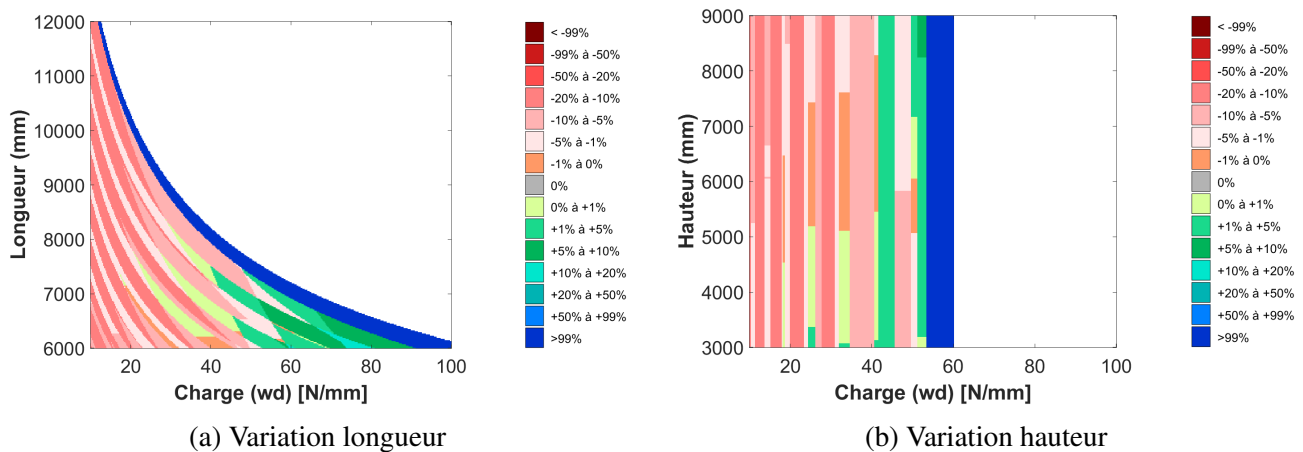


FIGURE 5.72 – Cas avec déversement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale

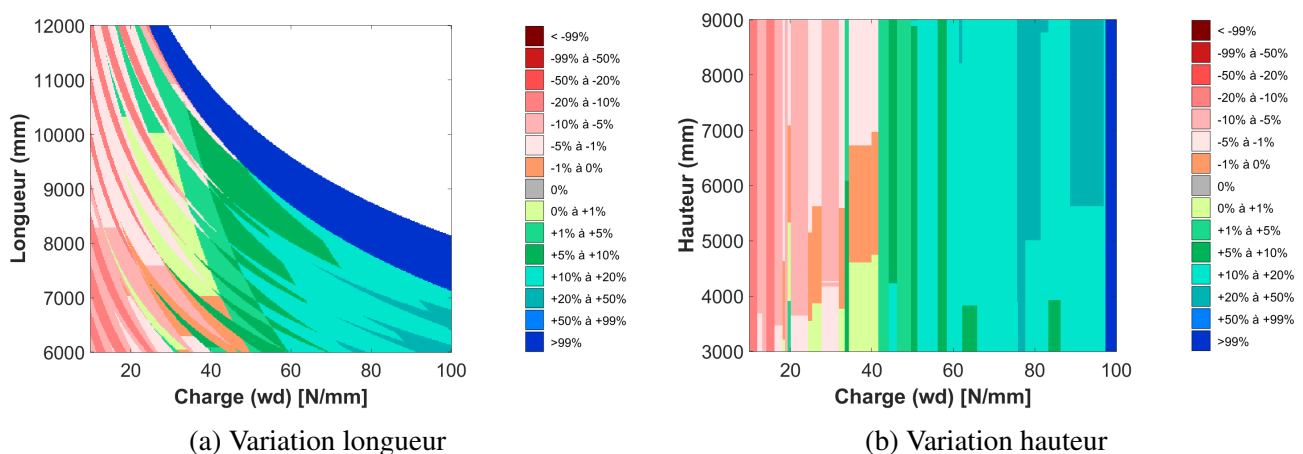


FIGURE 5.73 – Cas avec déversement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale

### Impact de l'ensemble des instabilités sur la structure

Il est également intéressant d'observer l'intérêt économique global de la structure lorsque les instabilités de flambement et de déversement sont prises en compte simultanément.

#### 1. Sans entretoise

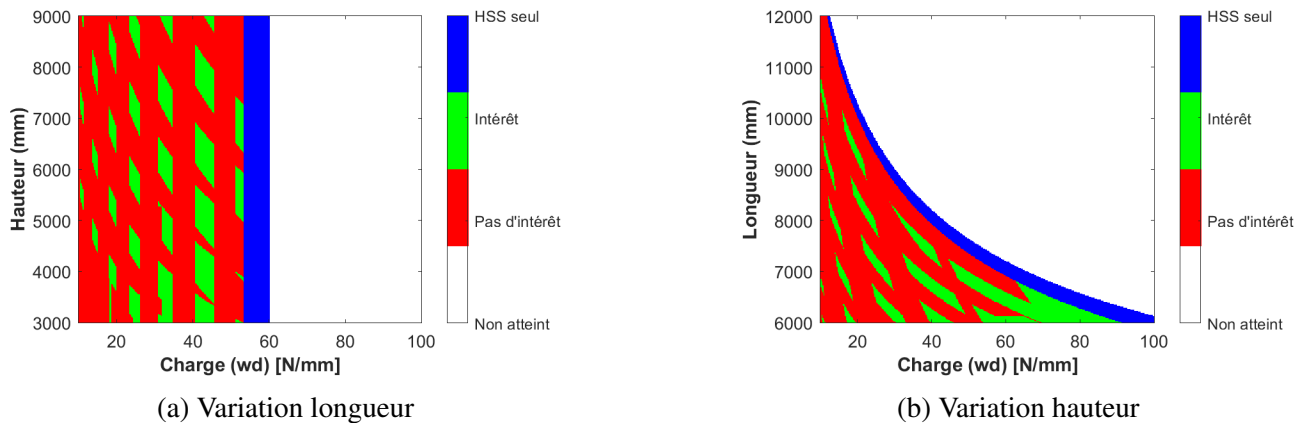


FIGURE 5.74 – Cas avec flambement et déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale

Dans le cas sans entretoise, le déversement libre des poutres de plancher rend leur dimensionnement beaucoup moins favorable à l'utilisation d'aciers à haute résistance. Ce phénomène réduit considérablement la zone d'intérêt économique de la structure dans son ensemble, par rapport à la situation sans prise en compte des instabilités. En parallèle, l'introduction du flambement dans les colonnes contribue elle aussi à restreindre le domaine exploitable. Sans compter que les gains amenés par ces colonnes ne suffisent généralement pas à compenser les pertes engendrées par les poutres, puisque le flambement limite fortement l'écart de profils entre les nuances atteignables. Par ailleurs, les zones de non-intérêt des poutres et celles des colonnes ne se superposent pas mais se croisent, restreignant encore davantage les configurations favorables. Finalement, seules certaines situations bien précises, notamment celles permettant un écart d'au moins deux profils dans les colonnes, parviennent à conserver un intérêt économique.

#### 2. Avec entretoise

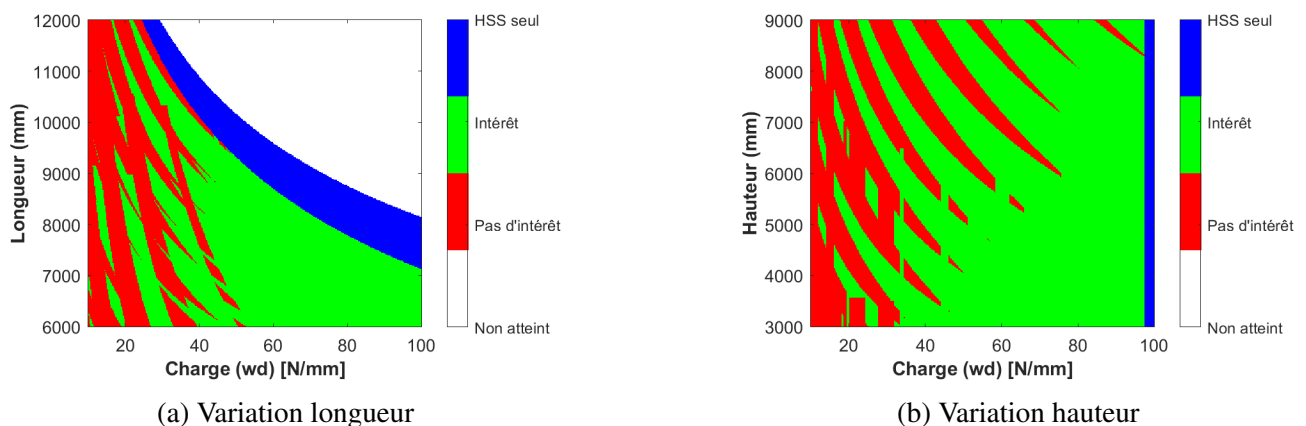


FIGURE 5.75 – Cas avec flambement et déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale

Le cas avec entretoise permet de retrouver une zone d'intérêt potentiellement plus étendue que dans le cas sans instabilité. En effet, le déversement est modéré et les deux types de poutres présentent, comme vu précédemment, une plus grande zone d'intérêt pour les aciers à haute résistance. De plus, bien que le flambement des colonnes introduise des franges d'intérêt négatif, un autre aspect positif est la réduction significative de la zone sans intérêt où le premier profilé du catalogue dimensionnait en S235 dans le cas sans instabilité.

## 5.2 Résultats pour la structure à assemblages semi-rigides

Le passage d'une structure à assemblages articulés à une structure à assemblages semi-rigides transforme le comportement statique et la logique de dimensionnement des éléments porteurs. Là où, dans la structure articulée, les efforts internes peuvent être déterminés de manière analytique et indépendante, ce qui autorise une optimisation élément par élément, l'introduction de la semi-rigidité engendre une hyperstaticité globale et les efforts se redistribuent donc selon la raideur relative des différentes composantes (poutres, colonnes et assemblages).

Afin de mieux comprendre les phénomènes associés à la semi-rigidité, cette section s'appuie sur deux niveaux d'analyse complémentaires : un modèle simplifié de portique, permettant d'isoler les mécanismes fondamentaux, et la structure plus complexe de référence. Cette approche progressive permet de mettre en évidence les effets de la raideur d'assemblage sur les moments fléchissants, les flèches, les longueurs de flambement et le moment critique de déversement, autant de paramètres pouvant influencer le dimensionnement et l'intérêt économique des aciers HSS. L'objectif est donc de cerner dans quelle mesure la semi-rigidité peut être exploitée pour optimiser la structure dans son ensemble et favoriser l'intérêt des aciers à hautes résistances.

La procédure de calcul utilisée pour analyser ces structures semi-rigides est résumée dans l'organigramme suivant. Il diffère légèrement par rapport à celui utilisé pour les assemblages articulés, car celui-ci est adapté aux spécificités du comportement hyperstatique :

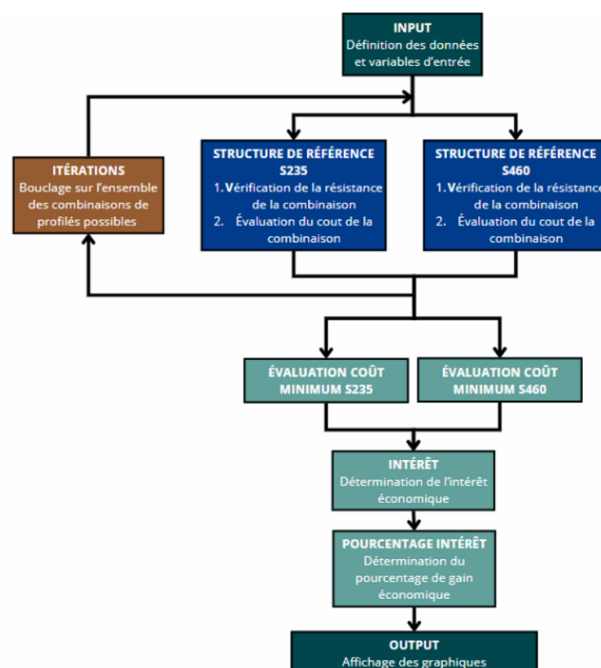


FIGURE 5.76 – Organigramme de la structure de code utilisée pour l'ossature semi-rigide

### 5.2.1 Portique simplifié sans prise en compte des instabilités

Dans un premier temps, il est nécessaire de comprendre ce qu'est un assemblage semi-rigide et ce qu'il implique. Un assemblage semi-rigide est un type de liaison entre les éléments d'une structure, tel qu'un portique, qui présente une raideur intermédiaire entre un assemblage totalement rigide et un assemblage articulé. Il se comporte comme un ressort rotationnel, ce qui induit une réduction du moment fléchissant dans la poutre et l'apparition d'un moment dans la colonne, qui devient alors comprimée et fléchie.

Ce transfert d'effort induit par l'assemblage semi-rigide permet généralement de réduire la section de la poutre, puisqu'une partie du moment est maintenant reprise par la colonne. En contrepartie, la colonne doit souvent être dimensionnée plus fortement pour résister aux efforts supplémentaires, elle doit maintenant résister en flexion-compression. Toutefois, cette augmentation n'est pas toujours pénalisante. En effet, l'effet de semi-rigidité permet également de réduire la longueur de flambement de la colonne, ce qui améliore sa stabilité et limite les besoins d'augmentation de section. Ainsi, dans de nombreux cas, la réduction de matière sur la poutre est plus importante que l'augmentation sur la colonne, ce qui conduit à une baisse globale du coût de matière par rapport au cas à assemblages articulés.

Cependant, le gain en matière peut être contrecarré par un surcoût lié à la fabrication des assemblages, car plus un assemblage est rigide, plus sa mise en œuvre est complexe et coûteuse. Le bilan économique global dépend donc fortement du niveau de raideur choisi pour l'assemblage. Sans compter que lorsque la structure amène suffisamment de raideur, le moment dans la poutre diminue avant de réaugmenter avec la rigidité de l'assemblage, tandis que le moment dans la colonne augmente de manière continue. Cela signifie que pousser la rigidité de l'assemblage à l'extrême ne conduit pas toujours à la solution optimale : non seulement le coût de fabrication augmente, mais les efforts internes ne sont pas toujours les plus favorables. Il est donc souvent plus pertinent de viser une raideur modérée, qui offre un bon compromis entre économie de matière et coût de réalisation, tout en assurant un comportement mécanique satisfaisant.

Le dimensionnement des différentes membrures dépend donc de la raideur globale de la structure, et chaque élément influe sur le comportement des autres. Ainsi, l'analyse des effets dans le portique étudié s'avère complexe, car elle implique l'interaction entre la raideur de tous les composants de la structure. C'est pourquoi, afin de mieux comprendre les mécanismes liés à la semi-rigidité, les phénomènes sont d'abord analysés sur la structure simple de type portique illustrée sur la figure ci-dessous.

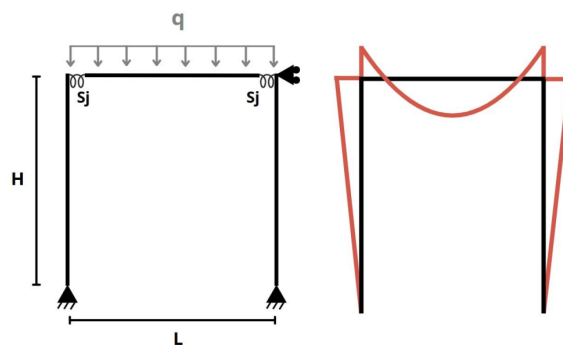


FIGURE 5.77 – Portique simplifié et diagramme du moment induit par la semi-rigidité de l'assemblage ( $S_j$ )

Cette approche permet d'identifier les tendances générales observées, et d'en tirer des informations utiles pour interpréter au mieux les résultats obtenus pour la structure plus complexe du portique de référence. Ainsi, l'effet de la semi-rigidité sur chacune des membrures prises individuellement est étudié dans un premier temps.

### Effet sur la poutre

Comme vu précédemment pour le cas de la structure articulée, la poutre doit être dimensionnée aux ELU ainsi qu'aux ELS. La raideur des assemblages n'a aucun impact sur la résistance des profilés en l'absence d'instabilité ni sur la valeur de la flèche limite. Cependant, leur variation affecte la valeur du moment dimensionnant ainsi que la valeur de la flèche. Il est donc important d'étudier ces phénomènes pour comprendre ce qui induit le choix des profilés dimensionnants d'une ossature à assemblages semi-rigides et ainsi voir l'influence que la raideur a sur l'intérêt des aciers à hautes limites d'élasticité.

### Variation du moment avec la raideur d'assemblage

La variation du moment fléchissant dans la poutre en fonction de la raideur d'assemblage est analysée à l'aide d'un modèle simplifié dans lequel l'assemblage est représenté par un ressort de raideur  $S_j$ , mis en série avec le reste du système (ici la colonne, de raideur  $K_c$ ). Ce système équivalent est modélisé par un ressort unique, dont la raideur  $K$  est donnée par la formule classique des ressorts en série :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_c} + \frac{1}{S_j}, \quad \text{avec} \quad K_c = \frac{3EI_c}{H} \quad (5.25)$$

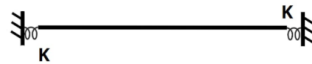


FIGURE 5.78 – Modèle de poutre simplifié

À partir de ce modèle, les expressions des moments maximaux à l'extrémité ( $M_{\text{ext}}$ ) et en travée de la poutre ( $M_{\text{int}}$ ) peuvent être établies. Ces moments dépendent directement de la raideur  $K$  et permettent d'évaluer l'effet de la semi-rigidité sur les efforts dimensionnants dans la poutre :

$$M_{\text{ext}} = \frac{qL^3}{24} \left( \frac{1}{2} + \frac{EI_r}{K} \right) \quad (5.26)$$

$$M_{\text{int}} = M_{\text{ext}} + \frac{qL^2}{8} \quad (5.27)$$

Le moment dimensionnant est défini par la valeur absolue maximale entre les deux :

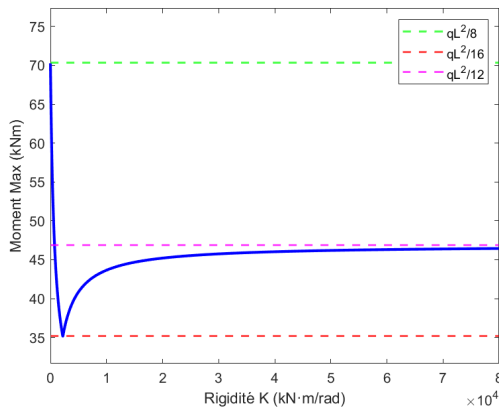
$$M_{Ed} = \max(|M_{\text{ext}}|, |M_{\text{int}}|) \quad (5.28)$$

Dans un premier temps, l'analyse présentée repose sur un cas théorique où la raideur  $K$  varie de 0 (cas articulé) à  $+\infty$  (cas encastré parfait). Les graphiques de la figure 5.79 illustrent l'évolution du moment avec la raideur équivalente. Lorsque  $K \rightarrow 0$ , la structure se comporte comme un système articulé et le moment en travée atteint la valeur maximale de  $qL^2/8$  alors que le moment d'extrémité est nul. En augmentant  $K$ , ce moment diminue progressivement jusqu'à  $qL^2/16$ , point auquel les moments

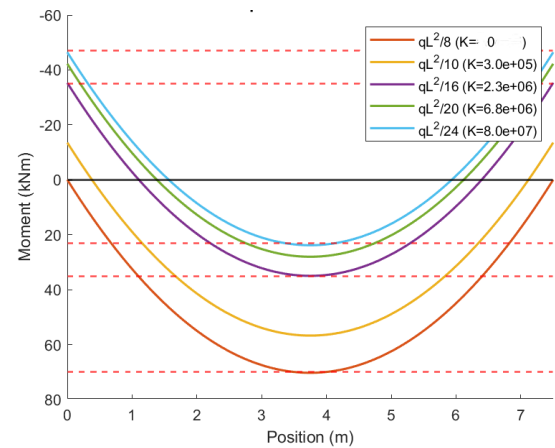
en travée et aux extrémités sont égaux. Ce minimum marque la raideur optimale du point de vue du dimensionnement des poutres.

Au-delà de ce point, bien que le moment en travée continue à diminuer vers  $qL^2/24$  (valeur atteinte dans le cas d'un encastrement total), le moment aux extrémités continue d'augmenter. Ainsi, à partir de ce seuil de  $qL^2/16$ , c'est le moment aux extrémités qui devient dimensionnant, ce qui explique la remontée du moment maximal sur la courbe de la figure 5.79a. Il en résulte une évolution en forme de cloche du moment dimensionnant  $M_{Ed}$ , avec un minimum localisé au niveau du  $K$  correspondant à  $M_{int} = M_{ext} = qL^2/16$ .

Ce comportement met donc en avant l'existence d'une configuration semi-rigide optimale. Augmenter indéfiniment la raideur des assemblages ne permet donc pas nécessairement de réduire les sollicitations, et peut même les aggraver tout en alourdissant le coût de fabrication. L'assemblage parfaitement rigide, souvent perçu comme idéal, ne l'est donc pas toujours d'un point de vue mécanique ou économique.



(a) Évolution du moment dimensionnant en fonction de la raideur équivalente  $K$



(b) Distribution du moment fléchissant le long de la poutre pour différents niveaux de raideur ( $K$  en  $[N.m/rad]$ ).

FIGURE 5.79 – Influence de la raideur d'assemblage sur les moments fléchissants dans une poutre à assemblages semi-rigides

Les résultats précédents supposaient une poutre donnée et un ressort de raideur variable modélisant l'assemblage et le reste de la structure et pouvant aller jusqu'à "l'infini". Toutefois, cette raideur équivalente d'assemblage  $K$  est limitée par la raideur de la colonne : une colonne trop souple empêche d'atteindre un comportement proche de l'encastrement, même si l'assemblage est très rigide. Ainsi, plus la colonne est raide, plus il est possible d'atteindre de grandes valeurs de  $K$ . Ce phénomène est visible sur la Figure 5.80, qui montre l'évolution du moment maximal dans la poutre en fonction de la raideur d'assemblage équivalente  $K$ , chaque colonne étant représentée par une couleur et chaque graphique étant pour une taille de poutres (IPE 160, IPE 300 et IPE 600).



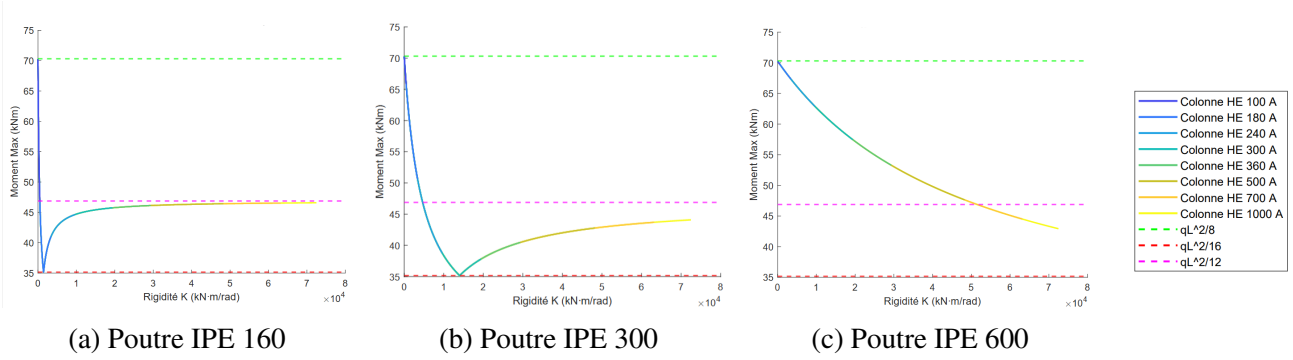


FIGURE 5.80 – Évolution du moment fléchissant maximal dans la poutre en fonction de la raideur d'assemblage  $K$ , pour différentes colonnes HEA et trois poutres de raideurs croissantes.

Ainsi, plus la raideur de la colonne est grande, plus il est possible d'atteindre des raideurs équivalentes élevées. Tandis que plus la poutre est raide, plus il faut de raideur pour atteindre un régime proche de l'encastrement. Cela implique que la valeur du moment est fortement influencée par le rapport de raideur entre les colonnes et les poutres. En d'autres termes, la raideur relative  $\frac{EI_{\text{col}}}{EI_{\text{poutre}}}$  devient un paramètre clef du comportement global.

Par conséquent, dans une optique de conception, il ne suffit pas de choisir des assemblages très rigides, il faut également s'assurer que la raideur des colonnes soit suffisante. Dans le cas contraire, l'augmentation de la raideur d'assemblage ne se traduit pas par une amélioration du comportement structurel, mais seulement par un surcoût inutile.

Ce constat met une nouvelle fois en évidence la nécessité d'un compromis dans le choix des raideurs. Une conception optimale ne cherche pas à maximiser la raideur de chaque composant indépendamment, mais à équilibrer la raideur relative des éléments afin d'atteindre un comportement efficace tout en limitant les surcoûts de fabrication et de matière.

### Variation de la flèche avec la raideur d'assemblage

La semi-rigidité de l'assemblage influence non seulement la répartition des moments dans la poutre, mais aussi sa déformée et donc la flèche maximale. À partir du modèle simplifié, la flèche maximale peut être exprimée comme suit :

$$M_{\text{ext}} = - \left( \frac{qL^3}{24} \right) \cdot \left( \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} \right) \quad (5.29)$$

$$f_{\text{max}} = \left( \frac{5qL^4}{384EI_p} \right) - \left( \frac{2|M_{\text{ext}}|L^2}{16EI_p} \right) \quad (5.30)$$

Ces expressions montrent que la flèche dépend à la fois de la rigidité en flexion de la poutre et de la raideur équivalente de l'assemblage  $K$ . Plus  $K$  est grand, plus la contrainte aux extrémités limite les rotations, réduisant ainsi la flèche maximale.

Les courbes présentées sur la figure 5.81 illustrent cette tendance. Elles montrent l'évolution de la flèche maximale dans la poutre en fonction de la raideur d'assemblage équivalente  $K$ , chaque colonne étant représentée par une couleur et chaque graphique correspondant à une taille de poutre (IPE 160, IPE 300 et IPE 600). On y observe que :

- Les poutres les plus souples (IPE 160) présentent des flèches beaucoup plus importantes en raison de leur faible inertie, tandis que les poutres très rigides (IPE 600) présentent des flèches très faibles même pour de faibles valeurs de  $K$ .
- Plus la raideur d'assemblage  $K$  augmente, plus la flèche diminue. Cette décroissance est particulièrement marquée pour les poutres les plus souples.

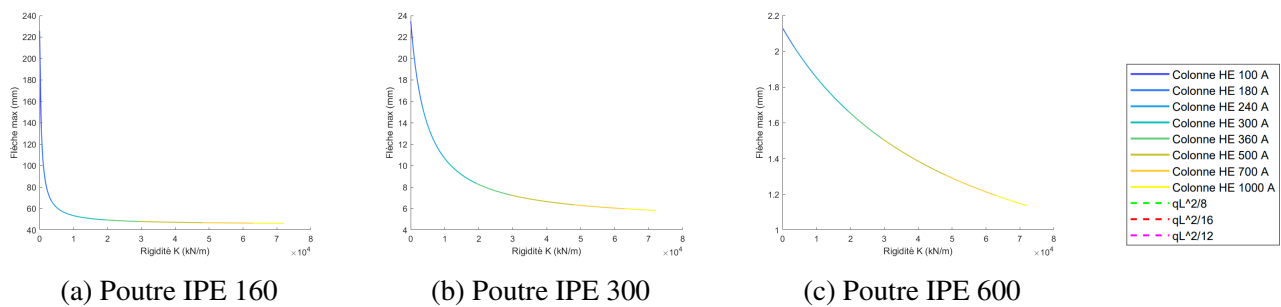


FIGURE 5.81 – Évolution de la flèche maximale de la poutre en fonction de la raideur d'assemblage  $K$ , pour différentes colonnes HEA et trois poutres de raideurs croissantes.

Ainsi, comme pour le moment fléchissant, il existe un intérêt à équilibrer la raideur des différentes composantes. Un assemblage trop souple entraîne des flèches excessives, tandis qu'un assemblage trop rigide pourrait engendrer un surcoût non justifié.

### Impact sur l'intérêt des aciers à haute résistance pour les poutres sans prise en compte des instabilités

Lors de l'analyse du portique à assemblages articulés, il est apparu que seules les zones gouvernées par les états limites ultimes pouvaient présenter un intérêt pour l'utilisation des aciers à haute résistance, un gain économique n'étant envisageable dans cette zone que si l'écart de résistance entre les profilés dimensionnants dans les deux nuances est suffisamment important pour permettre de compenser le surcoût lié à l'acier à haute performances. Il convient à présent d'examiner en quoi l'introduction de la semi-rigidité vient impacter ces considérations.

#### 1. Impact sur la frontière de gouvernance ELS–ELU

L'introduction de la semi-rigidité modifie l'équilibre entre les critères de dimensionnement aux états limites de service et aux états limites ultimes. Plus précisément, elle influence la frontière de gouvernance qui délimite les zones où l'un ou l'autre de ces critères est prédominant. Cette frontière dépend à la fois du moment fléchissant maximal dans la poutre et de la flèche induite qui dépendent tous deux des différentes raideurs intervenant dans le système structural.

Lorsque la structure évolue d'un comportement articulé vers un comportement semi-rigide, comme vu précédemment, la flèche maximale diminue grâce à une meilleure reprise des rotations aux extrémités. En parallèle, le moment fléchissant diminue d'abord avec la raideur  $K$ , avant d'augmenter à nouveau si la raideur du reste du système le permet. Mais, quoi qu'il arrive, le moment reste toujours inférieur au moment obtenu dans le cas articulé. Il en découle que les deux critères ELS et ELU deviennent moins contraignants que dans le cas articulé. Ainsi, si la diminution de la flèche a un effet

plus significatif que la diminution du moment par rapport au cas articulé, la vérification aux ELS devient moins déterminante que celle aux ELU. Dans ce cas, la frontière de gouvernance ELS–ELU se décale vers la gauche du diagramme charge-portée, traduisant une extension de la zone de possible intérêt économique pour les aciers à hautes performances, et inversement si l'effet est opposé.

Pour déterminer les coordonnées (charge, portée) à partir desquelles ce sont les ELU qui gouvernent pour un profil donné, en fonction de la raideur  $K$  et du critère de flèche limite  $L/x$ , il convient de résoudre le système suivant.

Soit, le moment en travée est dimensionnant et donc  $M_{\text{centre}} < \frac{qL^2}{16}$  :

$$\frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{24} \cdot \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} = W_{ply} \cdot f_y \quad (5.31)$$

$$\frac{5qL^4}{1.4 \cdot 384 \cdot EI_p} - \frac{2qL^3}{1.4 \cdot 24} \cdot \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} \cdot \frac{L^2}{16EI_p} = \frac{L}{x} \quad (5.32)$$

Ce système peut être ramené à une équation du second degré en  $L$ , dont la solution positive fournit la portée limite de la frontière :

$$L = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (5.33)$$

$$\begin{cases} a = W_{ply} \cdot f_y \cdot x \cdot K \\ b = 10 \cdot W_{ply} \cdot f_y \cdot x \cdot E \cdot I_p - 22.4 \cdot E \cdot I_p \cdot K \\ c = -134.4 \cdot E^2 \cdot I_p^2 \end{cases} \quad (5.34)$$

À partir de cette valeur de  $L$ , il est possible de calculer la charge correspondante  $q$  :

$$q = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\frac{L^2}{8} - \frac{L^3}{24 \left( \frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K} \right)}} \quad (5.35)$$

Il convient ensuite de vérifier si l'hypothèse de moment en travée dimensionnant est valide. Si tel est le cas, les coordonnées de la frontière ELS–ELU sont données par les expressions précédentes. Sinon, il faut supposer que le moment aux extrémités devient dimensionnant, ce qui conduit au système suivant :

$$\frac{qL^3}{24} \cdot \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} = W_{ply} \cdot f_y \quad (5.36)$$

$$\frac{5qL^4}{1.4 \cdot 384 \cdot EI_p} - \frac{2qL^3}{1.4 \cdot 24} \cdot \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} \cdot \frac{L^2}{16EI_p} = \frac{L}{x} \quad (5.37)$$

Ce système mène alors à une expression directe de  $L$  :

$$L = EI_p \left( \frac{44.8}{W_{ply} \cdot f_y \cdot x} - \frac{10}{K} \right) \quad (5.38)$$

et la charge  $q$  est donnée par :

$$q = \frac{24 \cdot W_{ply} \cdot f_y \cdot \left(0.5L + \frac{EI_p}{K}\right)}{L^3} \quad (5.39)$$

Les courbes de ces frontières ELS–ELU peuvent ensuite être tracées pour différentes valeurs de  $K$ , comme illustré sur la figure 5.82, afin de comprendre le phénomène induit par ces équations.

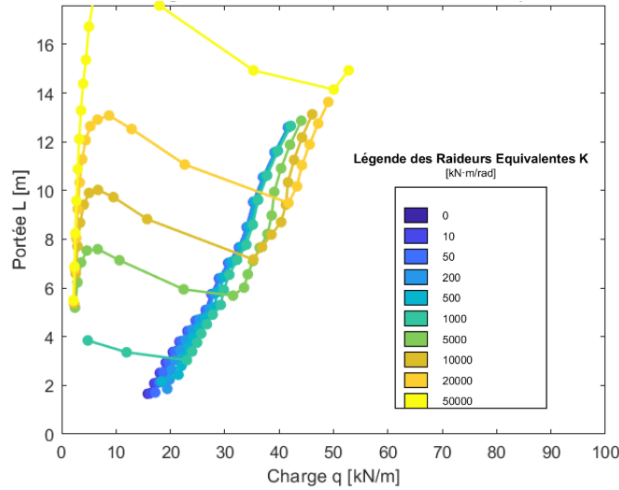


FIGURE 5.82 – Évolution de la frontière de gouvernance ELS–ELU en fonction de la raideur équivalente  $K$ . Les couleurs représentent différentes valeurs de  $K$ , de 0 à 50 000 kN·m/rad.

Lorsque la raideur équivalente  $K$  est faible, la frontière de gouvernance se décale légèrement vers la droite. Cela traduit une légère réduction de la zone où les états limites de service sont prédominants, et donc une baisse de l'intérêt économique des aciers à haute limite d'élasticité. Dans ce régime, l'effet de la diminution de la flèche a moins d'impact sur la frontière ELS-ELU que celui de la diminution du moment fléchissant, ce qui limite les bénéfices liés à la semi-rigidité.

À l'inverse, un décalage de la frontière vers la gauche du domaine apparaît lorsque la raideur  $K$  est suffisamment élevée. Dans ce cas, il y a donc une augmentation de la zone de possible intérêt pour l'utilisation des aciers à haute résistance. De plus, il est observé que plus la poutre est souple, plus ce décalage se produit pour des valeurs modestes de  $K$ . Cela signifie que l'intérêt pour les aciers à haute limite d'élasticité peut émerger plus rapidement dans des configurations à poutres dimensionnantes de faible inertie.

## 2. Impact sur l'intérêt des HSS lorsque les ELU gouvernent

Dans le cas d'un assemblage articulé, le moment fléchissant dans la poutre est indépendant des designs pour les nuances d'acier considérées. En effet, les charges extérieures étant identiques et la structure isostatique, les moments ne sont pas influencés par les raideurs des différents éléments composant la structure et sont donc identiques pour le profilé optimisé en S235 et pour le profilé optimisé en S460. Par conséquent, l'intérêt des aciers à haute résistance dépend uniquement du gain en section procuré par leur résistance accrue, sans modification du moment dimensionnant.

En revanche, dans une structure semi-rigide, le moment fléchissant devient dépendant du design de la nuance d'acier utilisée, car la structure est hyperstatique et les raideurs des différents éléments composant la structure impactent la valeur des efforts. Ainsi, pour un même assemblage (même  $S_j$ ), la

raideur équivalente  $K$  est généralement plus faible dans une structure en S460 que dans une structure en S235, car les colonnes S460 plus fines, sont moins rigides. De même, une poutre en S460, est généralement plus petite qu'une poutre en S235 et les deux situations suivantes peuvent donc se produire :

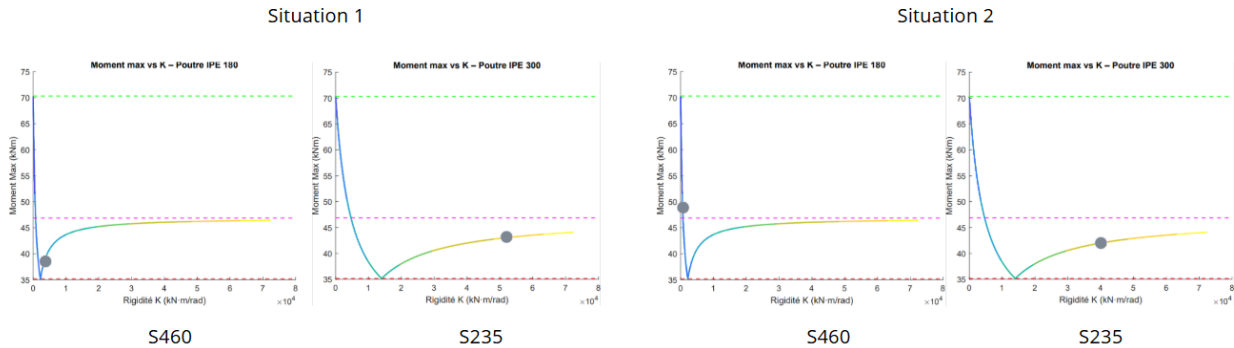


FIGURE 5.83 – Situations possibles pour les moments dimensionnants dans les deux nuances - Situation 1 :  $M_{235} > M_{460}$  et Situation 2 :  $M_{235} < M_{460}$

Deux situations peuvent donc se produire :

- Si  $M_{235} < M_{460}$ , alors l'écart entre les profilés dimensionnants dans les deux nuances tend à diminuer, ce qui réduit l'intérêt économique du S460 par rapport au cas articulé puisque le profilé S235, bien que moins résistant, est alors moins sollicité, rendant le besoin en matière pour résister plus faible.
- Si  $M_{235} > M_{460}$ , l'écart entre les profilés dimensionnant dans les deux nuances tend à augmenter, ce qui accroît l'intérêt des aciers à haute résistance puisque la réduction de section offerte par le S460 est ici encore plus élevée.

En réalité, aucun comportement systématique ne se dégage : selon la combinaison de raideurs des colonnes et des poutres et selon la configuration géométrique du portique, il est possible d'observer aussi bien une augmentation qu'une diminution de l'intérêt du S460 par rapport au cas articulé. Ce constat renforce l'idée que les rapports de raideur impactent grandement le dimensionnement des structures lorsque la semi-rigidité entre en jeu.

### Effet sur la colonne

Dans une structure articulée, la colonne ne travaille qu'en compression axiale. Les efforts de flexion y sont nuls puisque l'articulation ne permet pas le transfert de moments. Ainsi, le dimensionnement de la colonne dépend uniquement de l'effort de compression généré par les charges verticales et le moment fléchissant est nul.

En revanche, dès que l'assemblage devient semi-rigide, une partie du moment est transférée de la poutre vers la colonne. Cette dernière doit alors résister non seulement à la compression axiale, mais également à un moment de flexion. Ce moment, noté  $M_{\text{ext}}$ , correspond au moment transmis à l'extrémité de la poutre via l'assemblage, et peut être calculé par la formule suivante dans le cas du portique simple :

$$M_{\text{ext}} = \frac{qL^3}{24} \cdot \left( \frac{1}{\frac{L}{2} + \frac{EI_p}{K}} \right) \quad (5.40)$$

Plus  $K$  est élevé, plus le moment transmis est important, en particulier lorsque la poutre est peu rigide. Ainsi, l'effet de la semi-rigidité, tout en permettant un allègement de la poutre, peut imposer un renforcement de la colonne. Il ne s'agit donc pas d'un gain unilatéral. Le gain engendré par la réduction de la section de poutre peut être diminué car il existe un risque qu'il y ait une augmentation de celle de la colonne.

### 5.2.2 Portique de référence sans prise en compte des instabilités

L'étude de la structure portique de référence permet de confronter les enseignements tirés du modèle simplifié au cas plus complexe du portique de base étudié. Quatre configurations d'assemblage ont été considérées : une configuration articulée, deux configurations semi-rigides et une configuration rigide théorique.

En réalité, la raideur des assemblages semi-rigides dépend des profilés utilisés. Toutefois, afin de ne pas complexifier davantage l'analyse en introduisant une variabilité supplémentaire liée au choix des profilés, une même raideur a été retenue pour l'ensemble des assemblages de la structure. Cette raideur correspond à la configuration la plus défavorable, c'est-à-dire celle où la composante de cisaillement est activée (chargement unilatéral), liant une poutre IPE 270 à une colonne HEA 300. Ainsi :

- la raideur  $S_j$  de l'assemblage articulé est nulle,
- les raideurs  $S_j$  des assemblages semi-rigides sont calculées à l'aide de la formule ci-dessous pour  $k_x=14$  (assemblage semi-rigide le moins raide) et  $k_x=8.5$  (assemblage semi-rigide le plus raide) :

$$S_j = \frac{Ez^2 t_{f,c}}{2k_x} \quad (5.41)$$

- la raideur de l'assemblage rigide doit vérifier le critère suivant pour être considéré comme tel dans le cas d'une ossature à nœuds non transversalement déplaçables

$$S_j \geq 8 \frac{EI_p}{L_p} \quad (5.42)$$

Afin de garantir que cette condition soit toujours respectée, la raideur de l'assemblage rigide théorique a été définie en prenant comme hypothèse le plus grand profilé IPE du catalogue, associé à une longueur de 2m, longueur inférieure à tous les cas d'étude.

Il convient donc d'analyser plus en détail une situation dans laquelle les ELS gouvernaient initialement en configuration articulée, afin de comprendre dans quelles conditions une évolution vers les ELU devient possible lorsque la raideur des assemblages augmente.

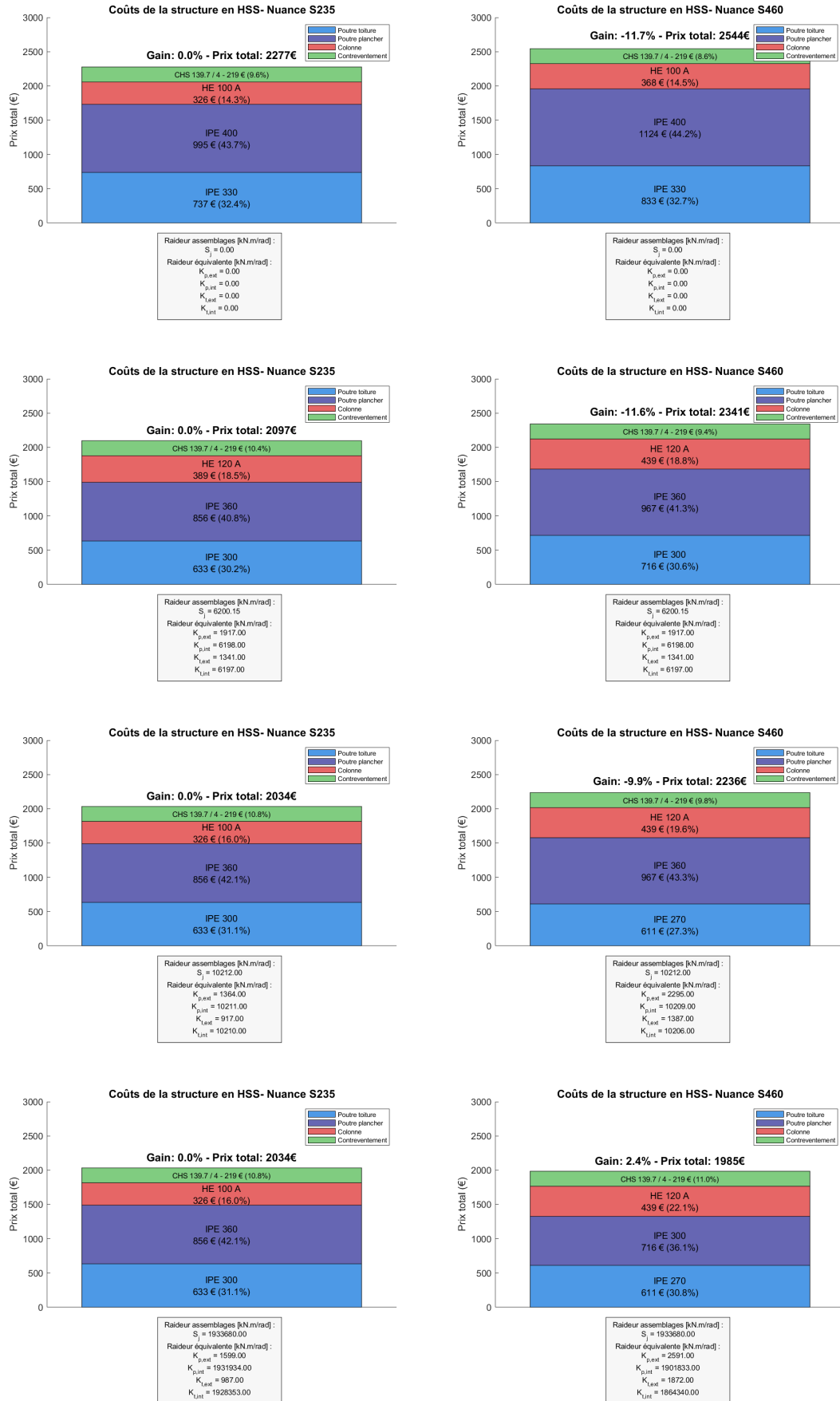


FIGURE 5.84 – Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la stucture en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où les ELS gouvernent dans la situation articulée sans prise en compte des instabilités.

Dans la structure étudiée, la raideur venant du système résulte de l'interaction entre toutes les membrures et ne peut être analysée uniquement à partir de la raideur de la colonne seule. De plus, une forte dissymétrie existe entre la raideur à l'extrémité externe des poutres, relativement faible, et celle à l'extrémité interne, beaucoup plus élevée. En effet, dans cette zone gouvernée par les ELS, la raideur du système à l'extrémité extérieure est faible, car les colonnes y sont dimensionnées avec les premiers profilés du catalogue. Tandis que, bien que la colonne centrale présente une section tout aussi faible, elle est rigidifiée par la symétrie de la structure qui limite la rotation du nœud, induisant une raideur venant du système élevée à l'extrémité interne des poutres.

Ainsi, pour un changement de la raideur de l'assemblage, la raideur de l'extrémité externe des poutres est faiblement impactée et reste faible à cause de la faible taille de la colonne, tandis que la raideur équivalente intérieure suit de façon beaucoup plus rapprochée la variation de  $S_j$ . La situation dans laquelle les poutres se trouvent est donc intermédiaire aux situations où  $K$  vaut de part et d'autre  $K_{\text{extérieur}}$  et où  $K$  vaut de part et d'autre  $K_{\text{intérieur}}$  et il est donc compliqué de faire un lien direct à une valeur de  $K$  chiffrée provenant des figures expliquant les phénomènes dans le cas du portique simple ci-dessus.

Toutefois, il est possible que l'augmentation de la raideur des assemblages permette, dans certaines configurations où la raideur venant des assemblages est suffisante, d'avoir les ELU qui gouvernent, même si la raideur aux extrémités externes des poutres reste modeste, et ce, grâce à la contribution significative de la zone centrale. Cette bascule rend alors envisageable un gain lié à l'utilisation des aciers à haute résistance.

Un tel décalage serait plus probable si la colonne extérieure était plus massive et donc plus raide puisqu'on se rapprocherait plus de la situation encastree. Une telle situation pourrait se produire dans le cas d'un portique composé de plus d'étages où la charge de compression plus significative impliquerait des colonnes plus massives et donc une plus grande rigidité venant du système, laissant place à une plus grande possibilité de gain lié à l'utilisation des aciers à haute résistance.

De plus, il pourrait être intéressant d'étudier une structure symétrique présentant un plus grand nombre de travées. En effet, les raideurs équivalentes de part et d'autre des poutres encadrées de deux poteaux internes seraient les mêmes et il serait donc possible de se référer directement pour ces poutres aux valeurs de  $K$  montrées précédemment, permettant alors une meilleure compréhension des phénomènes. En effet, le cas théorique expliqué précédemment est en réalité surtout approprié pour expliquer le cas d'une poutre au milieu d'une structure. De plus, comme expliqué précédemment, une colonne interne dans une structure est rigidifiée par les moments opposés qu'elle reçoit venant des poutres qui se trouvent de part et d'autre. Dès lors, la valeur de  $K$  serait plus fidèle à la valeur de  $S_j$  dans ce cas et ne serait presque plus dépendante de la taille des colonnes, simplifiant également l'analyse pour les poutres internes. Il faut donc garder en tête que ce cas d'étude reste limité et qu'une perspective d'analyse sur un portique à plus d'étages et/ou de travées pourrait être intéressante.

Ensuite, contrairement à la situation articulée, le dimensionnement des différentes membrures n'est plus indépendant, des couplages se créent un peu partout. Une augmentation des sections de colonnes peut donc permettre d'accroître la raideur équivalente du système, ce qui, en réduisant la flèche et modifiant la distribution des moments, peut conduire à une diminution de la poutre dimensionnante. Si cette réduction est impossible en S235 mais réalisable en S460, un écart de profilé au niveau des poutres dans les deux nuances apparaît, ouvrant la voie à un gain économique associé à l'emploi des HSS si le gain venant de la diminution des poutres compense la perte venant de l'augmentation des



colonnes. C'est ce qui est observé dans le cas du second assemblage semi-rigide et de l'assemblage rigide.

Finalement, dans les cas où les ELU gouvernent déjà en configuration articulée, comme illustré figure 5.85 pour ( $L = 6000\text{mm}$ ) et ( $w_d = 60\text{ kN/m}$ ), les colonnes sont plus massives en S235 qu'en S460. Cela implique une raideur équivalente pour l'extrémité extérieure de la poutre plus élevée en S235 qu'en S460, comme expliqué lors de l'étude du portique simple. Toutefois, l'effet sur l'intérêt des aciers HSS reste fortement dépendant des valeurs de moments pour chaque nuance. Or, comme expliqué précédemment, il n'existe pas de tendance systématique, la variation de l'écart entre les designs pouvant tantôt s'amplifier, tantôt se réduire selon les cas. Par exemple, dans la configuration rigide de la figure 5.85, le moment fléchissant remonte en S235 (profilé plus grand que pour le second assemblage semi-rigide), tandis qu'il continue à diminuer en S460. Cette divergence accroît l'écart entre les designs, renforçant l'intérêt des HSS.

Ainsi, la raideur de l'ensemble des membrures est interconnectée à tous les niveaux. Chaque modification locale peut induire une réaction en chaîne complexe, rendant difficile l'établissement d'un schéma précis facile à prédire.

Une dernière observation à noter est que, bien que les colonnes soient plus sollicitées que dans la structure articulée, une diminution globale des coûts est constatée lors du passage d'une structure à assemblages articulés à une configuration incluant des assemblages semi-rigides ou rigides. Ceci semble indiquer que, même dans ce cas sans instabilité, la diminution des poutres est difficilement compensée par l'augmentation de la taille des colonnes entre les cas articulés et semi-rigides.

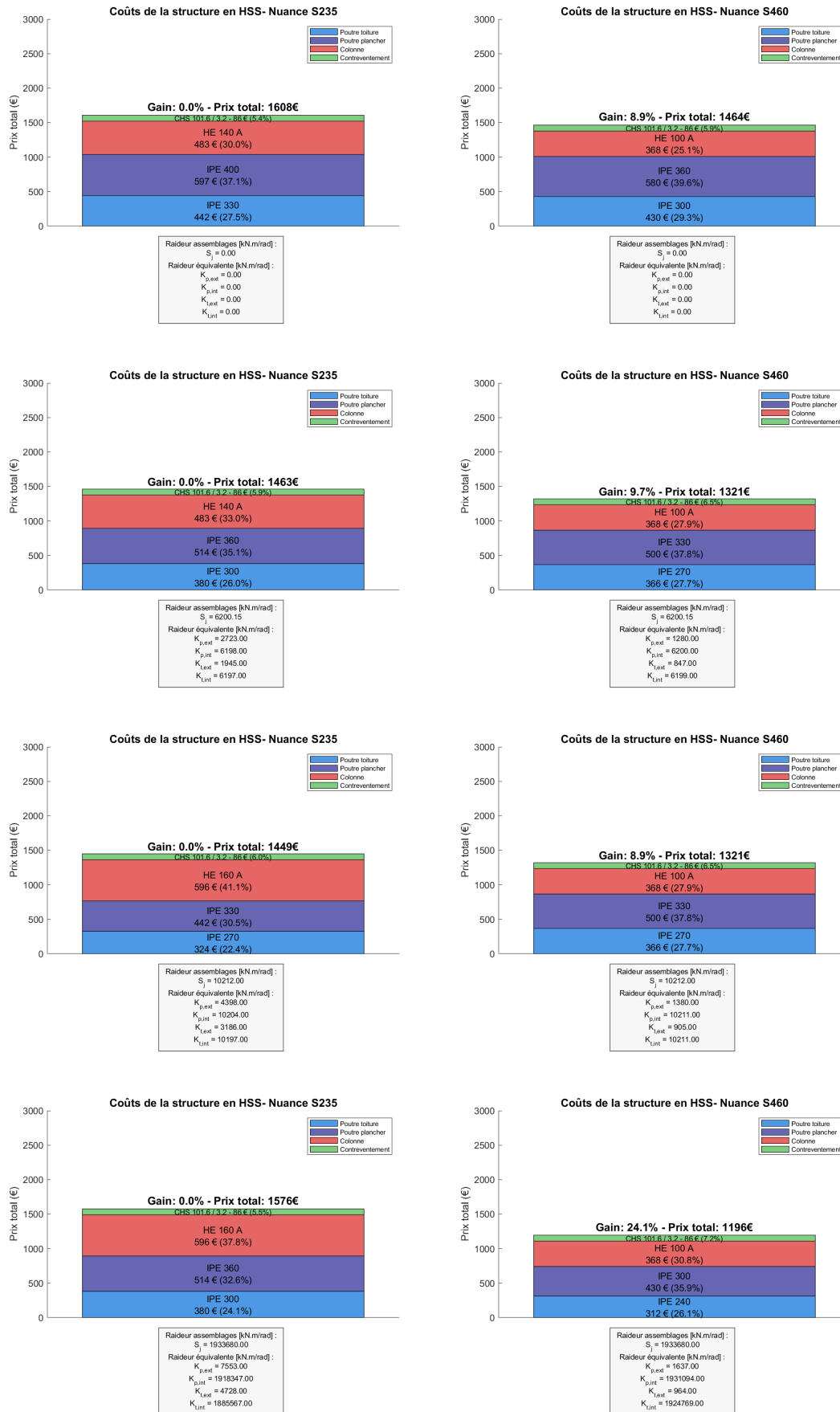


FIGURE 5.85 – Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la stucture en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où les ELU gouvernent dans la situation articulée sans prise en compte des instabilités.

### 5.2.3 Portique simplifié avec prise en compte du déversement

Dans le cas d'une structure semi-rigide, la raideur équivalente  $K$  de l'assemblage influence le moment critique de déversement  $M_{cr}$  à travers deux coefficients,  $C_1$  et  $C_2$ , liés à la répartition des moments le long de la poutre.

Le moment critique est affecté par ces coefficients selon les tendances suivantes :

- L'augmentation de  $C_1$  tend à accroître  $M_{cr}$  (effet stabilisant),
- L'augmentation de  $C_2$  tend à le réduire (effet déstabilisant).

Lorsque le centre de gravité coïncide avec le centre de rotation ( $z_g = 0$ ), l'augmentation de  $K$  entraîne une hausse de  $C_1$  tandis que  $C_2$  reste sans effet, ce qui conduit à une augmentation de  $M_{cr}$  et donc à une meilleure stabilité au déversement.

En revanche, pour  $z_g = 0,5h$  (charge appliquée en tête de poutre), le comportement est plus complexe. Comme illustré sur la figure 5.86, à faible raideur (faible  $\mu$ ),  $C_2$  augmente plus vite que  $C_1$ , ce qui diminue  $M_{cr}$  et le déversement est alors plus critique qu'en configuration articulée. Toutefois, pour de grandes valeurs de  $K$  ( $\mu$  élevé), la croissance de  $C_1$  dépasse celle de  $C_2$ , inversant la tendance et améliorant la stabilité.

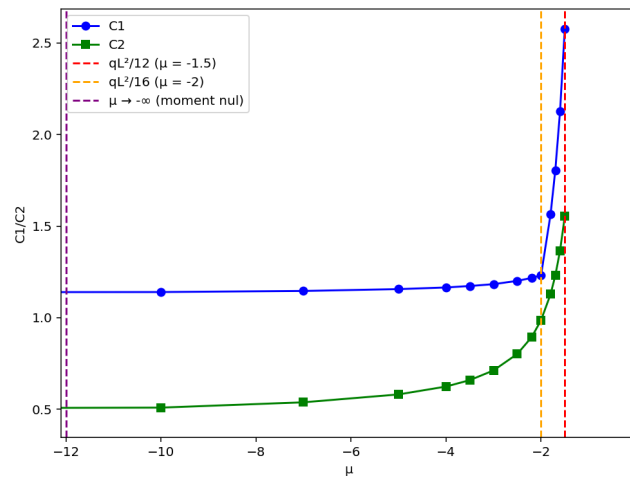


FIGURE 5.86 – Evolution de  $C_1$  et  $C_2$  en fonction de  $\mu$  pour une poutre soumise à une charge uniformément répartie

De plus, plus la poutre est rigide, plus  $\mu$  est faible pour un même  $K$ , ce qui se traduit par une courbe  $M_{cr}$  plus étalée mais avec des variations plus fortes de la valeur de  $M_{cr}$  puisque la poutre est plus massive.

Les figures 5.88a et 5.88b illustrent ces effets pour trois poutres de rigidité croissante, respectivement pour  $z_g = 0$  et  $z_g = 0,5h$ .

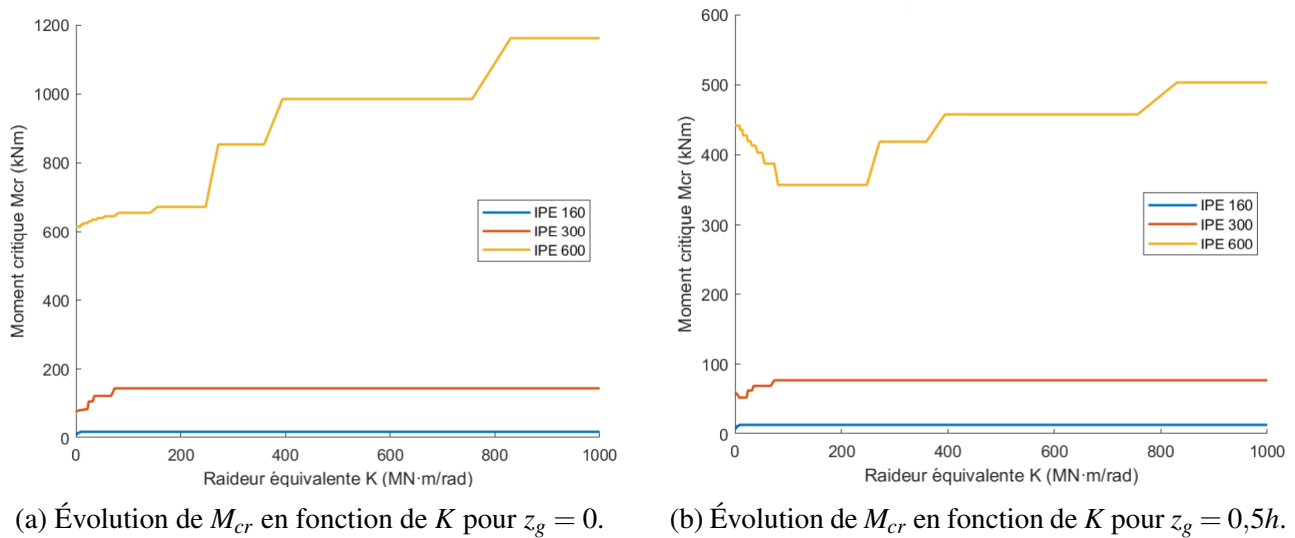


FIGURE 5.87 – Evolution du moment critique de déversement selon la raideur équivalente

Or, comme expliqué dans la partie à assemblages articulés, le déversement diminue la résistance des profilés et réduit l'écart entre les résistances des mêmes profilés en aciers S235 et HSS. Ceci implique que plus le déversement est critique (plus  $M_{cr}$  est faible), plus la frontière ELS/ELU se déplace vers la gauche sur le diagramme charge-portée, étendant la zone gouvernée par les ELU qui est la seule zone où l'emploi des HSS peut présenter un avantage économique. Cependant, plus le déversement est critique, plus les zones dimensionnées par le même profilé dans les deux nuances sont nombreuses, étant donné que leur résistance se sont rapprochées, ce qui a un impact négatif sur l'utilisation des aciers à haute résistance.

Ainsi, la zone d'intérêt des aciers HSS est maximale pour une criticité intermédiaire du déversement. Ce qui fait que, lorsque le déversement est très critique, une augmentation de  $M_{cr}$  est favorable à l'intérêt des aciers à haute résistance, mais qu'à l'inverse, lorsque le déversement est très peu critique, une diminution de  $M_{cr}$  est favorable à l'intérêt des aciers à haute résistance.

#### 5.2.4 Portique de référence avec prise en compte du déversement

La figure 5.89 présente le dimensionnement optimisé de la structure pour les aciers S235 et S460, en fonction de différentes raideurs d'assemblage lorsque le déversement des poutres est libéré. Les résultats sont obtenus pour une charge répartie sur plancher de  $w_d = 60\text{kN/m}$ , une longueur de poutre  $L = 6000\text{mm}$ , et une hauteur sous plancher de  $H_p = 4500\text{mm}$ . Dans ces conditions de chargement, pour la configuration à assemblages articulés, la poutre de plancher sans entretoise ainsi que la poutre de toiture sont dimensionnées par les états limites ultimes. Toutefois, si le déversement reste peu critique pour la poutre de toiture, il est un facteur déterminant pour la poutre de plancher.

Dans ce contexte, une augmentation du moment critique de déversement  $M_{cr}$  favoriserait l'utilisation d'aciers à haute résistance pour la poutre de plancher. À l'inverse, pour la poutre de toiture, une diminution de  $M_{cr}$  serait préférable afin d'étendre la zone de gouvernance des ELU et ainsi renforcer l'intérêt des HSS par rapport au cas articulé.

Les résultats montrent une diminution globale des coûts lors du passage d'assemblages articulés à des assemblages semi-rigides ou rigides. Cette économie s'explique par la meilleure redistribution des

efforts internes, permettant une réduction des sections de poutres nécessaires.

En parallèle, le phénomène de déversement contribue à diminuer la résistance effective des profilés, ce qui induit une augmentation des sections requises par rapport au cas sans instabilité et réduit l'écart de performance entre les nuances S235 et S460.

Il convient cependant de noter que les effets spécifiques de la variation de  $M_{cr}$  ne sont pas directement visibles sur les graphiques. En effet, la raideur des assemblages influence à la fois le moment critique de déversement et la répartition des efforts dans la structure, rendant difficile l'identification précise de l'origine des évolutions observées dans le dimensionnement.

Ce constat met en évidence la complexité du couplage entre stabilité globale et redistribution des sollicitations, et souligne l'importance d'une analyse structurale globale pour identifier les solutions de dimensionnement les plus intéressantes.

Il est toutefois possible d'isoler partiellement la contribution de l'évolution du moment critique de déversement  $M_{cr}$  induite par la raideur d'assemblage, en conservant les profilés dimensionnants issus de la configuration articulée. Autrement dit, en figeant les sections de poutres correspondant à l'état articulé et en faisant varier uniquement la raideur  $S_j$ , on peut observer l'influence directe de cette dernière sur la valeur de  $M_{cr}$ , indépendamment des effets de redistribution des efforts internes dus aux changements de section.

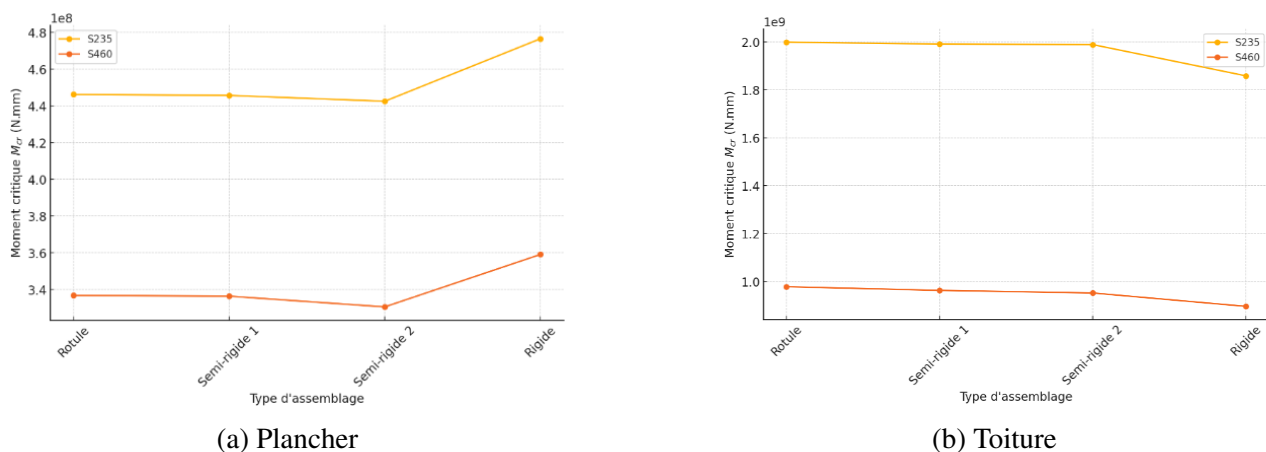


FIGURE 5.88 – Valeur du moment critique de déversement pour les différentes configurations d'assemblage de la structure de référence lorsque le dimensionnement reste identique à celui du cas rotulé

Ces images confirment que la valeur du moment critique varie en fonction de la raideur d'assemblage et impacte donc également le dimensionnement. De plus, il est observable que le moment critique est plus élevé pour la poutre de toiture que pour celle de plancher. Cela s'explique par le fait que la poutre de toiture est moins critique vis-à-vis du déversement que la poutre de plancher, en raison des cinq ferrures qui empêchent le déversement sur toute sa longueur.

Ainsi, même si l'interaction entre redistribution des efforts et stabilité rend difficile une interprétation, cette analyse complémentaire confirme que la raideur d'assemblage a un impact sur le déversement et donc sur l'intérêt économique qu'il y a à utiliser des aciers à haute résistance.

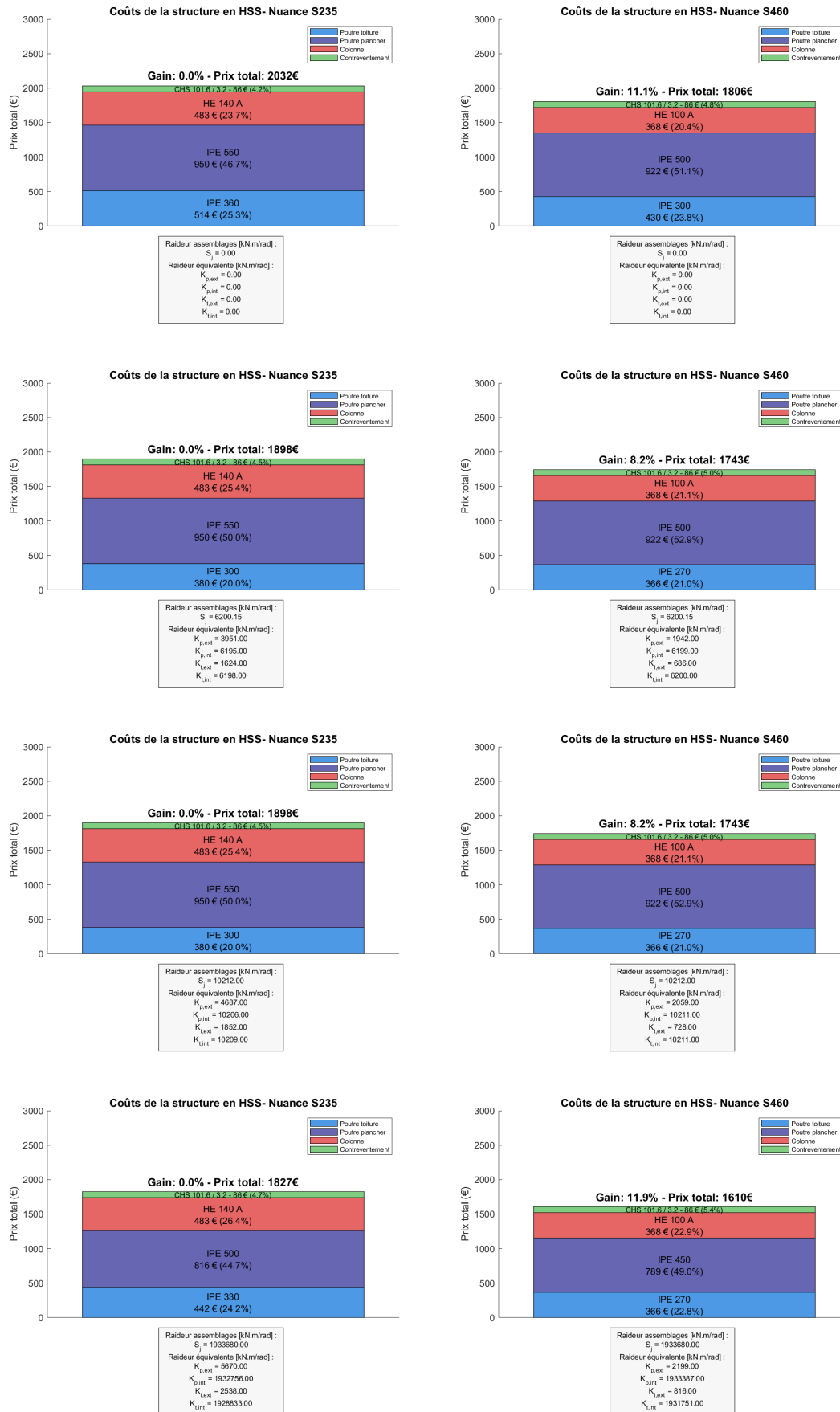


FIGURE 5.89 – Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la stucture en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le déversement des poutres est libre

### 5.2.5 Portique simplifié avec prise en compte du flambement

Lorsque le flambement de la colonne est libre, ce qui est le plus souvent le cas, la résistance des profilés est réduite. Dans ce contexte, les résistances effectives des mêmes profilés dans différentes nuances d'acier (par exemple S235 et S460) se rapprochent. Cela entraîne deux effets :

- D'une part, la zone où le profilé le plus faible en S235 dimensionne sans que le HSS n'apporte de gain est réduite .
- D'autre part, le rapprochement des résistances des deux nuances rend les zones où les mêmes profilés dimensionnent plus nombreuses, ce qui réduit l'intérêt des HSS.

Ainsi, plus la longueur de flambement de la membrure comprimée est grande, plus le flambement est critique, et plus l'intérêt pour les aciers à haute résistance est réduit. Or, la semi-rigidité a un effet sur cette longueur de flambement dans le plan du portique.

La figure 5.90 illustre l'effet de la raideur de l'assemblage  $S_j$  sur la longueur de flambement équivalente  $H_{fl}$  dans le plan du portique, pour différentes colonnes HEA associées à plusieurs poutres IPE. On observe que :

- La longueur de flambement  $H_{fl}$  dans le plan du portique diminue lorsque la raideur d'assemblage  $S_j$  augmente. Ce phénomène traduit une stabilisation de la colonne grâce à une meilleure reprise des rotations au niveau de l'assemblage. Plus  $S_j$  est grand, plus la contribution stabilisatrice du reste du système (notamment la poutre) devient significative.
- Plus le rapport de raideur poutre/colonne est élevé, plus la poutre est capable de participer efficacement à la stabilisation de la colonne, ce qui se traduit par une réduction plus marquée de  $H_{fl}$  dans le plan du portique.

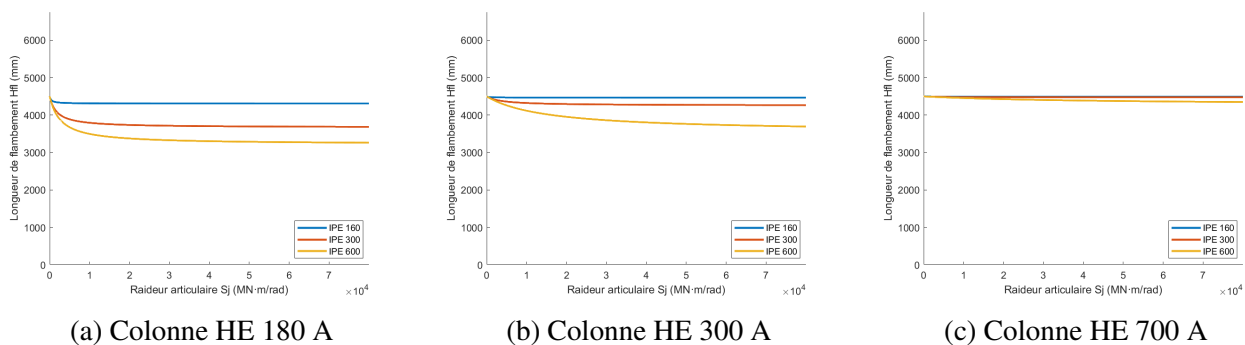


FIGURE 5.90 – Évolution de la longueur de flambement dans le plan du portique  $H_{fl}$  en fonction de la raideur articulaire  $S_j$ , pour différentes colonnes HEA.

Cette réduction de la longueur de flambement constitue un avantage structurel important lorsque le flambement dans le plan du portique est le plus critique : elle permet généralement d'éviter une augmentation de la section des colonnes par rapport au cas articulé, malgré l'augmentation de moment induite par la semi-rigidité. Cela contribue à limiter la quantité de matière utilisée dans les colonnes, ne réduisant ainsi pas l'intérêt amené par la diminution des poutres avec l'augmentation de la raideur

d'assemblage.

Néanmoins, cette stabilisation n'est effective que si la raideur de l'assemblage  $S_j$  est suffisamment élevée et si le rapport de raideur entre la poutre et la colonne est suffisamment grand. Dans le cas contraire, la poutre ne parvient pas à stabiliser efficacement la colonne et l'effet bénéfique de la semi-rigidité sur le flambement devient négligeable. De plus, il est nécessaire que le flambement ait lieu dans le plan du portique pour que cet effet ait lieu.

Finalement, plus la rigidité d'assemblage est élevée, plus les colonnes sont sollicitées (négatif), mais plus il y a un impact positif sur la longueur de flambement lorsque le flambement a lieu dans le plan du portique. Ainsi, ce phénomène tend à maintenir à peu près constant l'écart entre les colonnes pour les designs en acier standard et HSS, quelle que soit la raideur d'assemblage. Cela implique donc que le gain potentiel apporté par l'utilisation des HSS pour les colonnes tend à ne pas être modifié non plus.

### 5.2.6 Portique de référence avec prise en compte du flambement

La figure 5.91 illustre le dimensionnement optimisé de la structure pour les aciers S235 et S460, en fonction de différentes raideurs d'assemblage lorsque le flambement des colonnes est pris en compte. Les résultats sont obtenus pour une charge répartie sur plancher de  $w_d = 60$  kN/m, une longueur de poutre  $L = 6000$  mm, et une hauteur sous plancher de  $H_p = 4500$  mm.

La prise en compte du flambement conduit à l'utilisation de colonnes plus fortes par rapport au cas sans instabilités. Cela augmente leur raideur équivalente et modifie légèrement la répartition des efforts dans les poutres, entraînant ainsi un design légèrement différent de celui observé sans instabilités.

Comme cela a été expliqué lors de l'analyse du portique simple, la semi-rigidité des assemblages permet de réduire la longueur de flambement  $H_{fl}$  des colonnes à condition que le flambement ait lieu dans le plan du portique. Cependant, dans ce cas, l'hypothèse d'une flexion, selon l'axe fort implique que l'axe faible selon lequel a lieu le flambement (inertie la plus faible et longueur de flambement la plus élevée), se trouve dans le plan perpendiculaire au plan du portique. Dès lors, l'effet expliqué précédemment ne s'applique pas aux résultats de la figure 5.91. Toutefois, comme expliqué précédemment, même si les colonnes sont plus sollicitées que dans la structure articulée, l'augmentation des colonnes reste généralement limitée (voire nulle dans ce cas) par rapport à la diminution des poutres, et une diminution globale des coûts est constatée lors du passage d'une structure à assemblages articulés à une structure à assemblages semi-rigides, voire rigides.



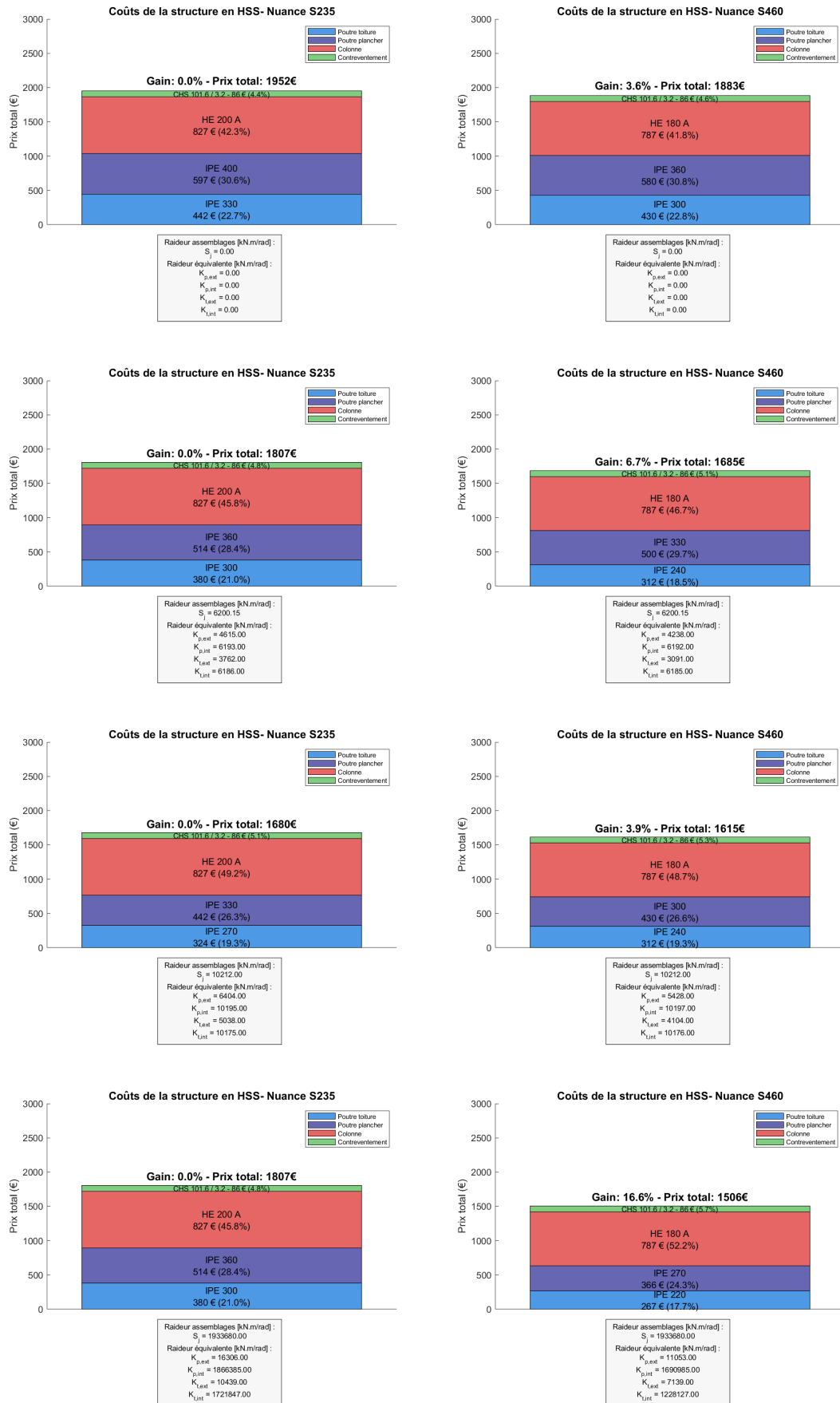


FIGURE 5.91 – Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la stucture en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le flambement des colonnes est libre

### 5.2.7 Remarque sur le déversement des colonnes

Il convient de noter que, dans le cas d'assemblages semi-rigides ou rigides, les colonnes sont fléchies-comprimées et donc potentiellement exposées, en plus du flambement, au phénomène de déversement. Ce cas diffère de celui des assemblages articulés, où seules les instabilités de type flambement peuvent être présentes. Une double réduction de la résistance des profilés pourrait ainsi être attendue lorsque la raideur des assemblages augmente.

Toutefois, l'effet du déversement sur le dimensionnement des colonnes reste très limité. En effet, l'effort de compression dans les colonnes domine par rapport aux moments fléchissants, ce qui implique que le déversement n'est pas très critique. Ainsi, même lorsque le déversement des colonnes est supposé libre, le dimensionnement n'est que très peu affecté par ce phénomène. Cela est confirmé par la figure 5.92, qui montre une parfaite concordance des profilés optimaux entre le cas avec prise en compte des instabilités de flambement et de déversement et celui où seules les instabilités de flambement sont prises en compte, et ce, y compris pour les assemblages rigides.

Il peut donc être conclu que, bien que le déversement tend légèrement à rapprocher les résistances effectives des profilés en S235 et S460, cet effet reste insuffisant pour modifier grandement le dimensionnement et donc impacter significativement l'intérêt économique des aciers à haute résistance.

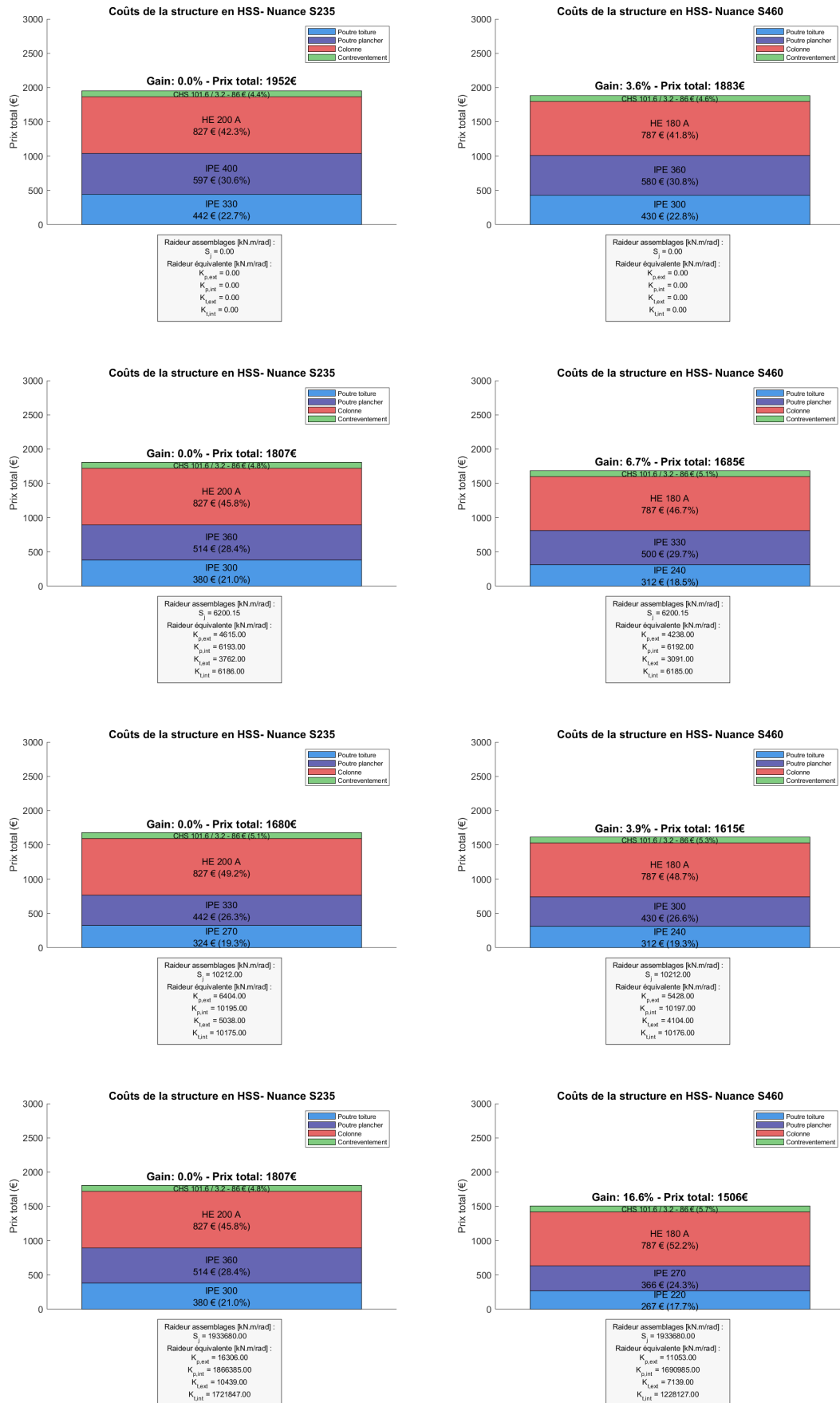


FIGURE 5.92 – Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la stucture en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le déversement et le flambement des colonnes sont libres

# Chapitre 6

## Conclusion

Ce travail de fin d'étude s'est donné comme objectif de réaliser une analyse approfondie afin de déterminer dans quelles circonstances l'utilisation d'aciers à haute résistance peut être économiquement intéressante pour des structures globales telles que les portiques. L'enjeu étant d'évaluer s'il existe un véritable intérêt à se lancer dans leur utilisation, en tenant compte de la complexité structurelle et économique du problème.

Deux configurations de structure ont été envisagées, l'une avec des assemblages articulés, l'autre avec des assemblages semi-rigides. Dans le cas des assemblages articulés, les membrures peuvent être dimensionnées indépendamment les unes des autres. Ainsi, l'intérêt global de la structure résulte simplement de la somme des intérêts de chaque élément dimensionnant après leur optimisation individuelle. En revanche, lorsque la raideur des assemblages est prise en compte, des effets de couplage apparaissent entre les différentes parties de la structure. Le dimensionnement devient alors plus complexe et l'évaluation de l'intérêt des HSS plus délicate à anticiper, car la raideur de chaque élément interagit avec les autres, rendant impossible une analyse découplée des effets.

Dans ce contexte, on observe que plus les zones où les poutres sont régies par les critères de service sont étendues, plus la probabilité d'un intérêt global pour les HSS diminue. L'exigence sur la flèche limite devient donc un critère clef. En effet, plus elle est stricte, plus elle réduit la possibilité d'intérêt pour les aciers à haute résistance. L'introduction du déversement permet toutefois de réduire cette zone gouvernée par les ELS. Cependant, d'un autre côté, dans les zones où les états limites ultimes sont prépondérants et où un intérêt pour les HSS est possible, la réduction des résistances des sections due au déversement réduit également leur intérêt, car les écarts de performance entre nuances se resserrent. Il devient alors essentiel de trouver un compromis optimal pour maximiser la zone d'intérêt, mais il faut également évaluer si la situation maximisant cette zone d'intérêt vaut la peine d'être atteinte malgré le coût des entretoises ou autres moyens utilisés pour limiter le déversement.

En ce qui concerne les colonnes, l'intérêt pour les HSS est particulièrement marqué si le flambement peut être évité, ce qui ouvre la voie à des gains significatifs, surtout dans les cas de fortes sollicitations. Néanmoins, il est très rare que les colonnes soient insensibles au flambement. Lorsque celui-ci est pris en compte, la réduction des résistances atténue également les avantages potentiels des aciers à haute limite d'élasticité.

En somme, l'intérêt global de recourir à des aciers à haute résistance dépend de la configuration géométrique de la structure et des charges à créer des conditions favorables pour un nombre suffisant de membrures. Les gains obtenus sur ces éléments doivent alors compenser les pertes observées

sur d'autres, au vu du surcoût lié à l'augmentation de la nuance d'acier. Une solution intermédiaire consisterait à n'utiliser les HSS que pour les membrures qui permettent de l'intérêt, en conservant le reste en acier standard. Toutefois, cette option complexifie la mise en œuvre sur chantier et accroît le risque d'erreurs. Un compromis envisageable pourrait être d'attribuer des nuances distinctes à chaque type de membrure afin d'éviter au maximum les confusions.

Enfin, dans l'analyse de la semi-rigidité des assemblages, il a été confirmé qu'il n'est pas possible de dimensionner les membrures de façon indépendante. Il n'existe pas de schéma systématique permettant de conclure que l'augmentation de la raideur d'un assemblage augmente l'intérêt des HSS car tout dépend des couplages internes à la structure. Une approche par optimisation, comme celle réalisée ici pour l'obtention des résultats, devient alors indispensable. Toutefois, il est important de rappeler que l'objectif principal est de réduire les coûts de la structure et non de favoriser les HSS à tout prix. Ainsi, l'approche la plus pertinente serait d'identifier la solution semi-rigide optimale en minimisant les coûts de matière et de fabrication et d'observer ensuite si cette solution optimale implique ou non un intérêt pour les HSS. C'est alors seulement qu'il est possible d'en déduire si, globalement, passer à des HSS est intéressant.

Cela nécessiterait de coupler l'analyse technique menée ici avec une étude économique plus complète intégrant notamment les coûts de fabrication, de main-d'œuvre et de montage des assemblages. En l'état actuel, il n'est donc pas possible de prédire quel schéma serait à privilégier pour maximiser l'intérêt des HSS.

Il convient également de souligner que les résultats obtenus ici restent théoriques et propres à la structure de référence. Une piste de développement prometteuse consisterait à reproduire l'étude sur des structures portiques plus hautes ou plus longues afin de mieux comprendre les phénomènes qui en découlent.

Ce travail met donc en évidence la nécessité de comprendre les interactions entre paramètres structuraux et économiques pour guider l'utilisation des aciers à haute résistance. L'approche proposée constitue une base solide pour des études futures plus globales incluant des considérations pratiques et financières.

# Annexes

## .1 Annexe A




C <sub>2</sub>		  																				
		-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
μ=qL <sup>2</sup> /8M > 0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,1	0,081	0,076	0,072	0,070	0,068	0,066	0,065	0,063	0,062	0,060	0,058	0,056	0,054	0,052	0,049	0,047	0,045	0,043	0,041	0,039	0,037
	0,2	0,142	0,136	0,131	0,128	0,125	0,122	0,119	0,116	0,112	0,109	0,105	0,101	0,097	0,093	0,090	0,086	0,082	0,079	0,075	0,072	0,069
	0,3	0,192	0,186	0,181	0,176	0,172	0,167	0,163	0,158	0,154	0,149	0,144	0,138	0,133	0,128	0,123	0,118	0,113	0,109	0,104	0,100	0,096
	0,4	0,234	0,227	0,222	0,216	0,211	0,205	0,199	0,193	0,187	0,181	0,175	0,169	0,163	0,157	0,151	0,145	0,140	0,134	0,129	0,125	0,120
	0,5	0,269	0,262	0,255	0,249	0,242	0,236	0,229	0,222	0,215	0,208	0,201	0,194	0,187	0,181	0,174	0,168	0,162	0,157	0,151	0,146	0,141
	0,6	0,298	0,290	0,283	0,276	0,268	0,261	0,253	0,245	0,238	0,230	0,223	0,216	0,208	0,201	0,195	0,188	0,182	0,176	0,170	0,165	0,159
	0,7	0,322	0,313	0,305	0,297	0,289	0,281	0,273	0,265	0,257	0,249	0,241	0,234	0,226	0,219	0,212	0,205	0,199	0,193	0,187	0,181	0,175
	0,8	0,341	0,332	0,324	0,315	0,307	0,298	0,290	0,282	0,273	0,265	0,257	0,250	0,242	0,235	0,228	0,221	0,214	0,208	0,202	0,196	0,190
	0,9	0,357	0,348	0,339	0,330	0,321	0,313	0,304	0,296	0,287	0,279	0,271	0,263	0,256	0,248	0,241	0,234	0,227	0,221	0,215	0,209	0,203
	1	0,370	0,361	0,352	0,342	0,334	0,325	0,316	0,308	0,299	0,291	0,283	0,275	0,268	0,260	0,253	0,246	0,240	0,233	0,227	0,221	0,215
	1,1	0,380	0,371	0,362	0,353	0,344	0,335	0,327	0,318	0,310	0,302	0,294	0,286	0,278	0,271	0,264	0,257	0,250	0,244	0,238	0,232	0,226
	1,2	0,389	0,380	0,371	0,362	0,353	0,344	0,336	0,327	0,319	0,311	0,303	0,295	0,288	0,281	0,274	0,267	0,260	0,254	0,248	0,241	0,236
	1,3	0,397	0,387	0,378	0,369	0,360	0,352	0,343	0,335	0,327	0,319	0,311	0,304	0,296	0,289	0,282	0,275	0,269	0,263	0,256	0,251	0,245
	1,4	0,403	0,394	0,385	0,376	0,367	0,359	0,350	0,342	0,334	0,326	0,318	0,311	0,304	0,297	0,290	0,284	0,277	0,271	0,265	0,259	0,253
	1,5	0,408	0,399	0,390	0,381	0,373	0,364	0,356	0,348	0,340	0,333	0,325	0,318	0,311	0,304	0,297	0,291	0,284	0,278	0,272	0,266	0,261
	1,6	0,413	0,404	0,395	0,386	0,378	0,370	0,362	0,354	0,346	0,339	0,331	0,324	0,317	0,310	0,304	0,297	0,291	0,285	0,279	0,274	0,268
	1,7	0,416	0,408	0,399	0,391	0,383	0,375	0,367	0,359	0,351	0,344	0,337	0,330	0,323	0,316	0,310	0,303	0,297	0,291	0,286	0,280	0,274
	1,8	0,420	0,411	0,403	0,394	0,386	0,379	0,371	0,363	0,356	0,349	0,342	0,335	0,328	0,322	0,315	0,309	0,303	0,297	0,291	0,286	0,281
	2	0,425	0,417	0,409	0,401	0,393	0,386	0,378	0,371	0,364	0,357	0,351	0,344	0,338	0,331	0,325	0,319	0,313	0,308	0,302	0,297	0,292
	2,2	0,429	0,421	0,414	0,406	0,399	0,392	0,385	0,378	0,371	0,365	0,358	0,352	0,346	0,340	0,334	0,328	0,323	0,317	0,312	0,306	0,301
	2,5	0,433	0,426	0,419	0,412	0,406	0,399	0,392	0,386	0,380	0,374	0,368	0,362	0,356	0,350	0,345	0,339	0,334	0,329	0,324	0,319	0,314
	3	0,438	0,432	0,426	0,420	0,413	0,408	0,402	0,396	0,390	0,385	0,380	0,374	0,369	0,364	0,359	0,354	0,349	0,344	0,340	0,335	0,331
	3,5	0,441	0,436	0,430	0,425	0,419	0,414	0,409	0,404	0,398	0,393	0,389	0,384	0,379	0,374	0,370	0,365	0,361	0,356	0,352	0,348	0,344
	4	0,444	0,438	0,433	0,428	0,424	0,419	0,414	0,409	0,405	0,400	0,396	0,391	0,387	0,382	0,378	0,374	0,370	0,366	0,362	0,358	0,354
	5	0,446	0,442	0,437	0,433	0,429	0,425	0,421	0,417	0,413	0,409	0,406	0,402	0,398	0,394	0,391	0,387	0,384	0,380	0,377	0,374	0,370
	7	0,448	0,445	0,442	0,439	0,435	0,432	0,429	0,426	0,423	0,420	0,418	0,415	0,412	0,409	0,406	0,404	0,401	0,398	0,395	0,393	0,390
	10	0,449	0,447	0,445	0,442	0,440	0,438	0,436	0,433	0,431	0,429	0,427	0,425	0,423	0,421	0,419	0,416	0,414	0,412	0,410	0,408	0,406
	∞	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454

FIGURE 9.7 – Valeurs du coefficient  $C_2$  avec une charge répartie et  $\mu > 0$

FIGURE 1 – Valeur du coefficient  $C_2$  avec une charge répartie et  $\mu > 0$  tirée du livre (MARON, 2024)

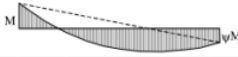
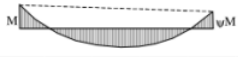
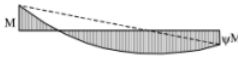
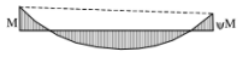
C <sub>2</sub>											ψ																		
	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1							
μ=ql <sup>2</sup> /8M < 0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	-0,1	0,083	0,094	0,096	0,089	0,083	0,080	0,077	0,076	0,074	0,073	0,071	0,069	0,067	0,064	0,061	0,058	0,055	0,052	0,050	0,047	0,044	0,041	0,038	0,035	0,032	0,029	0,026	0,023
	-0,2	0,150	0,172	0,197	0,209	0,197	0,181	0,171	0,165	0,161	0,159	0,156	0,153	0,149	0,144	0,138	0,132	0,124	0,118	0,111	0,104	0,098	0,091	0,084	0,077	0,070	0,063	0,056	0,049
	-0,3	0,205	0,232	0,265	0,307	0,338	0,328	0,298	0,277	0,266	0,259	0,256	0,253	0,249	0,243	0,235	0,224	0,212	0,200	0,187	0,175	0,164	0,152	0,140	0,128	0,116	0,104	0,092	0,080
	-0,4	0,250	0,279	0,315	0,360	0,418	0,477	0,487	0,445	0,406	0,384	0,372	0,367	0,364	0,360	0,353	0,341	0,325	0,306	0,285	0,265	0,246	0,227	0,208	0,188	0,168	0,148	0,128	0,108
	-0,5	0,287	0,316	0,352	0,396	0,453	0,526	0,612	0,665	0,629	0,567	0,526	0,505	0,497	0,494	0,491	0,483	0,467	0,442	0,412	0,381	0,350	0,320	0,290	0,260	0,230	0,200	0,170	0,140
	-0,6	0,317	0,345	0,380	0,421	0,474	0,540	0,625	0,731	0,834	0,849	0,777	0,708	0,669	0,652	0,648	0,646	0,638	0,616	0,578	0,532	0,485	0,438	0,391	0,344	0,297	0,250	0,203	0,156
	-0,7	0,340	0,368	0,400	0,439	0,486	0,544	0,617	0,710	0,829	0,968	1,067	1,035	0,946	0,878	0,844	0,834	0,832	0,823	0,789	0,731	0,661	0,591	0,521	0,451	0,381	0,311	0,241	0,171
	-0,8	0,358	0,385	0,415	0,451	0,493	0,544	0,606	0,683	0,780	0,904	1,058	1,223	1,300	1,241	1,151	1,091	1,065	1,058	1,039	0,982	0,888	0,784	0,670	0,556	0,442	0,328	0,214	0,100
	-0,9	0,373	0,398	0,427	0,460	0,498	0,542	0,596	0,660	0,738	0,836	0,958	1,113	1,302	1,483	1,544	1,482	1,403	1,355	1,328	1,280	1,169	1,037	0,895	0,753	0,611	0,469	0,327	0,185
	-1	0,385	0,409	0,435	0,465	0,500	0,540	0,586	0,640	0,705	0,783	0,878	0,996	1,145	1,330	1,548	1,743	1,807	1,760	1,696	1,628	1,498	1,336	1,174	1,012	0,850	0,688	0,526	0,364
	-1,1	0,394	0,417	0,442	0,469	0,501	0,536	0,577	0,624	0,678	0,742	0,819	0,910	1,022	1,160	1,332	1,543	1,785	1,994	2,071	2,025	1,876	1,684	1,492	1,300	1,108	0,916	0,724	0,532
	-1,2	0,402	0,423	0,446	0,472	0,500	0,532	0,569	0,609	0,656	0,710	0,773	0,847	0,934	1,039	1,166	1,322	1,513	1,742	1,993	2,190	2,204	2,037	1,805	1,573	1,341	1,109	0,877	0,645
	-1,3	0,409	0,428	0,450	0,474	0,500	0,529	0,561	0,597	0,638	0,685	0,737	0,798	0,869	0,951	1,049	1,165	1,305	1,474	1,678	1,911	2,133	2,333	2,497	2,621	2,705	2,759	2,793	2,801
	-1,4	0,414	0,433	0,453	0,475	0,499	0,525	0,555	0,587	0,623	0,664	0,709	0,760	0,819	0,886	0,964	1,054	1,161	1,286	1,436	1,613	1,817	2,037	2,261	2,485	2,709	2,933	3,157	3,381
	-1,5	0,419	0,436	0,455	0,475	0,498	0,522	0,549	0,578	0,610	0,646	0,685	0,730	0,780	0,836	0,900	0,973	1,056	1,154	1,267	1,400	1,554	1,728	1,912	2,106	2,300	2,494	2,688	2,882
	-1,6	0,422	0,439	0,457	0,476	0,497	0,519	0,543	0,570	0,599	0,631	0,666	0,705	0,748	0,796	0,850	0,910	0,978	1,056	1,146	1,248	1,366	1,490	1,614	1,738	1,862	1,986	2,110	2,234
	-1,7	0,426	0,441	0,458	0,476	0,495	0,516	0,539	0,563	0,589	0,618	0,650	0,684	0,722	0,763	0,809	0,861	0,918	0,982	1,055	1,137	1,230	1,323	1,416	1,509	1,602	1,695	1,788	1,881
	-1,8	0,428	0,443	0,459	0,476	0,494	0,513	0,534	0,557	0,581	0,607	0,635	0,666	0,700	0,737	0,777	0,821	0,870	0,924	0,985	1,052	1,128	1,204	1,280	1,356	1,432	1,508	1,584	1,660
	-2	0,433	0,446	0,461	0,476	0,492	0,509	0,527	0,546	0,567	0,589	0,612	0,638	0,665	0,695	0,726	0,761	0,799	0,839	0,884	0,933	0,986	1,035	1,084	1,133	1,182	1,231	1,280	1,329
	-2,2	0,436	0,448	0,461	0,475	0,489	0,504	0,520	0,537	0,555	0,574	0,594	0,616	0,639	0,663	0,690	0,718	0,748	0,780	0,815	0,853	0,893	0,933	0,973	1,013	1,053	1,093	1,133	1,173
	-2,5	0,440	0,451	0,462	0,474	0,486	0,499	0,513	0,527	0,542	0,558	0,574	0,592	0,610	0,629	0,650	0,672	0,695	0,719	0,745	0,772	0,802	0,832	0,862	0,892	0,922	0,952	0,982	1,012
	-3	0,444	0,453	0,462	0,472	0,482	0,492	0,503	0,514	0,526	0,538	0,551	0,564	0,578	0,592	0,607	0,623	0,639	0,656	0,674	0,692	0,712	0,731	0,750	0,769	0,788	0,807	0,826	0,845
	-3,5	0,447	0,454	0,462	0,470	0,479	0,487	0,496	0,505	0,515	0,525	0,535	0,545	0,556	0,568	0,579	0,591	0,604	0,617	0,630	0,644	0,659	0,673	0,687	0,701	0,715	0,729	0,743	0,757
	-4	0,448	0,455	0,462	0,469	0,476	0,483	0,491	0,499	0,507	0,515	0,524	0,532	0,541	0,550	0,560	0,570	0,580	0,591	0,601	0,612	0,624	0,635	0,646	0,657	0,668	0,679	0,690	0,701
	-5	0,450	0,455	0,461	0,466	0,472	0,478	0,483	0,490	0,496	0,502	0,508	0,515	0,521	0,528	0,535	0,542	0,550	0,557	0,565	0,572	0,581	0,589	0,597	0,605	0,613	0,621	0,629	0,637
	-7	0,452	0,456	0,459	0,463	0,467	0,471	0,475	0,479	0,483	0,487	0,492	0,496	0,500	0,505	0,509	0,514	0,518	0,523	0,528	0,533	0,538	0,543	0,548	0,553	0,558	0,563	0,568	0,573
	-10	0,453	0,455	0,458	0,461	0,463	0,466	0,469	0,471	0,474	0,477	0,480	0,482	0,485	0,488	0,491	0,494	0,497	0,500	0,503	0,506	0,509	0,512	0,515	0,518	0,521	0,524	0,527	0,530
	∞	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454

FIGURE 9.9 – Valeurs du coefficient  $C_2$  avec une charge répartie et  $\mu < 0$ FIGURE 2 – Valeur du coefficient  $C_1$  avec une charge répartie et  $\mu < 0$  tirée du livre (MARON, 2024)

$C_2$											$\psi$																		
	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1							
$\mu = ql^2/8M < 0$	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	-0,1	0,083	0,094	0,096	0,089	0,083	0,080	0,077	0,076	0,074	0,073	0,071	0,069	0,067	0,064	0,061	0,058	0,055	0,052	0,050	0,047	0,044	0,041	0,038	0,035	0,032	0,029	0,026	0,023
	-0,2	0,150	0,172	0,197	0,209	0,197	0,181	0,171	0,165	0,161	0,159	0,156	0,153	0,149	0,144	0,138	0,132	0,124	0,118	0,111	0,104	0,098	0,091	0,084	0,077	0,070	0,063	0,056	0,049
	-0,3	0,205	0,232	0,265	0,307	0,338	0,328	0,298	0,277	0,266	0,259	0,256	0,253	0,249	0,243	0,235	0,224	0,212	0,200	0,187	0,175	0,164	0,152	0,140	0,128	0,116	0,104	0,092	0,080
	-0,4	0,250	0,279	0,315	0,360	0,418	0,477	0,487	0,445	0,406	0,384	0,372	0,367	0,364	0,360	0,353	0,341	0,325	0,306	0,285	0,265	0,246	0,227	0,208	0,188	0,168	0,148	0,128	0,108
	-0,5	0,287	0,316	0,352	0,396	0,453	0,526	0,612	0,665	0,629	0,567	0,526	0,505	0,497	0,494	0,491	0,483	0,467	0,442	0,412	0,381	0,350	0,319	0,288	0,257	0,226	0,195	0,164	0,133
	-0,6	0,317	0,345	0,380	0,421	0,474	0,540	0,625	0,731	0,834	0,849	0,777	0,708	0,669	0,652	0,648	0,646	0,638	0,616	0,578	0,532	0,485	0,438	0,391	0,344	0,297	0,250	0,203	0,156
	-0,7	0,340	0,368	0,400	0,439	0,486	0,544	0,617	0,710	0,829	0,968	1,067	1,035	0,946	0,878	0,844	0,834	0,832	0,823	0,789	0,731	0,665	0,600	0,534	0,468	0,402	0,336	0,270	0,204
	-0,8	0,358	0,385	0,415	0,451	0,493	0,544	0,606	0,683	0,780	0,904	1,058	1,223	1,300	1,241	1,151	1,091	1,065	1,058	1,039	0,982	0,888	0,794	0,700	0,606	0,512	0,418	0,324	0,230
	-0,9	0,373	0,398	0,427	0,460	0,498	0,542	0,596	0,660	0,738	0,836	0,958	1,113	1,302	1,483	1,544	1,482	1,403	1,355	1,328	1,288	1,195	1,091	0,987	0,883	0,779	0,675	0,571	0,467
	-1	0,385	0,409	0,435	0,465	0,500	0,540	0,586	0,640	0,705	0,783	0,878	0,996	1,145	1,330	1,548	1,743	1,807	1,760	1,696	1,628	1,494	1,350	1,206	1,062	0,918	0,774	0,630	0,486
	-1,1	0,394	0,417	0,442	0,469	0,501	0,536	0,577	0,624	0,678	0,742	0,819	0,910	1,022	1,160	1,332	1,543	1,785	1,994	2,071	2,025	1,876	1,712	1,548	1,384	1,220	1,056	0,892	0,728
	-1,2	0,402	0,423	0,446	0,472	0,500	0,532	0,569	0,609	0,656	0,710	0,773	0,847	0,934	1,039	1,166	1,322	1,513	1,742	1,993	2,190	2,204	2,030	1,846	1,662	1,478	1,294	1,110	0,926
	-1,3	0,409	0,428	0,450	0,474	0,500	0,529	0,561	0,597	0,638	0,685	0,737	0,798	0,869	0,951	1,049	1,165	1,305	1,474	1,678	1,911	2,133	2,220	2,016	1,792	1,568	1,344	1,120	0,896
	-1,4	0,414	0,433	0,453	0,475	0,499	0,525	0,555	0,587	0,623	0,664	0,709	0,760	0,819	0,886	0,964	1,054	1,161	1,286	1,436	1,613	1,817	2,020	2,184	2,040	1,786	1,532	1,278	1,024
	-1,5	0,419	0,436	0,455	0,475	0,498	0,522	0,549	0,578	0,610	0,646	0,685	0,730	0,780	0,836	0,900	0,973	1,056	1,154	1,267	1,400	1,554	1,720	1,896	2,030	2,116	2,150	2,134	2,068
-1,6	0,422	0,439	0,457	0,476	0,497	0,519	0,543	0,570	0,599	0,631	0,666	0,705	0,748	0,796	0,850	0,910	0,978	1,056	1,146	1,248	1,363	1,490	1,620	1,754	1,840	1,874	1,848	1,762	
-1,7	0,426	0,441	0,458	0,476	0,495	0,516	0,539	0,563	0,589	0,618	0,650	0,684	0,722	0,763	0,809	0,861	0,918	0,982	1,055	1,137	1,229	1,332	1,446	1,572	1,668	1,702	1,656	1,550	
-1,8	0,428	0,443	0,459	0,476	0,494	0,513	0,534	0,557	0,581	0,607	0,635	0,666	0,700	0,737	0,777	0,821	0,870	0,924	0,985	1,052	1,128	1,210	1,302	1,406	1,510	1,574	1,598	1,542	
-2	0,433	0,446	0,461	0,476	0,492	0,509	0,527	0,546	0,567	0,589	0,612	0,638	0,665	0,695	0,726	0,761	0,799	0,839	0,884	0,933	0,986	1,042	1,100	1,160	1,222	1,286	1,310	1,234	
-2,2	0,436	0,448	0,461	0,475	0,489	0,504	0,520	0,537	0,555	0,574	0,594	0,616	0,639	0,663	0,690	0,718	0,748	0,780	0,815	0,853	0,893	0,936	0,982	1,030	1,080	1,122	1,146	1,050	
-2,5	0,440	0,451	0,462	0,474	0,486	0,499	0,513	0,527	0,542	0,558	0,574	0,592	0,610	0,629	0,650	0,672	0,695	0,719	0,745	0,772	0,802	0,834	0,868	0,904	0,942	0,970	0,974	0,858	
-3	0,444	0,453	0,462	0,472	0,482	0,492	0,503	0,514	0,526	0,538	0,551	0,564	0,578	0,592	0,607	0,623	0,639	0,656	0,674	0,692	0,712	0,732	0,754	0,778	0,794	0,798	0,774	0,638	
-3,5	0,447	0,454	0,462	0,470	0,479	0,487	0,496	0,505	0,515	0,525	0,535	0,545	0,556	0,568	0,579	0,591	0,604	0,617	0,630	0,644	0,658	0,674	0,690	0,708	0,718	0,712	0,666	0,512	
-4	0,448	0,455	0,462	0,469	0,476	0,483	0,491	0,499	0,507	0,515	0,524	0,532	0,541	0,550	0,560	0,570	0,580	0,591	0,601	0,612	0,622	0,634	0,646	0,658	0,662	0,646	0,580	0,406	
-5	0,450	0,455	0,461	0,466	0,472	0,478	0,483	0,490	0,496	0,502	0,508	0,515	0,521	0,528	0,535	0,542	0,550	0,557	0,565	0,572	0,581	0,590	0,600	0,610	0,614	0,600	0,524	0,342	
-7	0,452	0,456	0,459	0,463	0,467	0,471	0,475	0,479	0,483	0,487	0,492	0,496	0,500	0,505	0,509	0,514	0,518	0,523	0,528	0,533	0,538	0,544	0,549	0,554	0,550	0,524	0,438	0,256	
-10	0,453	0,455	0,458	0,461	0,463	0,466	0,469	0,471	0,474	0,477	0,480	0,482	0,485	0,488	0,491	0,494	0,497	0,500	0,503	0,506	0,509	0,512	0,515	0,518	0,514	0,488	0,392	0,210	
$\infty$	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	0,454	



## .2 Annexe B

### .2.1 Variation de la hauteur : influence de la valeur de la limite élastique

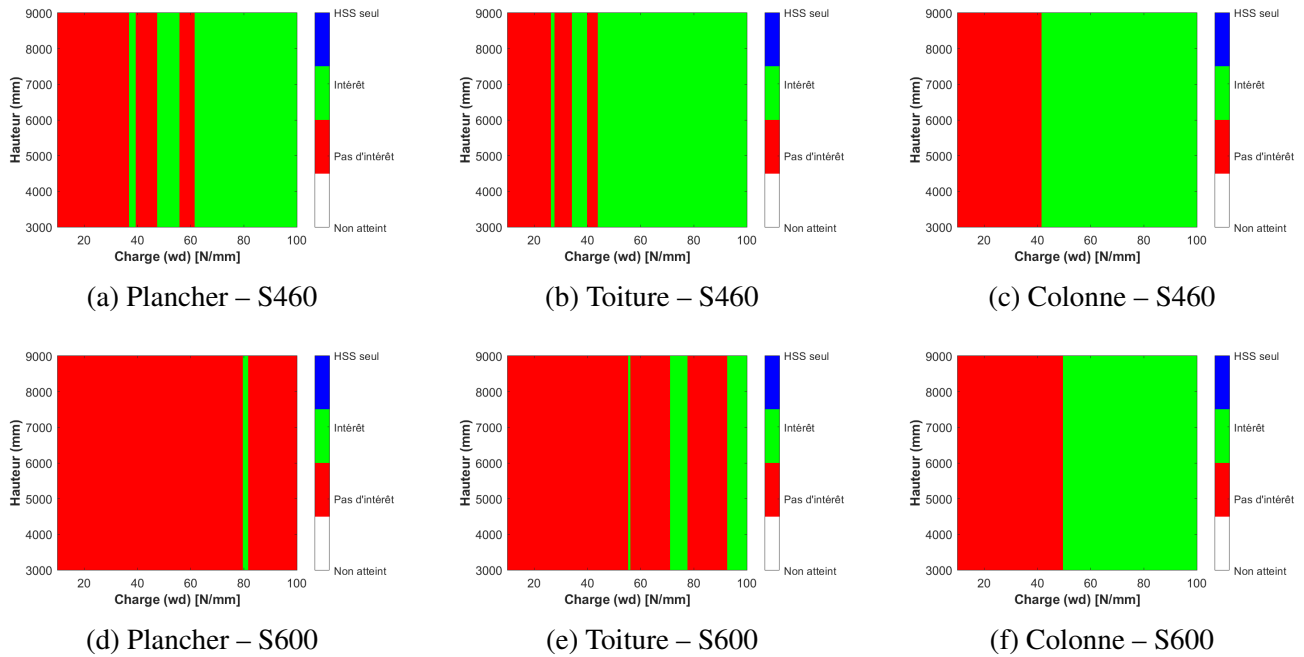


FIGURE 4 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600

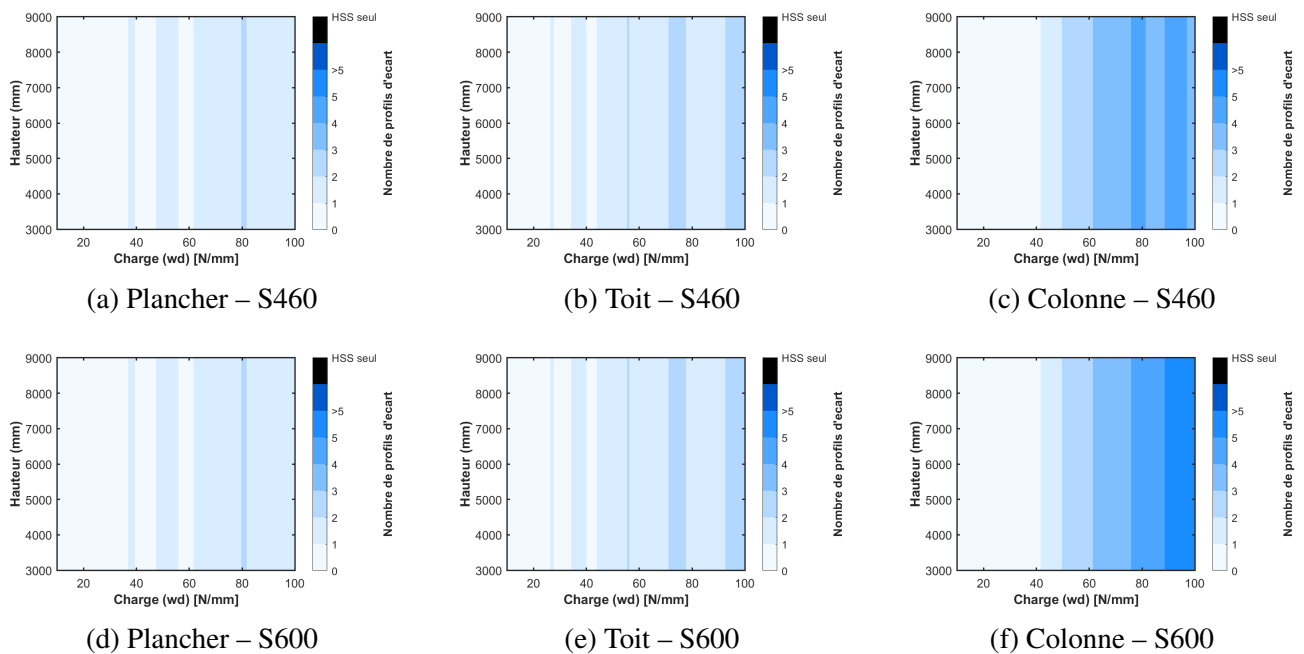


FIGURE 5 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600



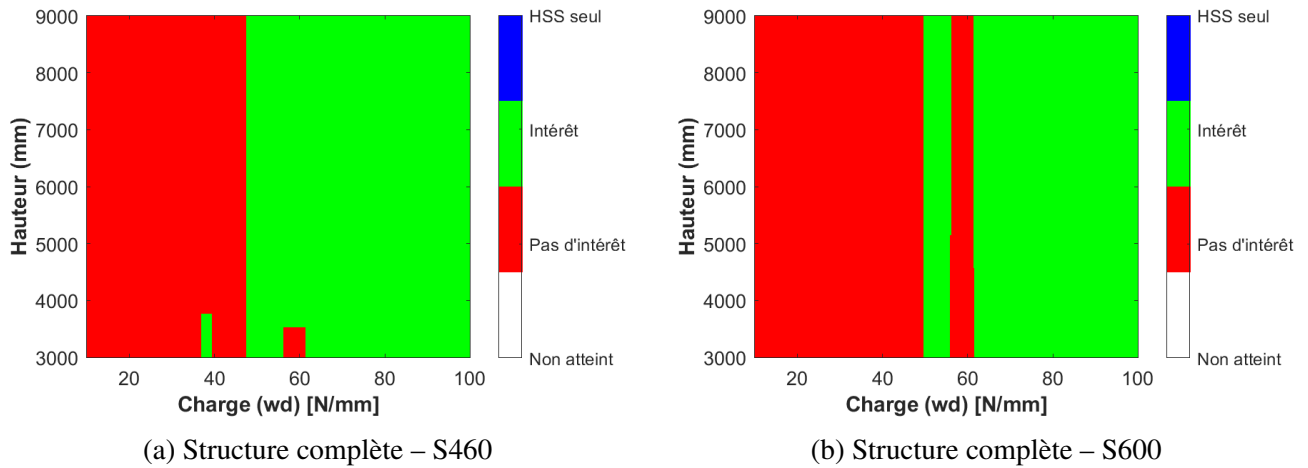


FIGURE 6 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 et S600

## .2.2 Variation de la hauteur : influence des ELS

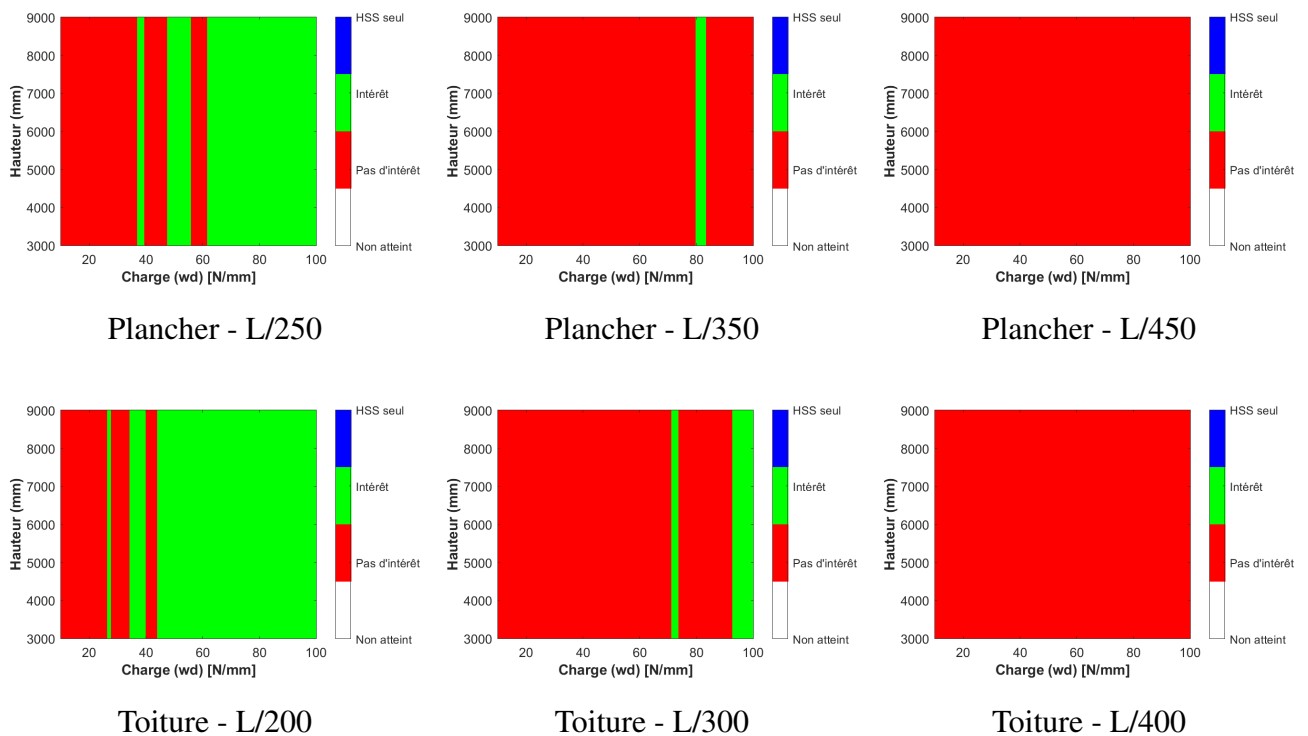


FIGURE 7 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents critères de service

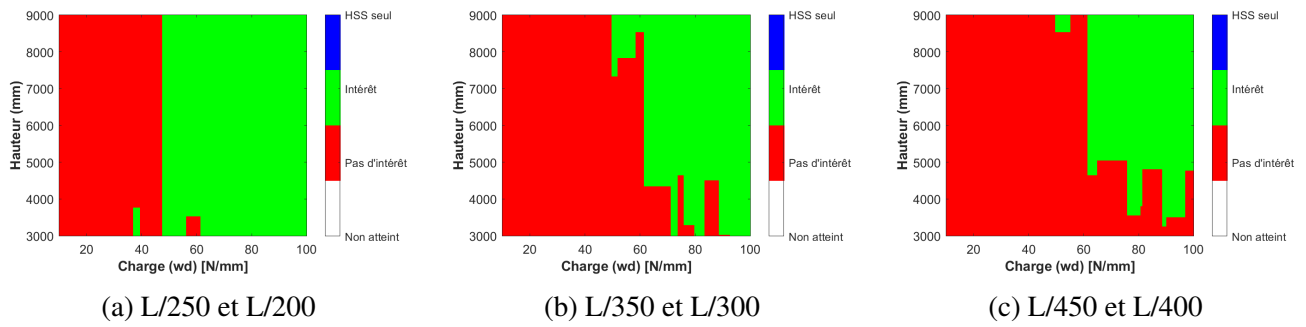


FIGURE 8 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 pour différents critères de service

### .2.3 Variation de la hauteur : influence du changement du type de poutre

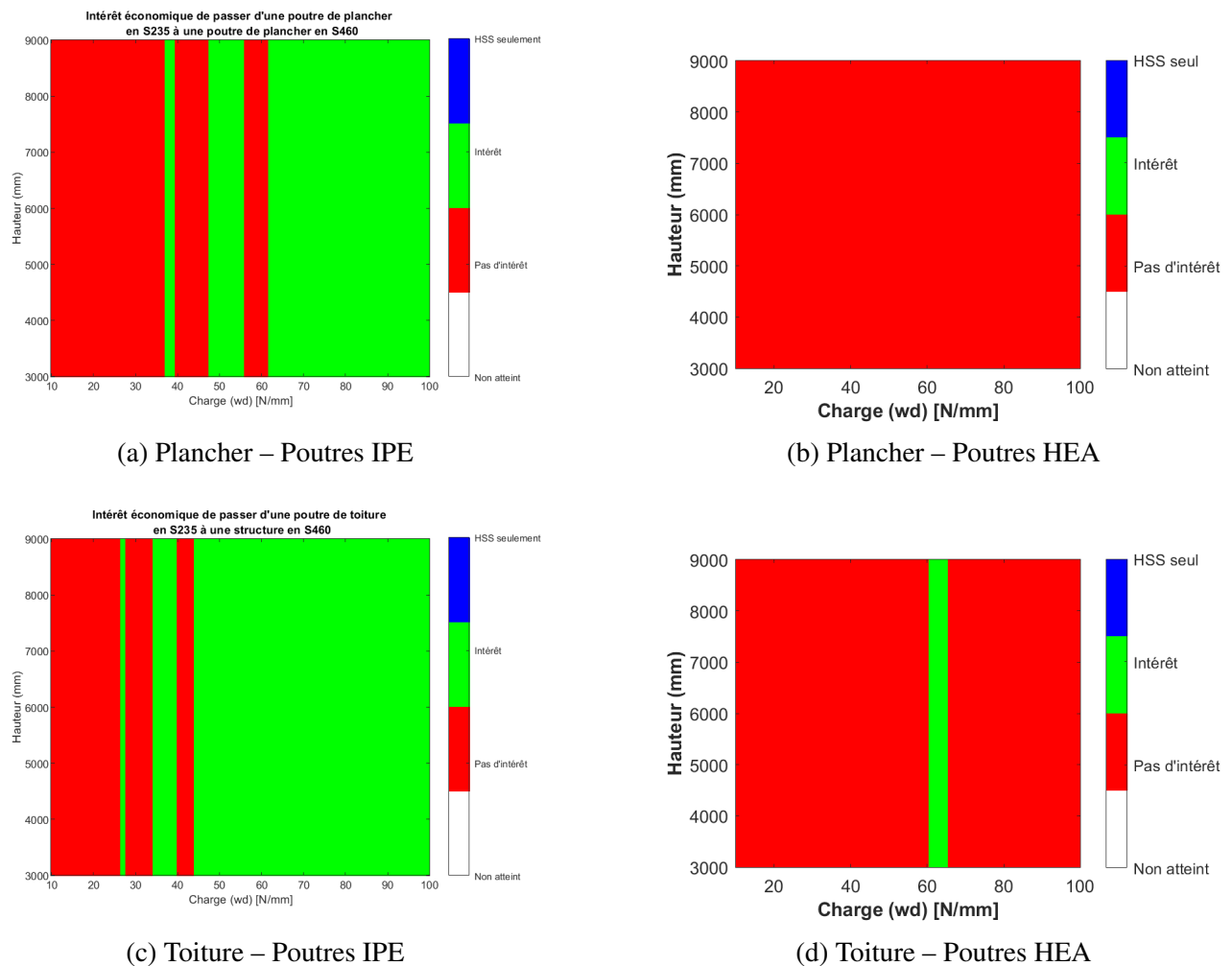
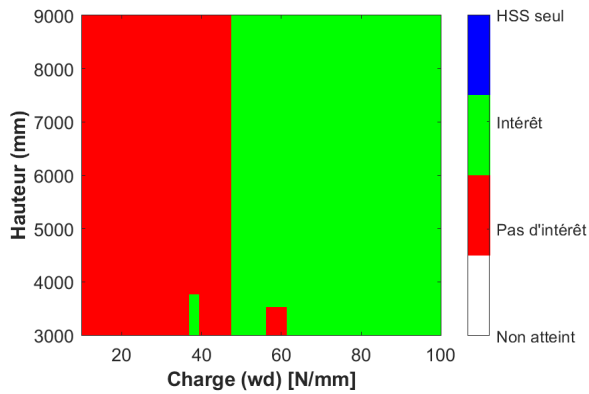
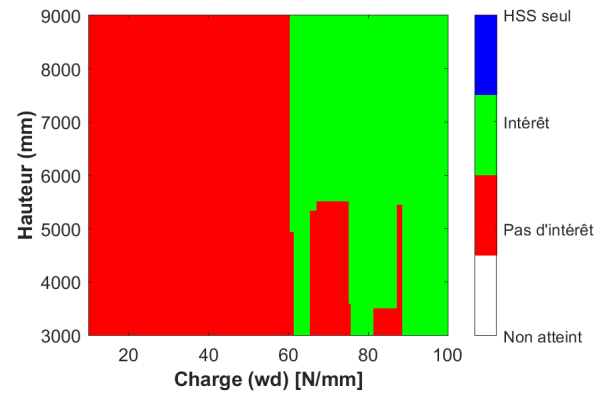


FIGURE 9 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents types de poutres



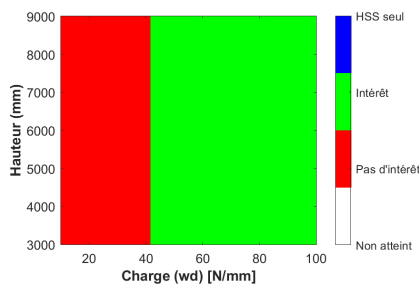
(a) Catalogue IPE pour les poutres



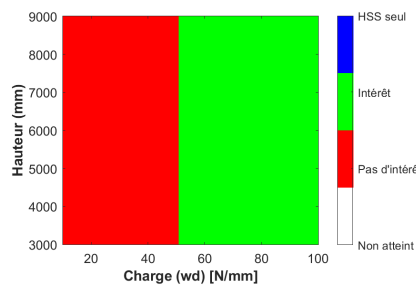
(b) Catalogue HEA pour les poutres

FIGURE 10 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque des types de poutres différents sont utilisés

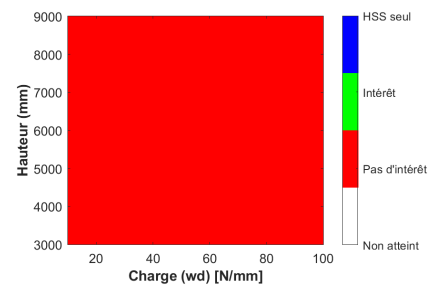
## .2.4 Variation de la hauteur : influence du changement du type de colonne



(a) Colonnes HEA

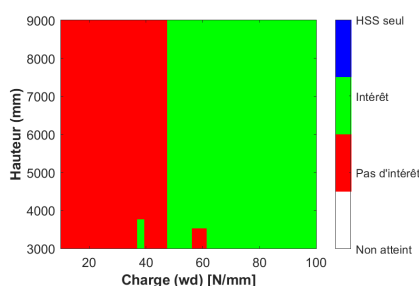


(b) Colonnes HEB

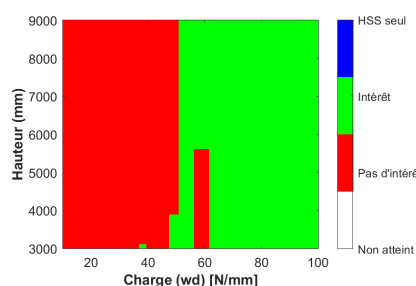


(c) Colonnes HEM

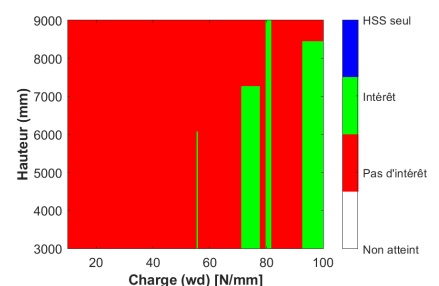
FIGURE 11 – Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes



(a) Colonnes HEA



(b) Colonnes HEB



(c) Colonnes HEM

FIGURE 12 – Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque différents types de colonnes sont utilisés

# Table des figures

1.1	Image représentant les cas d'étude abordés dans la thèse de doctorat de M. Saufnay et tirée de celui-ci (SAUFNAY, 2024) . . . . .	1
2.1	Schéma de l'ossature de référence issue de l'ouvrage <i>Eurocode 3 EN1993 – Exemples d'application au calcul des structures en acier</i> (JASPART & MAQUOI, 2006) . . . . .	4
3.1	Graphique des courbes contraintes-déformations en fonction de la nuance d'acier pour les profilés laminés à chaud (BADD00 & CHEN, 2020) . . . . .	8
3.2	Raideurs des membrures intervenant dans le calcul de K . . . . .	12
3.3	Valeur du coefficient $C_1$ avec une charge répartie et $\mu > 0$ tirée du livre (MARON, 2024) . . . . .	15
4.1	Représentation des charges appliquées sur une poutre de toiture . . . . .	23
5.1	Organigramme de la structure de code utilisée pour l'ossature articulée . . . . .	27
5.2	Schéma des efforts dans la structure articulée où seul le contreventement activé est représenté . . . . .	28
5.3	Croix de St André - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460 . . . . .	29
5.4	Croix de St André - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460 lorsque la charge surfacique de vent est multipliée par 10 . . . . .	30
5.5	Croix de St André - Variation hauteur - Intérêt économique du passage d'un contreventement tendu S235 à S460 . . . . .	31
5.6	Résistance réduite par le flambement en fonction de la longueur de poutre du portique pour deux profilés CHS laminés à chaud . . . . .	31
5.7	Contreventement en N - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460 . . . . .	32
5.8	Résistance réduite par le flambement des profilés CHS laminés à chaud en fonction de la longueur de poutre du portique et rapport de surface entre les profilés dimensionnants pour les zones comprises entre les courbes de résistance d'un même profilé en S235 et en S460 . . . . .	33
5.9	Contreventement en N - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460 . . . . .	33
5.10	Contreventement en N - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique de passer d'une structure entièrement en S235 à une structure avec des contreventements en S460 . . . . .	34
5.11	Contreventement en N - Variation hauteur - Intérêt économique du passage d'un contreventement S235 à S460 . . . . .	34
5.12	Résistance réduite par le flambement des profilés CHS laminés à chaud en fonction de la hauteur de colonne du portique et rapport de surface entre les profilés dimensionnants pour les zones comprises entre les courbes de résistance d'un même profilé en S235 et en S460 . . . . .	35

5.13	Contreventement en N - Variation hauteur - Pourcentage d'intérêt économique de passer d'une structure entièrement en S235 à une structure avec des contreventements en S460 . . . . .	36
5.14	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	37
5.15	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 - Frontière de gouvernance ELS-ELU . . . . .	39
5.16	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	40
5.17	Rapport de surfaces entre les profilés IPE successifs . . . . .	40
5.18	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 - Utilisation d'un catalogue étendu aux IPE, IPE A et IPE AA pour les poutres . . . . .	41
5.19	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 - Utilisation d'un catalogue étendu aux IPE, IPE A et IPE AA . . . . .	41
5.20	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	43
5.21	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	43
5.22	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	44
5.23	Comparaison des profilés HEA dimensionnant sur le domaine pour les deux nuances . . . . .	45
5.24	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	45
5.25	Rapport de surfaces entre les profilés HEA successifs dimensionnant le domaine . . . . .	46
5.26	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 - Portique à 6 étages . . . . .	46
5.27	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460 . . . . .	48
5.28	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de configurations en S235 à S460 . . . . .	50
5.29	Cas sans instabilité - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460 . . . . .	51
5.30	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Passage de la structure S235 à la structure S235 avec poutres S460 . . . . .	52
5.31	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Pourcentage d'intérêt du passage de la structure S235 à la structure S235 avec poutres S460 . . . . .	52
5.32	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460 . . . . .	53
5.33	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de la structure S235 à la structure S235 avec colonnes S460 . . . . .	53
5.34	Cas sans instabilité - Variation longueur - Pourcentage d'intérêt économique du passage de configurations en S235 à S460 . . . . .	54
5.35	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Passage de la structure S235 à la structure S235 avec colonnes S460 . . . . .	55
5.36	Cas sans instabilité - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 . . . . .	55
5.37	Cas sans instabilité - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 . . . . .	56

5.38	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Portique à 6 étages . . . . .	57
5.39	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600 . . . . .	58
5.40	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600 . . . . .	58
5.41	Frontières de gouvernance ELS-ELU sur le domaine pour les profilés IPE en S460 . . . . .	59
5.42	Rapport de surfaces entre les profilés IPE successifs avec 1 et 2 profilés d'écart . . . . .	59
5.43	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 et S600 . . . . .	60
5.44	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents critères de service . . . . .	61
5.45	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 pour différents critères de service . . . . .	62
5.46	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents types de poutres . . . . .	62
5.47	Comparaison de l'évolution de l'inertie ( $I$ ) et du module de flexion plastique ( $W_{pl}$ ) pour les profilés IPE et HEA . . . . .	63
5.48	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 - Poutres HEA . . . . .	63
5.49	Rapport de surfaces entre les profilés HEA successifs avec 1 et 2 profilés d'écart . . . . .	64
5.50	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque des types de poutres différents sont utilisés . . . . .	64
5.51	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes . . . . .	65
5.52	Résistances des derniers profilés HEA, HEB et HEM du catalogue pour les nuances S235 et S460 . . . . .	66
5.53	Cas sans instabilité - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes . . . . .	66
5.54	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque différents types de colonnes sont utilisés . . . . .	67
5.55	Cas sans instabilité - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Effet de l'utilisation d'un catalogue étendu aux HEA, HEB et HEM pour les colonnes . . . . .	67
5.56	Cas avec flambement - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	68
5.57	Illustration des effets du flambement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances . . . . .	69
5.58	Comparaison des profilés HEA dimensionnant sur le domaine pour les deux nuances avec prise en compte du flambement . . . . .	70
5.59	Cas avec flambement - Variation hauteur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	70
5.60	Rapport de surfaces entre les profilés HEA successifs dimensionnant le domaine . . . . .	71
5.61	Cas avec flambement - Variation longueur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 . . . . .	71
5.62	Cas avec flambement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 . . . . .	72
5.63	Cas avec flambement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 . . . . .	73

5.64	Cas avec déversement - Variation longueur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	74
5.65	Illustration des effets du déversement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances et comparaison de l'importance de l'effet du déversement sur les poutres . . . . .	74
5.66	Cas avec déversement - Variation longueur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	75
5.67	Cas avec déversement - Variation longueur - Intérêt économique du passage d'une poutre de plancher S235 à S460 - Effet du placement d'une entretoise . . . . .	76
5.68	small Illustration des effets du déversement sur les résistances des profilés pour les différentes nuances pour la poutre de plancher avec entretoise . . . . .	76
5.69	Cas avec déversement - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 . . . . .	77
5.70	Cas avec déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale . . . . .	77
5.71	Cas avec déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale . . . . .	77
5.72	Cas avec déversement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale . . . . .	78
5.73	Cas avec déversement - Pourcentage d'intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale . . . . .	78
5.74	Cas avec flambement et déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher sans entretoise centrale . . . . .	79
5.75	Cas avec flambement et déversement - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 - Cas avec les poutres de plancher avec entretoise centrale . . . . .	79
5.76	Organigramme de la structure de code utilisée pour l'ossature semi-rigide . . . . .	80
5.77	Portique simplifié et diagramme du moment induit par la semi-rigidité de l'assemblage ( $S_j$ ) . . . . .	81
5.78	Modèle de poutre simplifié . . . . .	82
5.79	Influence de la raideur d'assemblage sur les moments fléchissants dans une poutre à assemblages semi-rigides . . . . .	83
5.80	Évolution du moment fléchissant maximal dans la poutre en fonction de la raideur d'assemblage $K$ , pour différentes colonnes HEA et trois poutres de raideurs croissantes. . . . .	84
5.81	Évolution de la flèche maximale de la poutre en fonction de la raideur d'assemblage $K$ , pour différentes colonnes HEA et trois poutres de raideurs croissantes. . . . .	85
5.82	Évolution de la frontière de gouvernance ELS–ELU en fonction de la raideur équivalente $K$ . Les couleurs représentent différentes valeurs de $K$ , de 0 à 50 000 kN·m/rad. . . . .	87
5.83	Situations possibles pour les moments dimensionnants dans les deux nuances - Situation 1 : $M_{235} > M_{460}$ et Situation 2 : $M_{235} < M_{460}$ . . . . .	88
5.84	Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la structure en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où les ELS gouvernent dans la situation articulée sans prise en compte des instabilités. . . . .	90

5.85	Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la structure en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où les ELU gouvernent dans la situation articulée sans prise en compte des instabilités. . . . .	93
5.86	Evolution de $C_1$ et $C_2$ en fonction de $\mu$ pour une poutre soumise à une charge uniformément répartie . . . . .	94
5.87	Evolution du moment critique de déversement selon la raideur équivalente . . . . .	95
5.88	Valeur du moment critique de déversement pour les différentes configurations d'assemblage de la structure de référence lorsque le dimensionnement reste identique à celui du cas rotulé . . . . .	96
5.89	Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la structure en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le déversement des poutres est libre . . . . .	97
5.90	Évolution de la longueur de flambement dans le plan du portique $H_{fl}$ en fonction de la raideur articulaire $S_j$ , pour différentes colonnes HEA. . . . .	98
5.91	Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la structure en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le flambement des colonnes est libre . . . . .	100
5.92	Évolution des membrures dimensionnantes pour différentes raideurs d'assemblage dans la structure complète, comparant la structure en S235 à la structure où les poutres et colonnes sont en S460 dans le cas où le déversement et le flambement des colonnes sont libres . . . . .	102
1	Valeur du coefficient $C_2$ avec une charge répartie et $\mu > 0$ tirée du livre (MARON, 2024)	105
2	Valeur du coefficient $C_1$ avec une charge répartie et $\mu < 0$ tirée du livre (MARON, 2024)	106
3	Valeur du coefficient $C_2$ avec une charge répartie et $\mu < 0$ tirée du livre (MARON, 2024)	106
4	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600 . . . . .	107
5	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Nombre de profilés d'écart dû au passage de membrures individuelles S235 à S460 et S600 . . . . .	107
6	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 et S600 . . . . .	108
7	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents critères de service . . . . .	108
8	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 pour différents critères de service . . . . .	109
9	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de poutres individuelles S235 à S460 pour différents types de poutres . . . . .	109
10	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque des types de poutres différents sont utilisés	110
11	Cas sans instabilité - Variation hauteur - Intérêt économique du passage de colonnes individuelles S235 à S460 pour différents types de colonnes . . . . .	110
12	Cas sans instabilité - Variation longueur - Intérêt économique du passage de la structure S235 à la structure avec poutres et colonnes S460 lorsque différents types de colonnes sont utilisés	110



# Liste des tableaux

3.1	Évolution des nuances d'acier pour les sections laminées à chaud : historique et tendances futures (SAUFNAY, 2024) . . . . .	7
3.2	Propriétés physiques de l'acier à 20°C (CEN, 2022) . . . . .	7
3.3	Catégorisation des aciers selon l'Eurocode (CEN, 2022) . . . . .	8
3.4	Exigences générales de ductilité (SAUFNAY, 2024), (CEN, 2005) et (CEN, 2007) . . . . .	9
3.5	Résistance en section en fonction de la classe de section selon l'Eurocode (CEN, 2022). . . . .	10
3.6	Valeurs du coefficient $\alpha$ pour les courbes de flambement des profilés laminés à chaud selon l'Eurocode (CEN, 2022) . . . . .	13
3.7	Choix de la courbe de flambement selon l'Eurocode (CEN, 2022) . . . . .	13
3.8	Valeurs du coefficient $\alpha_{LT}$ pour les courbes de déversement des profilés laminés à chaud selon l'Eurocode (CEN, 2022) . . . . .	16
3.9	Choix de la courbe de déversement selon l'Eurocode (CEN, 2022) . . . . .	17
4.1	Charges surfaciques typiques retenues . . . . .	22
4.2	Charges linéiques appliquées aux poutres (pour le cas maximal de 8 m de portée transversale) . . . . .	22
4.3	Comparaison des prix relatifs des aciers HSS par rapport au S235 selon (SAUFNAY, 2024) . . . . .	24
5.1	Membre de droite et de gauche de l'inéquation (5.22) pour différents designs - Valeurs en vert si l'inéquation est vérifiée . . . . .	49
5.2	Comparaison des membres de droite de l'inéquation correspond à l'inéquation type (5.22) pour différents designs . . . . .	50

# Bibliographie

- ALECHNAVIČIUS, V., & BÁLINT, J. (2014). *Long span high strength steel trusses* [thèse de doct.].
- BADDOO, N., & CHEN, A. (2020). *High strength steel and execution guide*.
- CEN. (2005). "EN 1993-1-1 : 2005 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (+AC :2009)".
- CEN. (2007). "EN1993-1-12 : 2007 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-12 : Règles additionnelles pour l'utilisation de l'EN 1993 jusqu'à la nuance d'acier S700".
- CEN. (2010). "EN 1993-1-1 ANB : 2010 : Design of steel structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings - National Annex".
- CEN. (2022). FprEN 1993-1-1 : 2022 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- CEN. (2024). "EN 1993 1-5 : 2024 : Eurocode 3 : Design of steel structures-Part 1-5 : Plated structural elements".
- Déformations des éléments de structure - Cours de Structure Fac Archi ULB. (s. d.). <https://www.notionsstructures.be/les-notions/fl%C3%A8che-admissible/comprendre/>
- DELSEMME, H. (2023). *Optimisation des structures de type treillis grâce à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité*.
- DEMONCEAU, J.-F., & CORMAN, A. (2024). "Présentation de l'exercice : Ossature contreventée à noeuds non déplaçables (poutre reconstituée par soudage)".
- DEMONCEAU, J.-F., & JASPART, J.-P. (2023). "Points de théorie : Ossature contreventée à noeuds non déplaçables (poutre reconstituée par soudage)".
- DEMONCEAU, J.-F., ROSSI, B., & VAN LONG, H. (s. d.). *Use of high strength steel tubular columns in structures : Economic study*.
- ENGINEER, S. (2016). *Sections droites - Manuel*.
- GROUPE ARCELOR MITTAL. (s. d.). *Profilés et Aciers Marchands Sections and Merchant Bars Profil- und Stabstahl*. <https://www.arcelormittal.com/sections>

- HECHLER, O., AXMANN, G., & DONNAY, B. (2009). *The right choice of steel - according to the Eurocode*.
- JASPART, J.-P. (2022). *Calcul d'éléments métalliques (Théorie)*.
- JASPART, J.-P., & MAQUOI, R. (2006). *EUROCODE 3 EN 1993 - Exemples d'application au calcul des structures en acier*.
- MARON, P. (2024). *CONSTRUCTION METALLIQUE (Tome 1) : Généralités-Résistance des sections-Instabilités*.
- SAUFNAY, L. (2019). *Intérêt des aciers laminés à haute limite d'élasticité dans le domaine de la construction métallique*.
- SAUFNAY, L. (2024). *High-strength steels and innovative design approaches for sustainable steel structures* [thèse de doct.].
- TIAINEN, T., MELA, K., JOKINEN, T., & HEINISUO, M. (2013). *High strength steel in tubular trusses*.