

## Optimisation des structures de type "treillis" grâce à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité

**Auteur :** Delsemme, Héloïse

**Promoteur(s) :** Demonceau, Jean-Francois; Jaspart, Jean-Pierre

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

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

**Année académique :** 2022-2023

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/17741>

---

### 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.*

---



UNIVERSITÉ DE LIÈGE  
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

TRAVAIL DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU GRADE DE MASTER  
EN INGÉNIEUR CIVIL DES CONSTRUCTIONS

---

# Optimisation des structures de type "treillis" grâce à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité.

---

DELSEMME HÉLOÏSE

## Membres du jury :

Jean-François DEMONCEAU (Uliège)  
Jean-Pierre JASPART (Uliège)  
Laurent DUCHÊNE (Uliège)  
Loris SAUFNAY (Uliège)  
Sébastien SERET (Greisch)

Année académique 2022-2023

# Table des matières

<b>Remerciements</b>	<b>I</b>
<b>Résumé du travail</b>	<b>II</b>
<b>Abstract</b>	<b>III</b>
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2 État d’art</b>	<b>3</b>
2.1 Analyse existante sur l’utilisation des aciers à haute limite d’élasticité dans les structures de type "treillis" . . . . .	3
2.2 Aspect Eurocode/normes produits . . . . .	5
<b>3 Méthodologie</b>	<b>7</b>
3.1 Structure générale . . . . .	7
3.2 Hypothèses et cas d’études . . . . .	8
3.3 Procédure d’optimisation d’un dimensionnement régi par les ELS . . . . .	10
3.4 Procédure d’optimisation des assemblages . . . . .	12
3.4.1 Dispositions constructives . . . . .	13
3.4.2 Excentricité . . . . .	13
3.4.3 Modes de ruine . . . . .	14
3.4.4 Résumé des combinaisons de paramètres étudiés . . . . .	15
<b>4 Étude du cas académique</b>	<b>16</b>
4.1 Présentation de la structure académique . . . . .	16
4.2 Analyse des résultats . . . . .	17
4.2.1 Résultats en termes de résistance en section et de flèche globale . . . . .	18
4.2.2 Impact des assemblages sur les résultats obtenus . . . . .	27
4.3 Étude paramétrique . . . . .	33
4.3.1 Chargement . . . . .	33
4.3.2 Portée . . . . .	36
4.3.3 Hauteur . . . . .	38
4.3.4 Longueur des membrures . . . . .	40
4.3.5 Critère de flèche . . . . .	46
4.4 Conclusion . . . . .	50
<b>5 Étude du cas Greisch</b>	<b>52</b>
5.1 Présentation et analyse de la structure étudiée . . . . .	52
5.2 Hypothèses additionnelles . . . . .	54
5.3 Validation de la méthodologie générale . . . . .	54
5.4 Étude paramétrique . . . . .	59
5.4.1 Critère de flèche . . . . .	59
5.4.2 Chargement . . . . .	60

5.5	Conclusion . . . . .	62
<b>6</b>	<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>63</b>
<b>Annexe A</b>		<b>66</b>
A	Dimensionnement détaillé du cas académique . . . . .	66
A.1	Détermination des efforts internes dans les barres . . . . .	67
A.1.1	Sous le chargement du cas académique . . . . .	67
A.1.2	Sous la charge unitaire . . . . .	69
A.2	Dimensionnement de la résistance en section . . . . .	70
A.2.1	Poids total de la structure . . . . .	75
A.3	Dimensionnement de la résistance en section et vérification de la flèche globale	75
A.3.1	Dimensionnement de la résistance en section . . . . .	75
A.3.2	Vérification de la flèche . . . . .	75
A.3.3	Poids total de la structure . . . . .	76
A.4	Dimensionnement de la résistance en section et des assemblages . . . . .	76
A.4.1	Dimensionnement de la résistance en section . . . . .	77
A.4.2	Dimensionnement de la résistance des assemblages . . . . .	82
A.4.3	Poids total de la structure . . . . .	89
A.5	Dimensionnement de la résistance en section et des assemblages et vérification de la flèche globale . . . . .	90
A.5.1	Dimensionnement de la résistance en section . . . . .	90
A.5.2	Dimensionnement de la résistance des assemblages . . . . .	90
A.5.3	Vérification de la flèche . . . . .	90
A.5.4	Poids total de la structure . . . . .	90
A.6	Analyse des résultats en termes de résistance en section de la membrure supérieure	91
<b>Annexe B</b>		<b>93</b>
B	Critère d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS . . . . .	93
B.1	En termes de résistance en section et de flèche . . . . .	93
B.1.1	Chargement . . . . .	93
B.1.2	Portée . . . . .	94
B.1.3	Hauteur . . . . .	95
B.2	En termes de résistance en section, des assemblages et de flèche . . . . .	97
B.2.1	Chargement . . . . .	97
B.2.2	Portée . . . . .	97
B.2.3	Hauteur . . . . .	98
B.3	Validation de la méthode . . . . .	99
<b>Annexe C</b>		<b>100</b>
C	Étude complète du critère d'optimisation des assemblages . . . . .	100
C.1	Assemblage de type T . . . . .	100
C.1.1	Variation du chargement . . . . .	100
C.1.2	Variation de la portée . . . . .	101
C.2	Assemblage de type KT . . . . .	102
C.2.1	Variation du chargement . . . . .	102
C.2.2	Variation de la portée . . . . .	103
C.3	Assemblage de type K . . . . .	104
C.3.1	Variation du chargement . . . . .	104
C.3.2	Variation de la portée . . . . .	105



<b>Annexe D</b>		<b>107</b>
D	Étude paramétrique . . . . .	107
D.1	Explication des pics présents dans l'étude de la variation de la hauteur . . . . .	107
D.2	Explication de l'impact de la longueur des membrures sur le dimensionnement . . . . .	108
D.3	Critère de flèche . . . . .	110
D.3.1	Chargement . . . . .	110
D.3.2	Portée . . . . .	111
D.3.3	Hauteur . . . . .	112
<b>Annexe E</b>		<b>113</b>
E	Étude du cas Greisch . . . . .	113
E.1	Descente de charge . . . . .	113
E.2	Détermination des efforts internes dans les barres GREISCH . . . . .	118
E.3	Dimensionnement de la structure treillis . . . . .	118
E.3.1	Dimensionnement de la résistance en section . . . . .	119
E.3.2	Dimensionnement de la résistance des assemblages . . . . .	126
E.3.3	Vérification de la flèche . . . . .	131
E.3.4	Validation du critère d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS . . . . .	132

# Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers mes promoteurs, Mr. Jean-François Demonceau et Mr. Jean-Pierre Jaspart, pour leur supervision et leur expertise tout au long de ce travail. Leur accompagnement a été précieux.

Je souhaite également remercier Mr. Loris Saufnay pour son soutien, sa disponibilité et ses conseils inestimables qui m'ont aidé à traverser les différentes étapes de ce mémoire.

Ensuite, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers Mr. Sébastien Seret du BUREAU D'ÉTUDES GREISCH pour le temps qu'il m'a accordé et ses réponses à mes questions. Sa contribution a été précieuse pour mon travail.

Je tiens également à remercier Mr. Laurent Duchêne, membre du jury, pour avoir consacré du temps à la lecture de ce travail.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers mes proches, en particulier mes parents, pour leur soutien inconditionnel tout au long de ce travail et de mes études universitaires. Leur soutien a été d'une importance capitale.

Big kiss à mon frère François, le tandem fait la force.

# Résumé du travail

L'étude a pour objectif de déterminer l'intérêt technique des aciers à haute limite d'élasticité ( $f_y \geq 460$  [MPa]) par rapport à la nuance standard S355 dans les structures de type "treillis". Il s'agit d'identifier les domaines d'utilisation dans lesquels ces aciers présentent des avantages.

Le dimensionnement de chaque élément du treillis, pris séparément et à chargement identique, permet en utilisant les aciers à haute limite d'élasticité d'en réduire la section, présentant un intérêt technique notable. Cependant, lorsque la structure est considérée dans son ensemble, certains critères de dimensionnement diminuent significativement l'intérêt des aciers à haute limite d'élasticité.

Cette étude se concentre en particulier sur l'analyse des structures de type "treillis". Elles sont fréquemment utilisées pour de longues portées, un treillis de grande taille composé d'éléments minces offre à la fois la résistance et la rigidité nécessaires.

L'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité permettrait de réduire de manière notable la quantité d'acier qui n'est pas nécessaire pour supporter le chargement aux états limites ultime. Toutefois, il convient de noter que les structures de grande portée présentent un inconvénient majeur : leur dimensionnement est principalement régi par les états limites de service, indépendant de la limite d'élasticité du matériau.

Afin de déterminer les domaines d'intérêt technique des aciers à haute limite d'élasticité pour les structures de type "treillis", deux structures sont abordées : un cas académique et le cas concret d'une structure conçue par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH.

# Abstract

The study aims to determine the technical advantages of high-yield strength steels ( $f_y \geq 460$  [MPa]) compared to the standard grade S355 in "truss" structures. It aims to identify the areas of application where these steels offer benefits.

By using high-yield strength steels, it is possible to reduce the section of each truss element while maintaining the same load capacity. This reduction in section size is technically advantageous. However, when considering the entire structure as a whole, certain design criteria significantly decrease the advantages of high-yield strength steels.

This study specifically focuses on the analysis of "truss" structures, which are commonly used for long spans. A large truss composed of thin elements provides both the necessary strength and rigidity. The use of high-yield strength steels would notably reduce the amount of steel that is not required to support the ultimate limit state loading. However, it should be noted that long-span structures have a major drawback : their design is primarily governed by the serviceability limit states, independent of the material's yield strength.

To determine the areas of technical interest for high-yield strength steels in "truss" structures, two cases are considered : an academic case and a real case of a structure designed by the GREISCH ENGINEERING OFFICE.

# Chapitre 1

## Introduction

Les techniques modernes de production d'acier permettent de fabriquer des aciers à haute limite d'élasticité (HSS). Ces dernières années, de nouvelles limites d'élasticité ont pris place sur le marché. Alors que l'acier S235 était considéré comme la norme il y a vingt ans, c'est désormais l'acier S355 qui est largement utilisé. Il est fort probable que de nouvelles nuances soient introduites à l'avenir.

Les HSS sont couramment utilisés dans des applications où la réduction du poids permet de réaliser des économies significatives en termes d'émissions et de consommation d'énergie, notamment dans l'industrie automobile ([9] et [10]).

Leur utilisation dans le secteur de la construction est plus complexe. En effet, l'utilisation de nuances d'acier plus élevées entraîne des coûts plus élevés ainsi que des structures plus élancées. Plusieurs phénomènes tels que instabilités, fatigue et critère de flèche, limitent l'intérêt de leur utilisation. L'hésitation des ingénieurs à les adopter est principalement due au manque d'informations sur les domaines d'utilisation présentant un intérêt.

Dans le cadre de ce travail, ce sont les structures de type "treillis", couramment utilisées pour des portées longues, qui sont étudiées. Un treillis de grande taille utilisant des éléments minces offre à la fois la résistance et la rigidité nécessaires [9]. L'utilisation de HSS permettrait ainsi de réduire la quantité d'acier qui n'est pas nécessaire pour supporter les charges aux états limites ultimes.

Cependant, l'inconvénient de ces structures est que, pour des portées longues, les états limites de service sont généralement déterminants.

L'objectif de cette étude est d'examiner de manière globale l'intérêt technique des aciers à haute limite d'élasticité (HSS) pour les structures de type "treillis" afin d'identifier les domaines dans lesquels l'utilisation de ces aciers est avantageuse. Deux structures sont abordées : un cas académique et le cas concret d'une structure conçue par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH.

Des recherches préalables ont déjà été menées sur le sujet des aciers à haute limite d'élasticité dans le domaine de la construction métallique, notamment par M. Saufnay à l'Université de Liège [18]. Cette dernière constitue le point de départ de ce travail.

L'approche choisie consiste en l'implémentation de routines MATLAB pour mener des études comparatives entre différentes nuances d'acier, afin de déterminer les domaines où l'utilisation des HSS présente un intérêt particulier. Dans cette étude, les HSS sont définis comme les aciers dont la limite d'élasticité est supérieure à 355 [MPa].

La structure de la suite de ce travail est articulée comme suit :

- l' "**État de l'art**" présente les études existantes sur le sujet, ainsi que les aspects des normes européennes et des normes produits ;

- la "**Méthodologie**" développe diverses informations importantes pour aider à la compréhension de ce travail. Elle reprend les différentes hypothèses appliquées, le domaine d'étude abordé et les procédures d'optimisation utilisées pour les assemblages et le critère de flèche ;
- l' "**Étude du cas académique**" est divisée en deux parties : la première présente les étapes nécessaires pour étudier la structure dans son ensemble, tandis que la deuxième examine spécifiquement le domaine d'intérêt technique des HSS pour la structure globale ;
- l' "**Étude du cas GREISCH**" applique les développements du cas académique au cas concret, permettant ainsi d'analyser les domaines d'intérêt technique ;
- les "**Conclusions et perspectives**" présentent les principales conclusions tirées tout au long du travail, ainsi que des perspectives pour de futurs travaux ;
- les "**Annexes**" fournissent des informations et détails techniques complémentaires.

# Chapitre 2

## État d'art

### 2.1 Analyse existante sur l'utilisation des aciers à haute limite d'élasticité dans les structures de type "treillis"

Plusieurs études ont été réalisées afin d'évaluer l'intérêt des aciers à haute limite d'élasticité (HSS) dans les structures de type treillis.

Une des études, menée à l'Université de technologie de Luleå [9], avait pour objectif d'examiner les aspects techniques, économiques et environnementaux des HSS dans deux types de treillis soumis à un chargement spécifique. Le premier treillis était composé d'éléments à section creuse (CHS), tandis que le deuxième treillis était construit à partir de sections transversales polygonales assemblées. Pour évaluer l'intérêt des HSS, trois nuances d'acier ont été comparées : S355, S500 et S650.

Les analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel de simulation par éléments finis "ABAQUS" et le dimensionnement a été effectué conformément aux normes Eurocodes [5] et [8].

Lors de la détermination du coût approximatif des treillis, plusieurs paramètres ont été pris en compte, tels que le coût des matériaux, du grenaillage, du sciage, de la peinture, du transport et de l'installation.

En ce qui concerne les aspects environnementaux, l'étude a considéré divers paramètres, notamment la production d'acier, la peinture et le transport des éléments. Il convient de noter également que seule l'empreinte carbone a été prise en compte, et que les autres gaz à effet de serre ont été négligés.

Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes [9] :

- du point de vue technique, les deux types de treillis présentent des avantages. En utilisant des HSS, des sections plus petites peuvent être utilisées pour supporter une charge similaire. En général, les treillis formés avec des polygones assemblés présentent un poids plus avantageux. Ces polygones permettent une réduction de poids d'environ 25 % par rapport aux treillis avec des éléments CHS pour la même nuance d'acier (S355). L'intérêt des HSS est plus prononcé lors de l'utilisation de CHS. Le passage de la nuance S355 à la nuance S650 permet un gain de poids de 33 % pour les CHS, contre 25 % pour les polygones assemblés ;
- sur le plan économique, des gains sont également observés. La réduction de la quantité de matière nécessaire entraîne une diminution des coûts associés. De plus, le passage de la nuance S355 à la nuance S650 permet une réduction des coûts globaux de 29 % pour les structures en CHS et de 19,8 % pour les structures en polygones assemblés ;
- du point de vue environnemental, des conclusions similaires sont tirées. La réduction de poids des structures entraîne une diminution de l'empreinte carbone lors de la production, de la peinture et du transport. En fin de compte, un gain de 28 % et 16 % est obtenu respectivement pour les

deux types de structures (CHS et polygones assemblés) lors du passage de la nuance S355 à la nuance S650.

D'autres études ([21] et [19]) expriment les mêmes conclusions concernant l'intérêt technique et économique de l'utilisation des HSS.

L'article "High strength steel in tubular trusses" [21] étudie deux types de structure treillis présentant ou non des montants verticaux. Ces treillis sont de type Warren symétriques soudés avec espacement et sont soumis à une charge uniforme verticale. L'étude est réalisée avec deux chargements différents et se limite aux cas planaires. Les profils étudiés sont des sections creuses carrées (SHS) avec différentes nuances d'acier : S355, S500 et S700.

Les résultats de cette étude mettent en évidence un intérêt technique et économique. En particulier, la structure sans montant et de nuance d'acier S700, pour le chargement le plus important, présente une réduction des coûts de 20 %.

Ensuite, une étude portant sur l'intérêt des HSS dans un treillis est réalisée par Ruukki [19]. Ce treillis d'une longueur de 30 mètres est étudié en utilisant différentes nuances d'acier. Il peut être hybride ou non. Le prix relatif des différentes nuances est présenté dans la Figure 2.1. Les résultats de l'étude sont affichés dans la Figure 2.2.

L'étude met en évidence un gain de poids plus important lorsque des nuances d'acier plus élevées sont utilisées. Une réduction des coûts est également soulignée, exceptée pour la nuance S700. Malgré le gain de poids significatif obtenu, celui-ci n'est pas suffisant pour compenser le prix plus élevé de cette nuance.

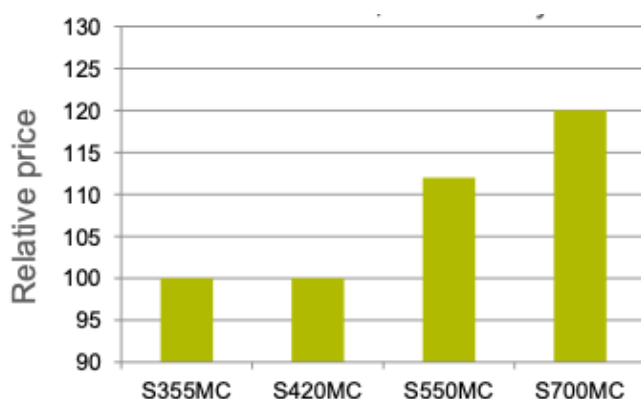


FIGURE 2.1 – Prix pour différentes nuances d'acier [19]

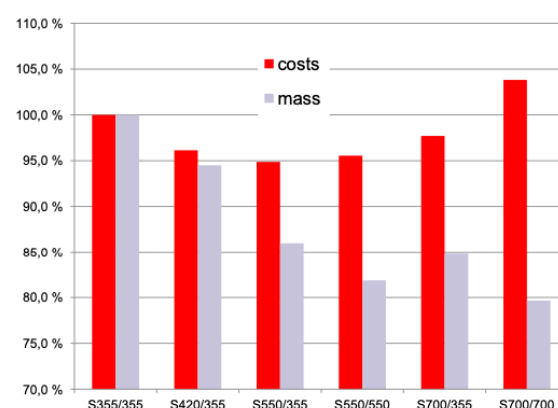


FIGURE 2.2 – Coût et poids relatif pour différentes nuances d'acier [19]

Le Friends Arena, qui est le deuxième plus grand stade couvert d'Europe, offre un exemple concret d'application des HSS [13]. Dans la conception du treillis du toit soutenant le toit rétractable, différentes nuances d'acier HSS, contenant notamment du molybdène, ont été utilisées. L'ajout de cet élément chimique a permis d'augmenter la résistance de l'acier sans compromettre sa soudabilité et sa ductilité.

Le poids total de la structure treillis du toit du Friends Arena s'élève à 3 000 tonnes, dont environ un tiers est attribué aux éléments fabriqués avec les nuances S460, S690 et S900. Au vu de la taille du stade, le toit reste remarquablement léger.

En termes de résultats, par rapport à une construction utilisant uniquement de l'acier standard S355 [13], l'utilisation partielle des HSS dans la construction de ce stade a permis de réaliser :

- une réduction technique de 13 % ;



- une réduction du coût de 15 % ;
- une réduction environnementale de 17 %.



FIGURE 2.3 – Stade Friends Arena [13]

## 2.2 Aspect Eurocode/normes produits

Selon la référence [15], les sections creuses structurales, telles que les "Circular Hollow Section (CHS)" et les "Rectangular Hollow Section (RHS)", sont des éléments modernes et polyvalents utilisés dans les structures en acier. Elles offrent une solution légère et économique, tout en étant respectueuses de l'environnement grâce à leur facilité de recyclage et de réutilisation.

Leur forme simplifiée et leurs excellentes propriétés de résistance en font un choix idéal pour concevoir des structures légères et rigides. Elles présentent une rigidité élevée en torsion et en flexion dans toutes les directions.

Dans les sections creuses, des normes produits différentes sont appliquées, que ces sections soient formées à froid ou à chaud.

La norme EN 10219 est appliquée aux sections creuses de type CHS, RHS, etc., qui sont soudées et formées à froid sans traitement thermique ultérieur. Elle est composée de deux parties : la partie 1 [3] spécifie les conditions techniques de livraison, tandis que la partie 2 [4] concerne les tolérances, les dimensions et les propriétés des sections.

La norme EN 10210 est utilisée pour les sections creuses formées à chaud, avec ou sans traitement thermique ultérieur. Elle est également divisée en deux parties : EN 10210-1 [1] et EN 10210-2 [2].

Les produits conformes à ces normes sont largement utilisés dans diverses applications de construction et mécaniques.

Actuellement, les deux normes produits ne permettent pas toutes deux d'utiliser des HSS ([1], [3] et [20]). La norme pour les profilés formés à froid [3] autorise des nuances allant jusqu'à S700. Il est, en effet, possible de produire des plats jusqu'à la nuance S700MC, qui est un acier à haute résistance de qualité supérieure appartenant à la classe des aciers micro-alliés à grains fins. En revanche, la norme pour les profilés formés à chaud [1] limite les nuances à S460.

Selon l'Eurocode 3 partie 1-1 [5] et la partie 1-8 [8], qui est la norme actuelle, les nuances d'acier autorisées vont de S235 à S460. Toutefois, en utilisant la norme EN 1993-1-12 [7], qui est un complément à l'Eurocode 3 ([5] et [8]), il est possible d'utiliser des nuances d'acier allant jusqu'à S700. Cette norme complémentaire offre des règles supplémentaires pour les nuances d'acier de plus haute résistance, ce

qui permet d'offrir une plus grande variété de nuances d'acier pour la conception des structures conformément aux exigences de cette norme.

À l'avenir, il sera envisageable de couvrir des nuances d'acier de plus en plus élevées. Comme le souligne la publication "High strength steel design and execution guide" [10], une nouvelle partie de l'EN 10210 et de l'EN 10219 devrait être publiée prochainement. Cette nouvelle partie permettra de couvrir les aciers de résistance supérieure à S460 et ce, jusqu'à S960. De plus, dans les versions futures de l'Eurocode 3 partie 1-1 [16] et partie 1-8 [17], il sera déjà possible d'utiliser des nuances jusqu'à S700. La partie 1-12 de ce même Eurocode permettra d'étendre la gamme de nuances jusqu'à S960. Les Tables 2.1 et 2.2 ci-dessous fournissent un aperçu synthétique des différentes nuances d'acier couvertes respectivement par la version actuelle et la future version des normes.

L'étude de l'intérêt des aciers à haute limite d'élasticité dans la construction métallique revêt une importance cruciale, c'est pourquoi des nuances qui vont au-delà sont considérées dans ce travail.

	EN 1993-1-1 [5]	EN 1993-1-8 [8]	EN 1993-1-12 [7]	EN 10210 [1] [2]	EN 10219 [3] [4]
S235	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
S460	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
S700	Non	Non	Oui	Non	Oui
S960	Non	Non	Non	Non	Non

TABLE 2.1 – Résumé des nuances d'acier couvertes par les normes actuelles

	prEN 1993-1-1 [16]	prEN 1993-1-8 [17]	prEN 1993-1-12	Future EN 10210	Future EN 10219
S235	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
S460	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
S700	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
S960	Non	Non	Oui	Oui	Oui

TABLE 2.2 – Résumé des nuances d'acier couvertes par les versions futures des normes [10]

# Chapitre 3

## Méthodologie

### 3.1 Structure générale

Premièrement, l'étude va être dirigée vers l'analyse d'une structure de type treillis académique, c'est à dire un treillis classique dont les différentes dimensions ainsi que le cas de chargement sont connus. Il est question de caractériser les domaines pour lesquels les HSS ont un intérêt technique par rapport à la nuance standard. À cette fin, divers paramètres sont étudiés tout en gardant les autres fixes. Ces paramètres sont : le chargement, la portée, la hauteur, la longueur des membrures et le critère de flèche.

L'analyse du cas académique est divisée en deux parties. La première se focalise sur la résistance des éléments et sur le déplacement global de la structure. La deuxième partie, quant à elle, inclut l'étude des assemblages. Cette manière de procéder permet de faciliter la compréhension sur les critères d'assemblage qui pourraient être pénalisants ou non en terme d'intérêt pour les HSS.

Des études analytiques et numériques sont entreprises dans le but d'évaluer l'intérêt technique des HSS. Les codes, qui sont implémentés dans MATLAB, présentent les structures générales suivantes :

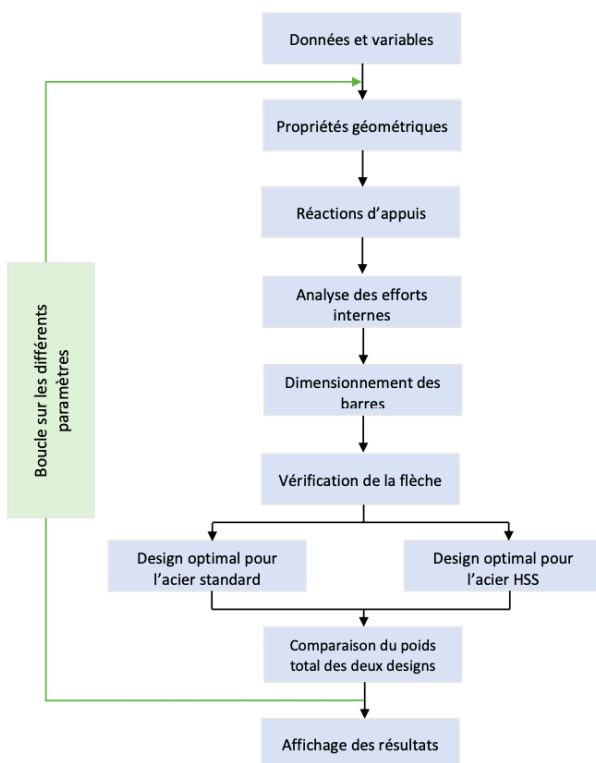


FIGURE 3.1 – Organigramme général du code sans assemblage

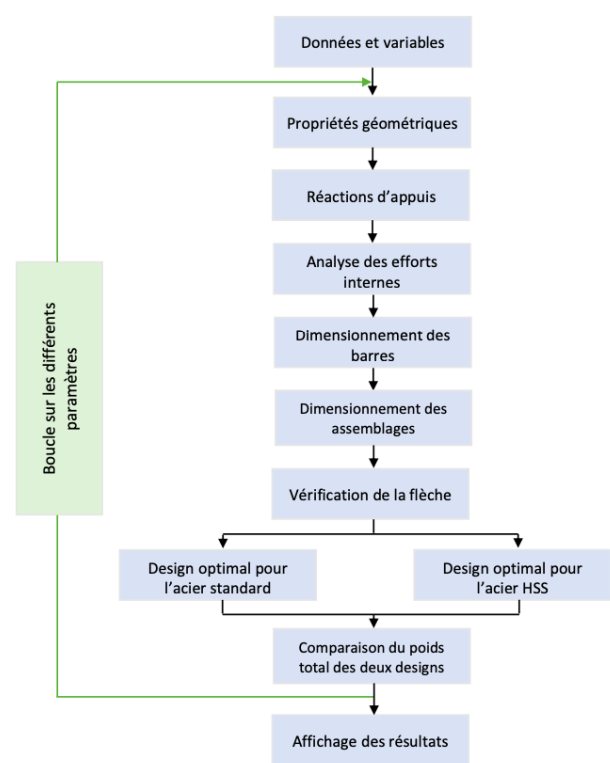


FIGURE 3.2 – Organigramme général du code avec assemblage

Les deux parties présentent une structure similaire : pour chaque étude, le design optimal de la structure globale pour la nuance HSS et celui pour la nuance standard sont établis. Par la suite, à partir de ces designs, les poids globaux de la structure sont calculés et une comparaison de ceux-ci est réalisée afin de déterminer si l'utilisation des HSS est justifiée ou non. Pour finir, les résultats sont illustrés et une analyse est effectuée afin d'établir les domaines d'intérêts techniques.

Deuxièmement, l'attention est portée sur l'analyse d'un cas concret spécifique : une structure de type treillis existante conçue par le BUREAU D'ÉTUDE GREISCH. Dans cette étude il est également question de déterminer le domaine d'intérêt des HSS. Pour ce faire, la méthodologie développée pour le cas académique est appliquée.

Il convient de préciser que la portée de ces études se limite aux profilés tubulaires creux type CHS formés à froid. Ces profilés sont issus de la norme produit NBN EN 10219-2 [4]. De plus, les différents critères de design sont issus de la future version de l'Eurocode 3 partie 1-1 [16] et partie 1-8 [17] pour ce qui concerne respectivement les dimensionnements généraux et le dimensionnement des assemblages. Dans le cadre de ce travail, c'est la future version de l'Eurocode 3 qui est appliquée malgré qu'elle ne soit pas encore publiée, car elle offre un domaine plus élargi pour les HSS.

Il est à noter que tous les codes mis en œuvre ont été vérifiés manuellement et les résultats de ces vérifications sont décrits en détail dans l'Annexe A.

## 3.2 Hypothèses et cas d'études

La première partie de cette section expose les hypothèses appliquées tout au long de ce travail. La seconde partie présente les intervalles des différents paramètres étudiés.

### Hypothèses

Les hypothèses prises en compte sont les suivantes :

- la structure de type "treillis" est bi-appuyée, représentée à la Figure 3.3 ;

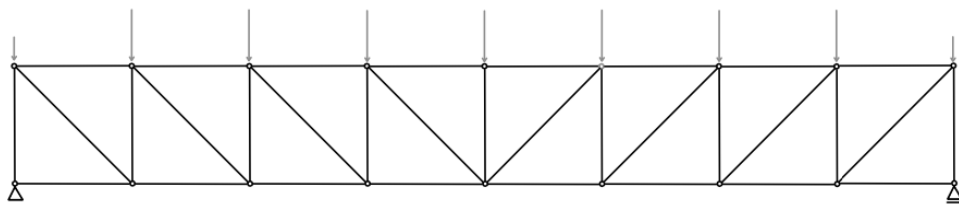


FIGURE 3.3 – Schéma du treillis

- tous les éléments de la structure sont constitués de profilés tubulaires creux de type CHS formés à froid, conformes aux normes produits NBN EN 10219-2 [4] ;
- la structure ne présente pas d'instabilité hors plan d'ensemble due à un effet diaphragme. Le treillis est maintenu à chaque nœud ;
- le chargement est constitué uniquement de charges ponctuelles appliquées aux nœuds du treillis ;
- le treillis est considéré comme un treillis "idéal", dont les nœuds sont des articulations et dont les efforts sont transmis sans excentricité aux autres nœuds.

En réalité, selon l'Eurocode 3 partie 1-8 [17], des moments peuvent se produire si les axes longitudinaux des barres ne se croisent pas parfaitement en chaque nœud et ne sont pas dans le

même plan. En cas d'excentricités importantes, ces moments doivent être répartis entre certaines barres ou parfois entre toutes les barres. Cependant, si les axes longitudinaux des barres sont parfaitement concourants et dans le même plan, aucun moment n'a besoin d'être pris en compte ;

- le coefficient de longueur de flambement pour les instabilités de flambement des profils tubulaires creux peut être considéré, tel que spécifié dans la référence [6], comme égal à 0.9 dans le plan et égal à 1 hors du plan ;
- les assemblages de profils creux utilisés sont des assemblages avec espacement. Pour assurer une soudure satisfaisante ([17]), l'espacement entre les barres  $g$  ne doit pas être inférieur à la somme des épaisseurs des barres  $t_1 + t_3$  (voir Figure 3.4). Le dimensionnement le plus optimal est obtenu lorsque cet espacement  $g$  équivaut à la somme de l'épaisseur de la diagonale et du montant ;

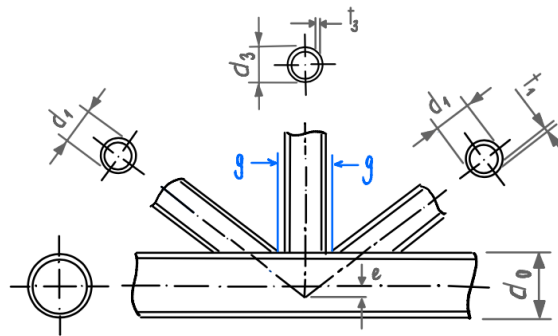


FIGURE 3.4 – Schéma descriptif d'un assemblage [17]

- au moment de concevoir les assemblages, seules les membrures du treillis sont ajustées pour obtenir la solution la plus optimale possible, comme expliqué plus en détail dans la Section 4.2.2 ;
- si le déplacement global de la structure ne respecte pas le critère de flèche, il s'agit de sélectionner un élément de la structure dont la section est augmentée. Le choix de cet élément est basé sur un critère d'optimisation présenté dans les Sections 3.3 et 4.2.1.

### Détermination des intervalles des différents paramètres étudiés

Pour caractériser les domaines d'intérêt technique des HSS par rapport aux nuances standard, il est nécessaire de définir l'intervalle d'étude des différents paramètres.

Les intervalles étudiés dans le cadre de ce travail sont :

- pour le chargement :  $q_{els} \in [1, 1\ 500]$  [kN] ;
- pour la portée :  $L \in [6, 48]$  [m] ;
- pour la hauteur qui est indirectement lié à l'inclinaison de la diagonale par rapport aux membrures :  $\theta \in [30, 60]$  ° ;
- pour la longueur des membrures :  $l = 3 - 4 - 6$  [m] ;
- pour le critère de flèche :  $L/200 - L/300 - L/400 - L/500$  [m].

La plupart des intervalles ont été définis en fonction des profils disponibles dans le catalogue [4].

La charge maximale appliquée correspond à la limite supérieure de charge que peut supporter la structure avec les profils sélectionnés dans le catalogue.

Pour la portée, étant donné que la structure est symétrique et de travée fixe égale à 3 [m], la limite inférieure est fixée à la portée minimale possible pour le cas académique. La limite supérieure, quant à elle, est fixée à une portée maximale inférieure à celle que les profilés du catalogue peuvent couvrir. Cette réduction de portée est effectuée afin d'analyser les domaines d'intérêts des HSS. Au-delà de cette valeur, le dimensionnement est gouverné par les états limites de service (ELS) et aucun intérêt particulier n'est observé pour l'analyse des HSS.

La limite supérieure de la hauteur étudiée en terme de variation d'inclinaison de la diagonale par rapport aux membrures est également liée aux profilés repris dans le catalogue. En revanche, la limite inférieure de cette hauteur est déterminée par une disposition constructive [17] que doivent respecter les assemblages.

Étant donné que la structure est symétrique et que la portée de 24 [m] reste fixe lors de la variation de la longueur des membrures, un nombre limité de longueurs est étudié. En effet, seules trois de ces longueurs semblent être les plus cohérentes dans ce contexte.

La flèche étudiée se limite à  $L/500$ . À partir de cette valeur, le critère de flèche devient très pénalisant et conduit à un dimensionnement gouverné par les ELS quelle que soit la nuance. Ce type dimensionnement étant indépendant de la nuance d'acier, il n'existe aucun domaine d'intérêt technique possible pour les HSS.

### 3.3 Procédure d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS

Une fois le dimensionnement du treillis vérifié aux états limites ultimes (ELU), mais pas aux états limites de service (ELS), l'un des éléments (montants, diagonales, membrures supérieures et membrures inférieures) du treillis doit être incrémenté. La difficulté réside dans la détermination de l'élément<sup>1</sup>, parmi les quatre cités ci-dessus, à incrémenter. Cette sous-section vise à définir un critère d'optimisation numérique permettant de fournir un dimensionnement qui correspond à un design proche de l'optimum en termes de poids.

Le critère d'optimisation se divise en deux étapes distinctes. La première étape consiste à évaluer la contribution de chacun des quatre éléments en termes de déplacement dans l'équation de la flèche (3.1). La deuxième étape consiste, quant à elle, à effectuer une analyse en termes de poids.

Le déplacement global de la structure est calculé en utilisant le théorème de la force unité, tel qu'enseigné dans le cours d'analyse des structures 1 du professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12]. Mathématiquement, ce théorème se traduit par :

$$\delta_v = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{N_i \cdot N_{1,i}}{E \cdot A_i} \cdot L_i \quad (3.1)$$

où :

- $n_b$  est le nombre de barres ;
- $L_i$  représente la longueur de la barre  $i$  ;
- $N_i$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet des sollicitations extérieures ;
- $N_{1,i}$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet d'une sollicitation verticale unitaire ;
- $E \cdot A_i$  est l'extensibilité axiale de la barre  $i$ .

---

1. Il est à noter que la notion d' "élément" est à considérer comme l'ensemble des éléments du même type de la structure globale

La structure possède un module de Young identique pour tous les éléments mais une longueur et une section propre pour chaque type d'éléments. En conséquence, le déplacement global  $\delta_v$  peut être décomposé en quatre sous-groupes en fonction des éléments tel que :

$$\delta_v = \delta_{v,memb.sup} + \delta_{v,memb.inf} + \delta_{v,montant} + \delta_{v,diagonale} \quad (3.2)$$

La procédure d'optimisation du dimensionnement, développée ci-dessous, suit la structure suivante :

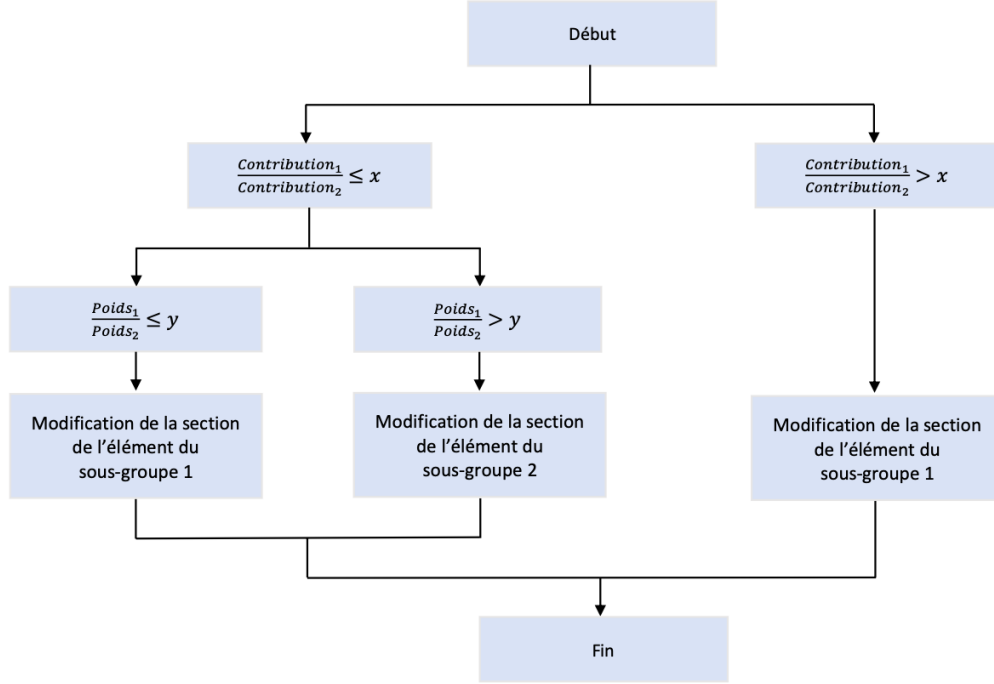


FIGURE 3.5 – Organigramme général de la procédure d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS

La première étape consiste à calculer la contribution de chaque sous-groupe en termes de déplacement. Cette contribution se définit comme le rapport entre le déplacement d'un sous-groupe  $\delta_{v,...}$  par le déplacement total  $\delta_v$  et est exprimée en pourcent.

Bien qu'il soit évident que ce soit la section de l'élément du sous-groupe ayant la plus grande contribution qui devrait être augmentée, la garantie d'un poids optimal n'est pas acquise, c'est pourquoi une analyse est effectuée avec les deux contributions les plus élevées.

Le principe se base sur la comparaison de ces deux contributions et d'un premier ordre de grandeur. Cet ordre de grandeur  $x$  représente la première inconnue à déterminer pour obtenir le design optimal.

$$\frac{Contribution_1}{Contribution_2} \stackrel{?}{\leq} x \quad (3.3)$$

où :

- $Contribution_1$  est le rapport  $\delta_{v,...}/\delta_v$  le plus élevé ;
- $Contribution_2$  correspond au deuxième rapport le plus élevé ;
- $x$  est le premier ordre de grandeur à déterminer. Il varie de 1 à 2 avec un pas de discrétisation de 0.05.

Pour chaque valeur de  $x$ , une deuxième étape est effectuée (ordre de grandeur  $y$ ) si et seulement si le rapport des contributions 1 et 2 est inférieur ou égal à  $x$ . Cela signifie que la différence des

deux contributions est faible et que, dès lors, il peut être intéressant de prendre en considération une éventuelle modification de la section de l'élément du deuxième sous-groupe.

Si au contraire, le rapport des contributions est supérieur à  $x$ , cela signifie que la différence entre les deux contributions est trop importante pour justifier l'analyse de la deuxième étape et donc, la modification porte sur la section de l'élément du premier sous-groupe.

La deuxième étape consiste en la comparaison du rapport des poids des deux sous-groupes (dont les contributions sont les plus importantes) et du deuxième ordre de grandeur  $y$ . La particularité de cette étape réside dans les valeurs de poids considérées. En effet, l'objectif de ce critère est de fournir un design proche de l'optimum en terme de poids. Les poids ainsi considérés sont ceux que les deux sous-groupes auraient si ceux-ci étaient modifiés.

$$\frac{Poids_1}{Poids_2} \stackrel{?}{\leq} y \quad (3.4)$$

où :

- $Poids_1$  et  $Poids_2$  sont associés respectivement au poids de l'élément du sous-groupe 1 et de l'élément du sous-groupe 2 ;
- $y$  est le second ordre de grandeur à déterminer. Il varie de 1 à 2 avec un pas de discrétisation de 0.05.

Si le rapport des poids 1 et 2 est inférieur ou égal à  $y$ , la section de l'élément du sous-groupe 1 est modifiée. À l'inverse, lorsque ce rapport est supérieur, c'est la section de l'élément du sous-groupe 2 qui est modifiée.

Afin de définir un critère d'optimisation pour obtenir un design optimal, les deux ordres de grandeur  $x$  et  $y$  feront l'objet d'une analyse détaillée dans la Section 4.2.1.

### 3.4 Procédure d'optimisation des assemblages

Afin d'optimiser les critères d'assemblage, il est important de comprendre comment les assemblages sont pris en compte.

Les informations relatives au dimensionnement des assemblages sont issues du chapitre 9 de la future version de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17].

La procédure de prise en compte des assemblages, présentée ci-dessous, suit la structure suivante :

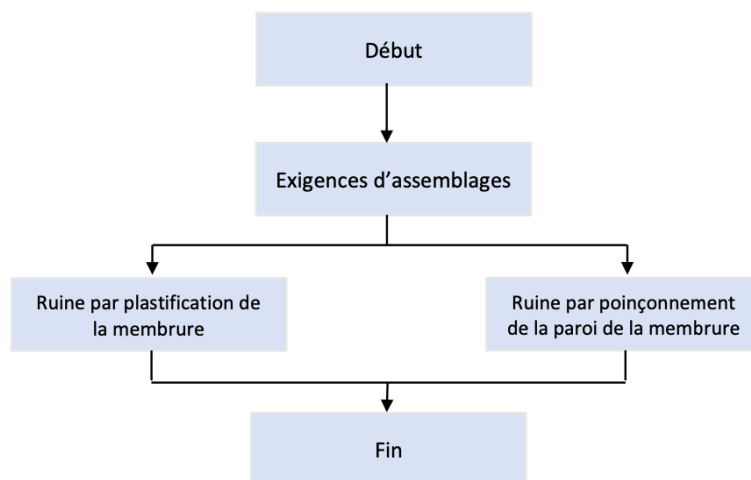


FIGURE 3.6 – Organigramme des étapes à effectuer pour prise en compte les assemblages



### 3.4.1 Dispositions constructives

La première étape est liée aux dispositions constructives (ou exigences) d'assemblage. Celles-ci correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris et sont présentées à la Table ci-dessous :

Requirements for joints			
Width ratio	Angles	Gap size	Depth ratio
$0,2 \leq \beta \leq 1,0^a$	$\theta_i \geq 30^\circ^b$ $60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$	$g \geq t_1 + t_2$ $g_t \geq 2t_1$ and $g_t \geq 2t_2$	$0,6 \leq \eta = h_1/d_0 \leq 2,5^c$
Requirements for members (wall thickness $t \geq 1,5$ mm)			
Chord	T-, Y-, K- and N-joint configurations: $d_0/t_0 \leq 50$ X-joint configuration: $d_0/t_0 \leq 40$ Requirements for open chord ends see 9.3(7).		
CHS braces	$d_i/t_i \leq 50$		
RHS braces	$b_i/t_i \leq 35$ and $h_i/t_i \leq 35$		
NOTE For members in compression, the cross-section should be Class 1 or 2.			
<sup>a</sup> For joint configurations with transverse plates $\beta \geq 0,25$ .			
<sup>b</sup> Joints with angles $\theta_i < 30^\circ$ , see 9.3(3).			
<sup>c</sup> For joint configurations with longitudinal plates $0,6 \leq \eta \leq 4$ .			

TABLE 3.1 – Exigences d'assemblages pour les nœuds soudés avec barres de treillis en CHS, RHS, I ou H et membrures en CHS [17]

où :

- la valeur du rapport de largeur  $\beta$  est propre à chaque configuration d'assemblage. Il dépend du diamètre des montants, des diagonales et des membrures ;
- une hypothèse de dimensionnement est formulée pour l'espacement  $g$  : la valeur optimale est obtenue en considérant la plus petite distance possible entre les deux éléments, soit  $g = t_1 + t_2$  (avec  $t_1$  et  $t_2$ , les épaisseurs de la diagonale et du montant) ;
- la vérification de "Depth ratio  $\eta$ " s'effectue en présence de plats. Dans le cas présent, les barres de treillis étant des CHS, elle peut être ignorée.

Les dispositions constructives dépendent à la fois des dimensions des membrures, des diagonales et des montants, tel que repris dans la Table 3.1. Pour les assemblages de type KT ou K (voir respectivement les Figures 4.4 et 4.5), le coefficient  $\beta$  dépend des trois éléments constituant le treillis. Si la valeur de  $\beta$  est supérieure à 0.2, il n'y a pas de choix possible, seul le diamètre de la membrure  $d_0$  peut être augmenté. Par contre si  $\beta$  est inférieur à 0.2, le diamètre du montant ou de la diagonale peut être augmenté.

Pour les assemblages K et KT, la variation de  $\beta$  est le premier paramètre étudié pour déterminer le design optimal.

### 3.4.2 Excentricité

Un autre point crucial à prendre en compte pour les exigences d'assemblage est l'excentricité  $e$  telle que définie dans la Figure 3.7 :

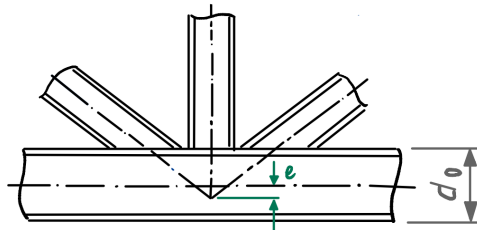


FIGURE 3.7 – Excentricité des assemblages [17]

L'excentricité peut générer des moments si elle n'est pas contenue dans des limites spécifiques. L'hypothèse d'un treillis dont les nœuds sont des articulations n'est valable que si l'excentricité se situe dans les limites suivantes [17] :

$$-0.55d_0 \leq e \leq 0.25d_0 \quad (3.5)$$

### 3.4.3 Modes de ruine

Lorsque les assemblages de profilés CHS respectent les exigences mentionnés à la Table 3.1, seuls deux modes de ruine sont pris en compte [17] :

- ruine par plastification de la membrure ;
- ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure.

La résistance de calcul de l'assemblage est déterminée par la valeur minimale entre les deux modes de ruine mentionnés ci-dessus. Étant donné que les assemblages de treillis peuvent avoir différentes configurations (T, KT et K), plusieurs résistances axiales sont possibles :

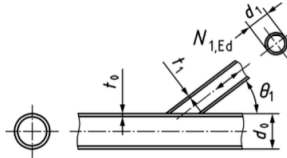
T- and Y-joint configurations	
	<b>Chord plastification</b>
	$N_{1,Rd} = \frac{C_f \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2,6 + 17,7\beta^2) \gamma^{0,2} Q_f}{\gamma_{M5}}$
	<b>Chord punching shear should be checked if <math>d_1 \leq d_0 - 2t_0</math></b> $N_{1,Rd} = \frac{C_f \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}}{\gamma_{M5}}$

TABLE 3.2 – Résistance axiale des assemblages soudés de type T [17]

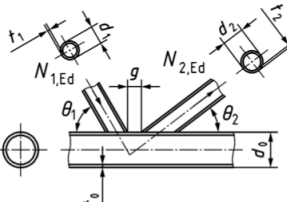
K- and N-joint with gap configurations ( $i = 1$ or $2$ )	
	<b>Chord plastification</b>
	$N_{1,Rd} = \frac{C_f \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (1,65 + 13,2\beta^{1,6}) \gamma^{0,3} \left[ 1 + \frac{1}{1,2 + (g/t_0)^{0,8}} \right] Q_f}{\gamma_{M5}}$
	$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
	<b>Chord punching shear should be checked if <math>d_i \leq d_0 - 2t_0</math></b> $N_{1,Rd} = \frac{C_f \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1}}{\gamma_{M5}}$

TABLE 3.3 – Résistance axiale des assemblages soudés de type K [17]

où :

- $C_f$  est le coefficient de matériau basé sur la limite d'élasticité. Les différentes valeurs sont répertoriées dans la Table 4.2 de la Section 4.2.2 ;
- le rapport de largeur  $\beta$  dépend de la configuration de l'assemblage.  
Pour calculer les résistances axiales de l'assemblage de type KT, les équations utilisées sont celles reprises à la Table 3.3 (pour assemblage de type K) mais où le rapport de largeur considéré est celui propre à ce type d'assemblage ;
- $\gamma$  est l'élancement de la membrure ;

- la fonction de contrainte de la membrure,  $Q_f$ , est influencée par différents paramètres. Les détails sur le développement de cette fonction et des paramètres qui l'influencent sont présentés à l'Annexe A.4.2;
- $\gamma_{M5}$  est le coefficient de sécurité partiel et est égal à 1 [17].

Les résistances axiales calculées pour les assemblages dépendent de l'ensemble des dimensions des éléments constituant le treillis. Pour les assemblages de type T, seuls deux paramètres peuvent varier, à savoir la dimension du montant et celle de la membrure supérieure. Par contre, pour les assemblages de type K et KT, trois paramètres peuvent varier, à savoir les dimensions des montants, des diagonales et des membrures soit supérieures/soit inférieures.

### 3.4.4 Résumé des combinaisons de paramètres étudiés

Finalement, si les dispositions constructives et/ou la résistance axiale de l'assemblage ne sont pas validées, l'optimisation des assemblages consistera à déterminer quels sont les éléments constituant le treillis à modifier.

Les différentes combinaisons traitées pour chaque type d'assemblage sont présentées dans les Tables 3.4 et 3.5. Ces combinaisons reprennent les éléments à modifier (augmenter) si l'un des critères n'est pas validé.

Ces combinaisons feront l'objet d'une analyse détaillée dans la Section 4.2.2.

	Assemblage de type T	
	Combinaison 1	Combinaison 2
Dispositions constructives	/	/
Modes de ruine	Montant	Membrure

TABLE 3.4 – Combinaisons étudiées pour les assemblages de type T

	Assemblage de type K & KT			
	Combinaison 1	Combinaison 2	Combinaison 3	Combinaison 4
Dispositions constructives	Diagonale	Diagonale	Montant	Montant
Modes de ruine	Diagonale	Membrure	Montant	Membrure

TABLE 3.5 – Combinaisons étudiées pour les assemblages de type K et KT

## Chapitre 4

# Étude du cas académique

L'objectif de ce chapitre consiste à analyser les étapes nécessaires pour améliorer la compréhension globale du comportement d'une structure de type treillis. La première étape consiste à analyser la résistance en section du treillis et la deuxième, à évaluer à la fois sa résistance en section et son déplacement global. Ces deux étapes sont répétées en prenant en compte la résistance des assemblages. Enfin, une étude paramétrique est réalisée à la Section 4.3 afin d'explorer le domaine d'intérêt des HSS.

### 4.1 Présentation de la structure académique

Le treillis étudié dans ce chapitre est un treillis isostatique, bi-appuyé, à membrure parallèle et d'une portée de 24 mètres. Il s'agit d'un treillis de type Nervi, d'une hauteur de 3 mètres, et dont les diagonales sont inclinées à 45 degrés. Les membrures supérieure et inférieure ne sont pas considérées comme des éléments continus, et des rotules sont prises en compte à l'extrémité de chaque barre. Il est important de noter que le treillis est parfaitement articulé, ce qui signifie que les effets de moment sont évités.

Les éléments constitutifs du treillis sont des profilés CHS formés à froid. La nuance d'acier de référence utilisée pour l'étude de ce treillis est la nuance S355.

Afin d'analyser le comportement du treillis, des charges ponctuelles sont appliquées à la structure. Celles-ci sont placées aux différents nœuds de la membrure supérieure. Des charges de 50 [kN] et de 100 [kN] sont respectivement appliquées aux nœuds d'extrémités et aux nœuds centraux. De plus, la déformation admissible du treillis est limitée à  $L/300$ .

Une représentation de la géométrie du treillis et des charges appliquées est donnée ci-dessous :

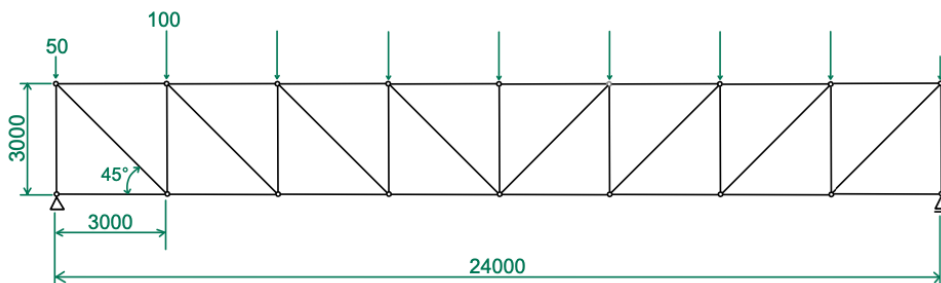


FIGURE 4.1 – Géométrie et chargement du treillis

Les assemblages considérés dans ce contexte sont réalisés par soudage avec espacement. Différentes configurations d'assemblages, comme illustrées dans la Figure 4.2, sont analysées :

1. les assemblages de type T, présentés sur la Figure 4.3 ;
2. les assemblages de type KT, illustrés sur la Figure 4.4 ;
3. les assemblages de type K définis par la Figure 4.5. Il faut distinguer ceux dont la membrure est comprimée et ceux dont la membrure est tendue.

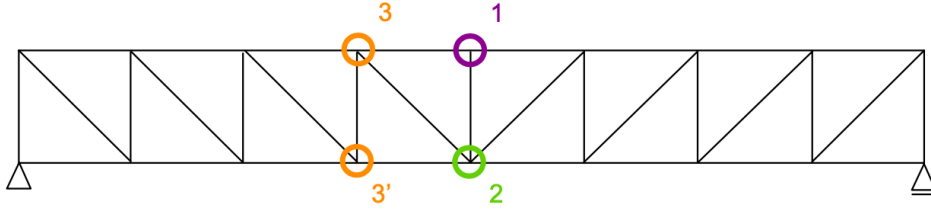


FIGURE 4.2 – Types d'assemblages présents dans le treillis

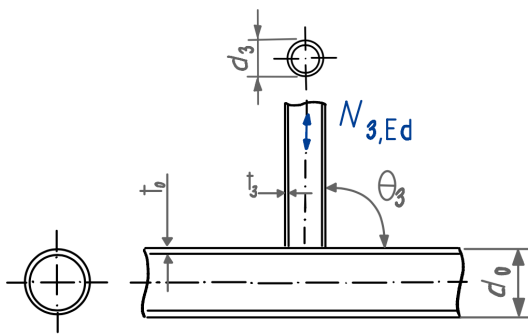


FIGURE 4.3 – Assemblage de type T [17]

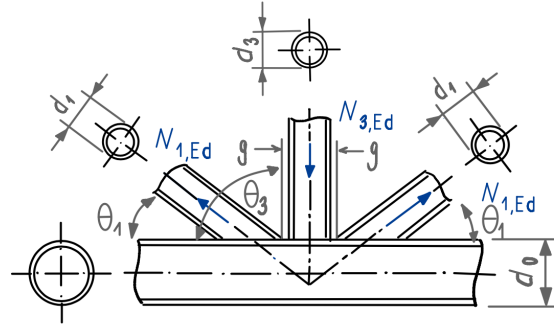


FIGURE 4.4 – Assemblage de type KT [17]

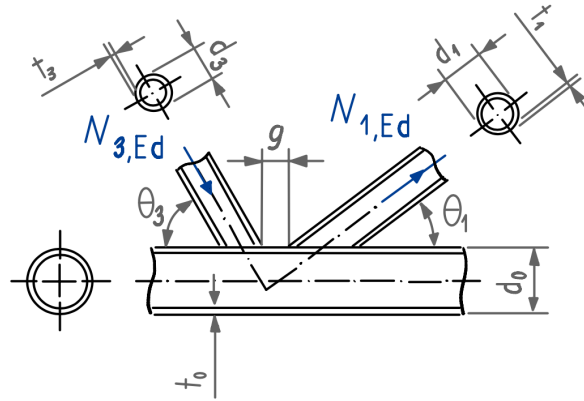


FIGURE 4.5 – Assemblage de type K avec  $\theta_3 = 90^\circ$  [17]

## 4.2 Analyse des résultats

Dans cette section, les résultats obtenus en termes de poids pour différentes nuances d'acier sont présentés.

Dans un premier temps, l'attention est portée sur l'étude des résultats en termes de résistance de section et de flèche globale. Par la suite, une considération spécifique est accordée aux assemblages, et leur impact est examiné.

Il convient de noter que la nuance d'acier standard de référence est la nuance S355. Le développement complet de ces résultats est détaillé à l'Annexe A.

### 4.2.1 Résultats en termes de résistance en section et de flèche globale

Cette sous-section décrit les étapes nécessaires pour obtenir les résultats concernant la résistance en section et la flèche globale. Une analyse approfondie en fonction de la nuance d'acier est effectuée pour chacune des étapes.

L'étude de la résistance en section des éléments est basée sur les futures normes de l'Eurocode 3 partie 1-1 [16], ainsi que sur le cours d'éléments métalliques dispensé par le professeur J-P Jaspart à l'Université de Liège [14]. Quant au dimensionnement aux ELS, il est basé sur le cours d'analyse des structures 1 donné par le professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12].

#### Détermination des efforts dans les barres

La détermination des efforts dans les barres est une étape essentielle dans le dimensionnement d'un treillis. Les hypothèses énoncées précédemment (voir Section 3.2) simplifient considérablement la résolution en utilisant les principes de la statique.

Une fois les charges pondérées, la première étape consiste à calculer les réactions d'appui en appliquant la loi de conservation des forces. Pour ce faire, les équations d'équilibre de translation et de rotation sont utilisées. Il est à noter que pour l'équilibre de rotation, l'axe correspond à un nœud du treillis.

Les réactions d'appui déterminées, deux méthodes sont appliquées pour caractériser les efforts internes dans chaque barre : la méthode d'équilibre des nœuds et celle des coupes de Ritter, illustrées respectivement par les Figures 4.6 et 4.7.

La première méthode consiste à obtenir les sollicitations des barres en écrivant l'équilibre des nœuds. La deuxième méthode, elle, consiste à isoler une partie de la structure en coupant au maximum trois barres du treillis. La structure obtenue est un corps en équilibre et les équilibres en rotation et en translation sont appliqués.

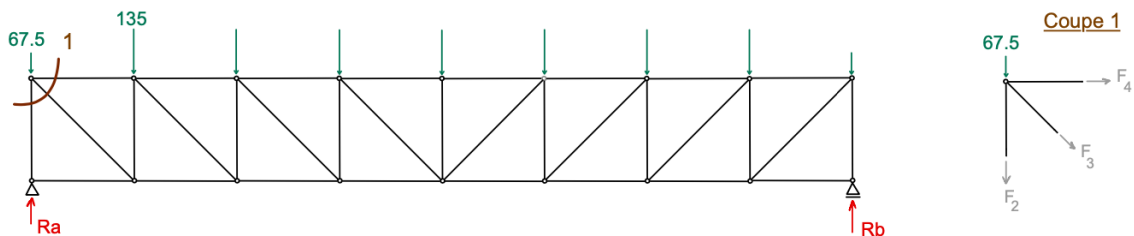


FIGURE 4.6 – Méthode d'équilibre des nœuds

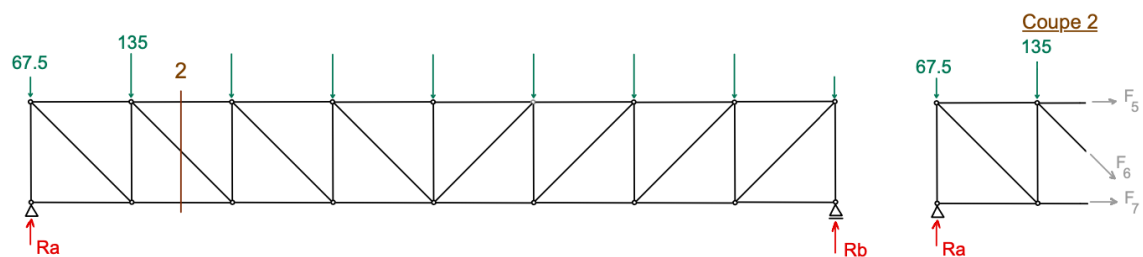


FIGURE 4.7 – Méthode des coupes de Ritter

Une fois tous les efforts internes déterminés, les barres soumises à la compression et à la traction sont identifiées. Le treillis peut être étudié en se basant sur quatre sous-groupes distincts : les membrures

supérieures, les membrures inférieures, les montants et les diagonales. Pour chacun de ces sous-groupes, l'analyse est axée sur l'effort interne maximal qui se transmet. En fin de compte, quatre profils différents sont obtenus, un pour chaque sous-groupe.

### Résistance des éléments comprimés<sup>1</sup>

Cette section développe la vérification de la résistance des sections des éléments en compression. Dans ce cas académique, la charge est appliquée au nœud et transmise sans excentricité, ce qui signifie qu'aucun moment n'est induit. Par conséquent, aucune flexion n'est présente dans l'élément, il est soumis à de la compression pure.

Deux types de résistances sont possibles dans ce contexte. Le premier type est gouverné par la résistance en section transversale, ce qui est le cas lorsque l'élément est considéré comme trapu ou court. Dans cette situation, la résistance de l'élément est déterminée par sa capacité à supporter les contraintes dans la section transversale.

Le deuxième type de résistance est dominé par les instabilités. Dans ce cas, la résistance plastique de l'élément est desservie par le flambement par flexion, ce qui se produit lorsque l'élément est considéré comme élancé.

La résistance d'un élément comprimé est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} > N_{Ed} \quad (4.1)$$

où :

- le coefficient de réduction  $\chi$  est utilisé pour prendre en compte les instabilités de flambement. Lorsque la résistance de l'élément est gouvernée par la résistance en section transversale, ce coefficient est égal à 1. Si, par contre, le flambement devient prépondérant, ce coefficient est inférieur à 1.
- Dans le cadre de cette étude, les effets de flambement, dans le plan et hors du plan, des éléments sont pris en compte (voir Figure 4.8). Les deux coefficients de longueur de flambement sont considérés respectivement à 0.9 et 1 ([6]) ;
- le coefficient de réduction  $\beta_A$  est utilisé pour prendre en compte le voilement des sections. Pour les sections de classes 1, 2 ou 3 (parfaitement efficaces en compression),  $\beta_A$  n'a aucun impact sur la résistance. Pour les sections de classe 4, il est égal  $A_{eff}/A$  ;
- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_{M1}$  est fixé à 1.

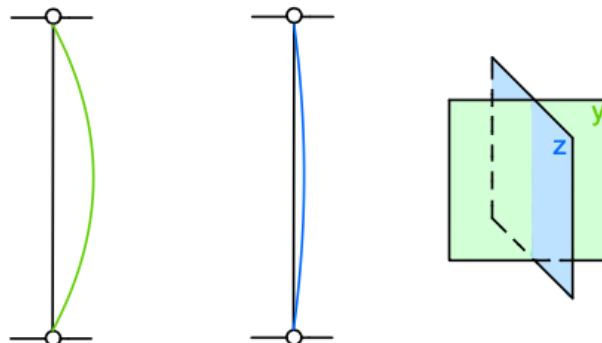


FIGURE 4.8 – Flambement dans le plan et hors du plan

1. Les informations théoriques de cette section proviennent du cours d'éléments métallique du professeur J-P Jaspart à l'Université de Liège [14]

## Éléments tendus<sup>2</sup>

Lorsque les éléments sont soumis à une force de traction, ils ne présentent pas d'instabilités et toutes les fibres longitudinales des éléments sont soumises à la même contrainte. Ainsi, leur résistance dépend uniquement de la résistance en section du matériau, ils sont donc considérés comme les éléments structuraux les plus simples et les plus performants.

L'effort de traction exercé sur un élément tendu est transmis directement d'un nœud à un autre. Cependant, la résistance d'un élément tendu peut être influencée par des effets résultant des assemblages, tels que :

- les excentricités des efforts transmis, qui peuvent amener à l'apparition de moments ;
- la concentration de contraintes au bord des trous des boulons, qui peut mener à une réduction de la section résistante.

Dans le cas académique où les nœuds sont articulés et les efforts transmis sans excentricité, aucune flexion n'est prise en compte.

De plus, étant donné que les assemblages ne sont pas boulonnés, il n'y a pas de trous présents et donc aucune réduction de section. Une section réduite ne sera donc pas considérée.

Malgré l'absence d'instabilités dans les éléments tendus, il est essentiel de limiter leur élancement afin de restreindre leur flexibilité. Cette limitation permet :

- d'éviter une flexion excessive des membrures sous leur propre poids ;
- d'empêcher les vibrations induites par des sollicitations dynamiques.

En général, lorsque les éléments ne sont pas prétendus et qu'ils sont considérés comme porteurs principaux, une limite d'élancement de 240 [ / ] est souvent appliquée.

La résistance d'un élément tendu peut être déterminée à l'aide des deux formules suivantes :

$$N_{Ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{L}{i} \leq 240 \quad (4.3)$$

où :

- $L$  la longueur de l'élément tendu en [mm] ;
- $i$  est le rayon de giration en [mm] ;
- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_{M0}$  est fixé à 1.

### Résultats en termes de résistance en section du treillis global

Les résultats des poids optimaux obtenus suite au dimensionnement aux ELU des différentes barres du treillis, pour différentes nuances d'acier, sont regroupés dans la Figure 4.9.

La Figure 4.10 met en évidence le poids de chaque éléments du treillis en fonction de différentes nuances d'acier.

La Figure 4.9 montre que passer d'une nuance d'acier standard à un HSS présente un intérêt technique. Une réduction du poids global du treillis est observée à mesure que la nuance d'acier utilisée est augmentée.

L'analyse conjointe de la Figure 4.10 et de l'équation (4.2) met en évidence l'impact de la nuance d'acier sur la résistance en section des éléments tendus, que sont les diagonales (courbe verte) et les

---

2. Les informations théoriques de cette section proviennent du cours d'éléments métallique du professeur J-P Jaspart à l'Université de Liège [14]



membrures inférieures (courbe mauve). L'augmentation de la nuance d'acier se traduit directement par une amélioration de la résistance en section d'un élément pour une même sollicitation. En conséquence, l'utilisation d'éléments plus légers est possible tout en conservant la capacité de supporter la même charge.

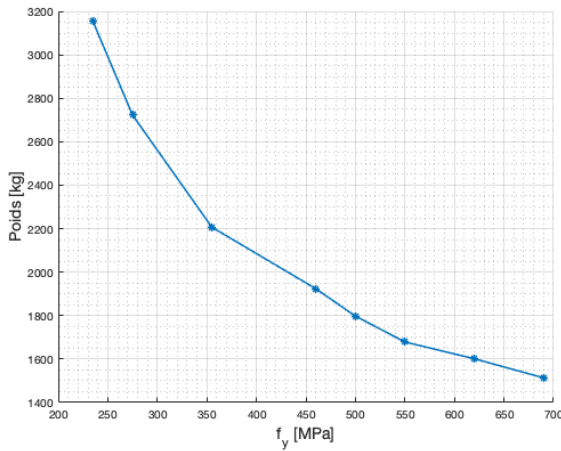


FIGURE 4.9 – Évolution du poids du treillis en fonction de la nuance d'acier

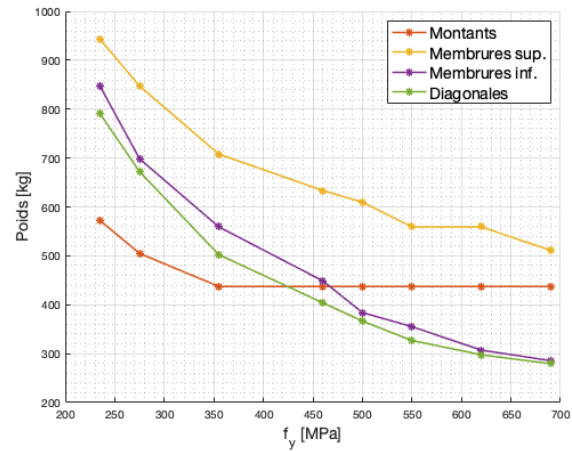


FIGURE 4.10 – Évolution du poids des éléments du treillis en fonction de la nuance d'acier

L'apparence complexe des éléments comprimés, représentés par les courbes rouge et jaune, résulte de l'interaction de plusieurs paramètres. Afin de mieux comprendre, ces paramètres vont être décomposés. Dans l'analyse qui suit, seuls les montants sont développés, car le même principe s'applique aux membrures supérieures. Le détail de ces membrures est présenté à l'Annexe A.6.

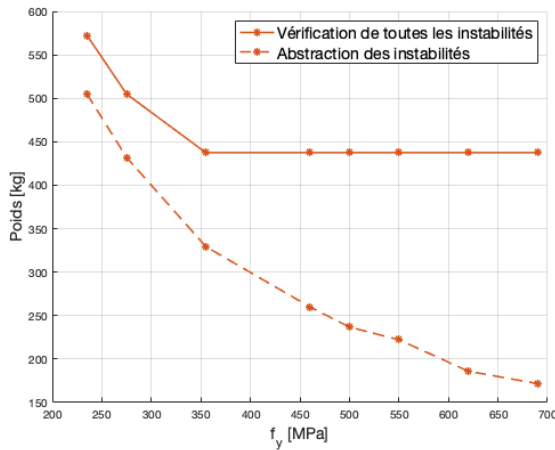


FIGURE 4.11 – Comparaison du poids des montants selon différentes nuances : vérification de toutes les instabilités versus aucune vérification d'instabilités

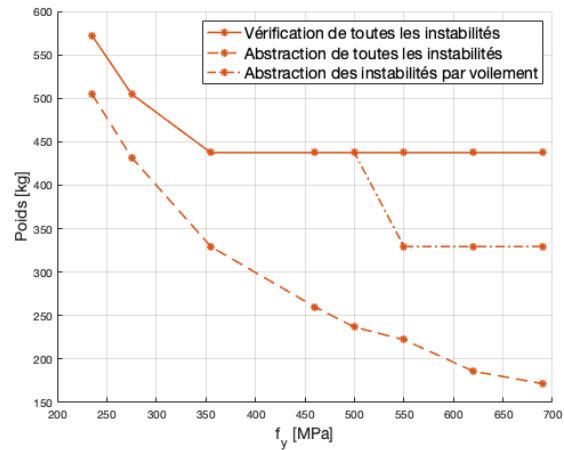


FIGURE 4.12 – Comparaison du poids des montants selon différentes nuances et différentes combinaisons de vérification

La Figure 4.11 met en évidence l'impact des instabilités en fonction de la nuance d'acier sur le résultat final. Il en ressort que plus la nuance d'acier est élevée, plus les instabilités ont un effet important sur les résultats. L'équation (4.1) dans laquelle deux paramètres sont fonction de la nuance d'acier, présentée précédemment, le confirme.

Ensuite, la Figure 4.12 met en évidence l'influence de la classe des sections sur les résultats, ce qui introduit le phénomène de voilement des sections. Il est important de rappeler que plus une section a une nuance d'acier élevée, plus elle est sujette à cette instabilité.

La courbe représentée par un motif "tiret-pointillé" montre les résultats obtenus en supposant que toutes les sections du catalogue sont de classe 1 ou 2. Il est observé que dans ce treillis académique, le critère de classification affecte les résultats à partir de la nuance S500.

Par ailleurs, une correspondance du rapport de poids et du rapport de limite élastique devrait être attendue, cependant, cela ne se vérifie pas, comme en témoigne la Table 4.1 ci-dessous. Les rapports de poids calculés dans cette Table 4.1 sont issus de la Figure 4.12. Ces résultats mettent en évidence que les discontinuités présentes dans le catalogue ont une incidence sur les résultats obtenus.

Rapport de limite élastique	Rapport de poids
$355/235 = 1.51$	$572.4/437.4 = 1.308$
$460/235 = 1.957$	$572.4/437.4 = 1.308$
$690/235 = 2.936$	$572.4/329,4 = 1.737$

TABLE 4.1 – Comparaison du rapport de poids avec le rapport de limite élastique

Finalement, l'analyse porte sur le gain relatif entre les différentes nuances. Ce gain est calculé en comparant le poids total obtenu avec une nuance spécifique par rapport à la nuance de référence. Le calcul consiste à évaluer la variation relative du poids pour chaque nuance par rapport à la nuance de référence S355.

$$Gain = \frac{Poids_{S355} - Poids_{f_y}}{Poids_{S355}} . 100 \quad (4.4)$$

Les gains obtenus sont représentés sur la Figure ci-dessous :

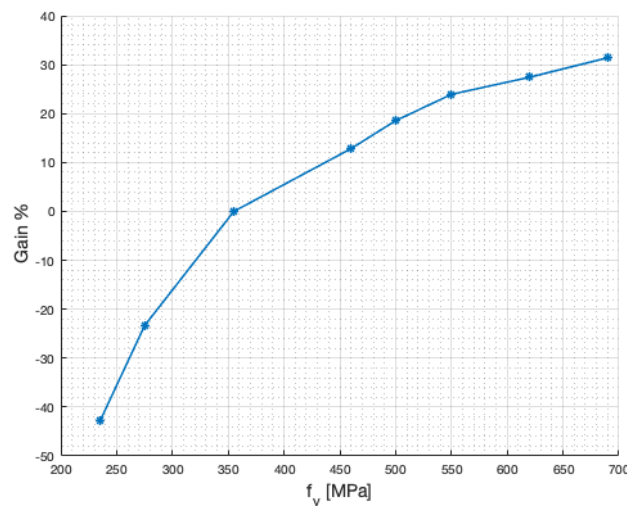


FIGURE 4.13 – Pourcentage de gain entre les différentes nuances d'acier pour la nuance de référence S355

La Figure 4.13 met en évidence les avantages de l'utilisation des HSS lors de la conception de la structure aux ELU. Il est cependant important de noter une variation dans le taux de croissance des gains obtenus. Au début du graphique, ce taux est élevé, puis diminue progressivement à mesure que

la nuance augmente. Cette diminution peut être expliquée par l'apparition croissante d'instabilités, qui deviennent plus prononcées à mesure que la nuance augmente.

En fin de compte, en remplaçant la nuance S355 par la nuance S460, un gain de 12,83 % est observé, tandis qu'un gain de 31,42 % est obtenu en utilisant la nuance la plus élevée, S690. Ces gains sont significatifs et démontrent un réel intérêt quant à l'utilisation des HSS.

Actuellement, la nuance d'acier de référence de base, le S235, est progressivement remplacée par la nuance S355 en raison de ses avantages significatifs en termes de réduction de poids. Dans cet exemple, l'utilisation du S235 au lieu du S355 entraîne une augmentation de 42,9 % du poids total de la structure. La capacité du S355 à réduire le poids en fait un choix de plus en plus privilégié dans de nombreuses applications.

Pour finir, la Figure 4.14 met en évidence l'effet de l'utilisation de différentes nuances d'acier de référence. La légende de chacune des courbes reprend la nuance d'acier de référence.

Pour chaque nuance, une évolution similaire des courbes est observée, avec un taux de croissance plus élevé au début du graphique et qui diminue progressivement.

De plus, il apparaît que plus la nuance de référence est petite, plus le gain obtenu par rapport à la nuance la plus élevée, S690, est important. Les gains de poids obtenus sont respectivement de 52 %, 44.41 %, 31.42 % et 21.32 % pour les nuances de référence S235, S275, S355 et S460.

Dans cette étude, l'accent est mis sur le gain de poids. Cependant, il est également pertinent de considérer d'autres aspects, tels que le coût. Une nuance de référence plus petite permet généralement d'obtenir un gain de poids plus élevé, mais cela peut également entraîner un coût plus élevé. Par exemple, le coût par rapport au S235 sera plus élevé que celui par rapport au S355.

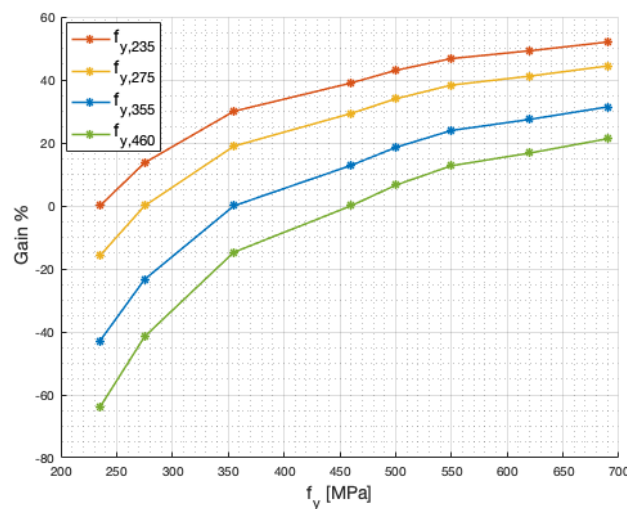


FIGURE 4.14 – Pourcentage de gain entre les différentes nuances d'acier pour différentes nuances de référence

### Analyse du critère d'optimisation de la flèche

Comme mentionné précédemment dans la Section 3.3, la vérification de la flèche globale est réalisée en utilisant le théorème de la force unitaire, une fois que le dimensionnement de la structure aux ELU a été vérifié.

Le théorème consiste à calculer le déplacement d'une structure en combinant deux diagrammes d'efforts internes. Le premier diagramme représente les efforts résultants des sollicitations extérieures

aux ELS (voir Figure 4.15).

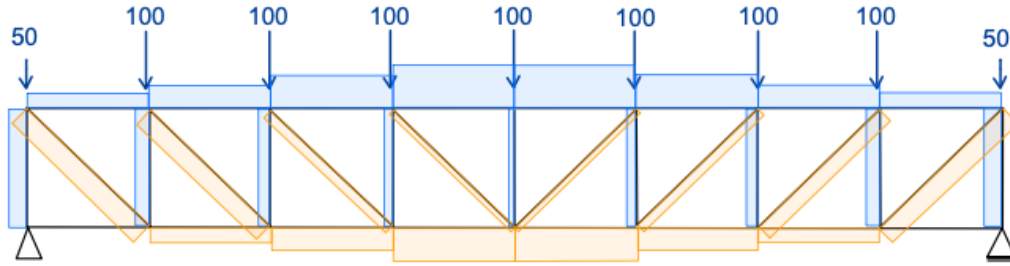


FIGURE 4.15 – Diagramme des efforts internes sous l'effet des sollicitations extérieures (N)

Le deuxième diagramme, quant à lui, est obtenu en appliquant une charge unitaire combinée au déplacement à calculer (Figure 4.16). Dans ce cas académique, le déplacement est le plus important lorsqu'une charge unitaire verticale est appliquée à mi-travée.

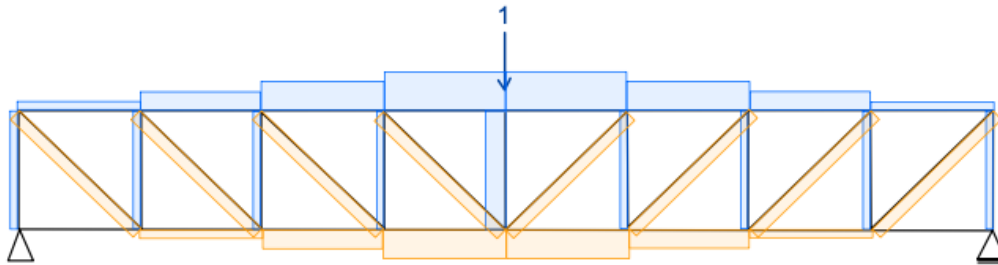


FIGURE 4.16 – Diagramme d'effort axial unitaire sous l'effet d'une sollicitation verticale unitaire ( $N_1$ )

Si le treillis n'est pas vérifié aux ELS, la dimension d'un de ses éléments doit être augmentée. Pour déterminer l'élément à modifier, une étude de sensibilité est réalisée en se basant sur la méthodologie développée dans la Section 3.3. L'objectif est d'établir un critère d'optimisation numérique qui permet d'obtenir un dimensionnement global du treillis se rapprochant de l'optimum. Dans l'ensemble, ce critère permet d'atteindre un design optimal, mais il se peut que dans certains cas, il ne soit pas totalement.

Pour fixer ce critère, il est nécessaire d'anticiper ce qui va suivre dans ce travail de fin d'étude. L'idée du cas académique est d'étudier différents paramètres tels que la portée, le chargement et la hauteur du treillis. Afin de définir un critère raisonnable et d'obtenir globalement le design optimal, l'étude se base sur l'analyse de ces 3 paramètres. Ceux-ci sont étudiés dans les mêmes intervalles que ceux décrits dans la Section 3.2 et sont analysés, un à la suite de l'autre, avec les autres paramètres étant fixés, et ce, pour diverses nuances d'acier.

Les Figures 4.17, 4.18, 4.19, et 4.20 illustrent les résultats en utilisant une "colormap". Les différents poids obtenus sont représentés par des couleurs qui sont associées à une échelle de valeurs numériques. Cette échelle est exprimée en termes de gain, conformément à l'équation (4.4) dans laquelle :

- le terme " $Poids_{S355}$ " désigne le poids optimal de référence parmi toutes les combinaisons possibles de  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$  avec la nuance d'acier S355 ( $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$  étant les ordres de grandeur définis à la Section 3.3). Ce poids varie en fonction de l'étude de chaque paramètre ;
- le terme " $Poids_{fy}$ " représente tous les poids obtenus avec les autres combinaisons et nuances d'acier.

Les abscisses et les ordonnées des Figures correspondent respectivement aux ordres de grandeur  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$ . Chaque petit carré représente ainsi une solution obtenue pour une combinaison spécifique de  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$ .

Il est important de préciser qu'une partie limitée des résultats (pour certaines valeurs choisies) est présentée ci-dessous. L'étude complète et la validation de la méthode utilisée se trouvent dans l'Annexe B.

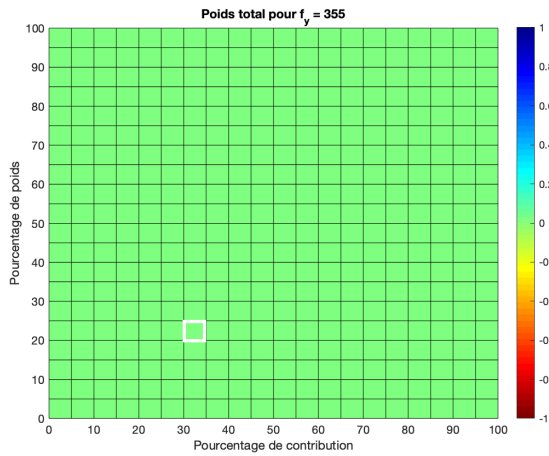


FIGURE 4.17 – Résultats obtenus pour une charge de 300 [kN] et une nuance d'acier S355

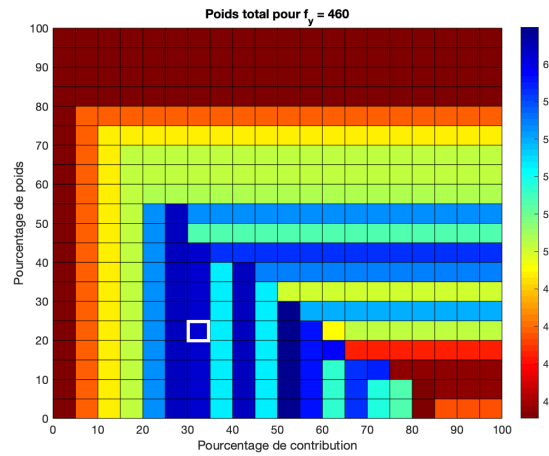


FIGURE 4.18 – Résultats obtenus pour une charge de 300 [kN] et une nuance d'acier S460

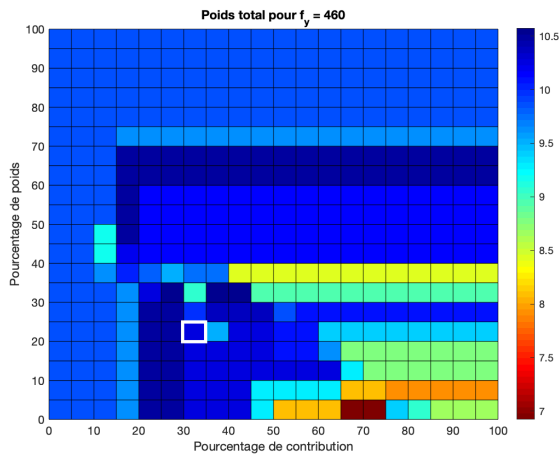


FIGURE 4.19 – Résultats obtenus pour une inclinaison de 50° et une nuance d'acier S460

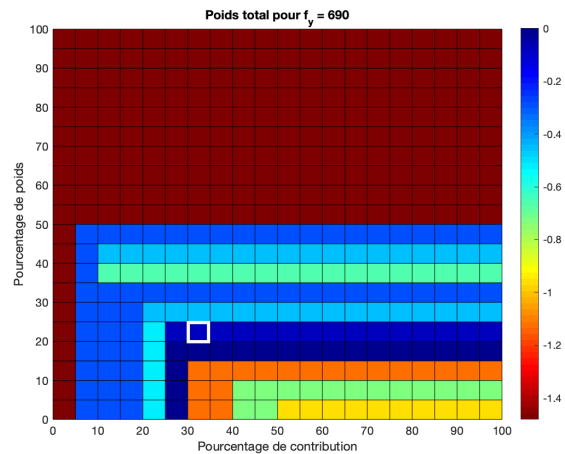


FIGURE 4.20 – Résultats obtenus pour une portée de 36 [m] et une nuance d'acier S690

Les résultats obtenus avec une charge de 300 [kN] et des paramètres fixes sont illustrés dans les Figures 4.17 et 4.18. Alors que la Figure 4.18 présente plusieurs résultats pour chaque combinaison, la Figure 4.17 n'en montre qu'un seul. Cela indique que le dimensionnement du treillis est gouverné respectivement aux ELU et aux ELS lorsque les nuances d'acier S355 et S460 sont utilisées.

Les Figures 4.19 et 4.20 présentent des résultats influencés par les ELS. Des valeurs positives et négatives sont obtenues. Une valeur positive indique que le poids est inférieur au poids de référence, tandis qu'une valeur négative correspond à un poids supérieur au poids de référence.

Le choix d'un carré, et donc d'une combinaison spécifique  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$ , est basé sur les résultats offrant le plus grand gain. Comme le montrent les résultats, les carrés évoluent différemment d'une étude à l'autre. L'objectif est donc de trouver la combinaison qui offre globalement la conception optimale.

Au terme de l'étude des différents paramètres, le design optimal se situe généralement à  $\mathbf{x} = \mathbf{1, 3}$  et  $\mathbf{y} = \mathbf{1, 2}$ . Ce design est représenté par un carré blanc sur les Figures 4.17, 4.18, 4.19 et 4.20. Ainsi,

tout au long de ce travail, les équations (3.3) et (3.4) deviennent :

$$\frac{Contribution_1}{Contribution_2} \stackrel{?}{<} 1,3 \quad (4.5)$$

$$\frac{Poids_1}{Poids_2} \stackrel{?}{<} 1,2 \quad (4.6)$$

### Résultats obtenu en termes de résistance en section et de flèche

Les poids optimaux obtenus suite au dimensionnement aux ELU et aux ELS, pour différentes nuances d'acier, sont représentés sur la Figure 4.21.

La Figure 4.22 met en évidence l'impact du critère de flèche sur l'intérêt des HSS.

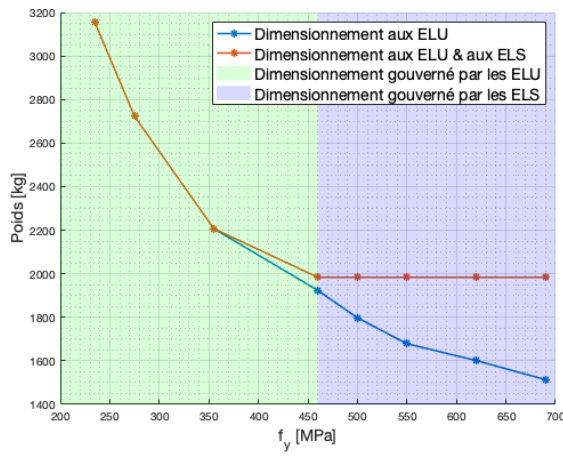


FIGURE 4.21 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier pour un critère de flèche de L/300

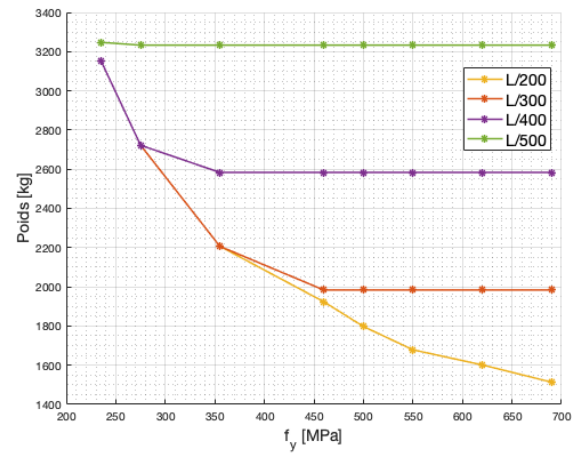


FIGURE 4.22 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier pour différents critères de flèche

La Figure 4.21 permet de comparer les résultats obtenus lorsque le dimensionnement est effectué aux ELU uniquement, et lorsque le dimensionnement est effectué successivement aux ELU et ELS. Deux zones distinctes se dégagent de cette comparaison. Au début du graphique, une zone gouvernée par le dimensionnement aux ELU est observée. Cependant, à partir de la nuance S460, le dimensionnement est gouverné par les ELS. Ainsi, il n'y a aucun intérêt à utiliser une nuance d'acier supérieure au S460, car cela n'apporterait pas de bénéfices en termes de poids.

La Figure 4.22 met en évidence l'impact du critère de flèche sur le dimensionnement, en fonction des différentes nuances d'acier. Un critère strict tel que L/500 montre que le dimensionnement est entièrement régi par les ELS. Le critère L/400 n'a d'impact sur le dimensionnement qu'à partir de la nuance S355, ce qui signifie qu'il n'offre aucun avantage pour les HSS.

En revanche, un critère plus souple comme L/200, couramment utilisé pour les toitures, montre un dimensionnement qui est totalement gouverné par les ELU.

En résumé, la Figure 4.22 démontre que le critère de flèche est un paramètre déterminant qui influence grandement l'intérêt ou non des HSS. Un critère plus strict favorise les nuances d'acier à faible limite d'élasticité, tandis qu'un critère plus souple permet de tirer parti des avantages offerts par les HSS en termes de résistance structurelle.

## 4.2.2 Impact des assemblages sur les résultats obtenus

Cette section vise à décrire les étapes essentielles pour prendre en compte le dimensionnement des assemblages et analyser son impact sur l'intérêt des HSS.

Le dimensionnement des assemblages repose sur les futures normes de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17], et plus particulièrement sur son chapitre 9.

### Informations générales<sup>3</sup>

Ce paragraphe rassemble des informations générales applicables à l'étude des assemblages, indépendamment de leur configuration spécifique. Il apporte des précisions sur la manière de prendre en compte les HSS dans les formules de dimensionnement :

- l'épaisseur nominale minimale des parois est de 1.5 [mm] ;
  - les éléments comprimés doivent respecter les exigences de la classe 1 ou de la classe 2 ;
  - la résistance des assemblages des barres de treillis est évaluée en considérant les résistances de calcul maximales aux efforts normaux et/ou aux moments.
- Dans le cas académique, seuls des efforts normaux sont présents ;
- la résistance des assemblages doit être ajustée par un facteur de matériaux  $C_f$  basé sur la limite d'élasticité du matériau. Ce coefficient est à appliquer, le cas échéant, dans les modes de ruine. Les valeurs du facteur de matériaux  $C_f$  sont données dans la Table ci-dessous :

$f_y \leq 355$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$C_f = 1.00$
$355$ [N/mm <sup>2</sup> ] < $f_y \leq 460$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$C_f = 0.90$
$460$ [N/mm <sup>2</sup> ] < $f_y \leq 550$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$C_f = 0.86$
$550$ [N/mm <sup>2</sup> ] < $f_y \leq 700$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$C_f = 0.80$

TABLE 4.2 – Facteurs de matériaux [17]

- dans le cas spécifique d'une ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure ou de la ruine de la barre de treillis en tension, la limite d'élasticité  $f_y$  utilisée dans la formule de résistance  $N_{i,R_d}$  doit être inférieure à 80 % de la limite ultime  $f_u$ . Dans le cas contraire,  $f_y$  sera remplacée par les 80 % de  $f_u$ . Au final, pour les différentes nuances, les valeurs sont :

$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$0.8 \times f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Résultats
235	360	288	235
275	430	344	275
355	510	408	355
460	540	432	432
500	590	472	472
550	640	512	512
620	700	560	560
690	770	616	616

TABLE 4.3 – Résultats obtenus après comparaison

3. Les informations théoriques de cette section proviennent de la future version de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17]

## Analyse du critère d'optimisation des assemblages

Une fois la vérification en section de tous les éléments du treillis effectuée, il est essentiel de prendre en compte la vérification de la résistance des assemblages. Comme mentionné dans la Section 3.4, la vérification d'un assemblage repose sur les dispositions constructives et les modes de ruine, qui dépendent tous deux des propriétés géométriques des montants, des diagonales et des membrures. Afin de savoir quel élément modifier, une étude de sensibilité est effectuée. L'objectif est alors de déterminer, pour chacune des configurations d'assemblage, la combinaison (parmi celles reprises aux Tables 3.4 et 3.5) permettant d'obtenir un design optimal. Pour fixer ces combinaisons, il est nécessaire d'anticiper la suite de ce travail. Dans ce contexte, trois paramètres clés sont analysés, tous autres paramètres étant fixes : le chargement, la portée et la nuance d'acier. L'étude complète est présentée dans l'Annexe C et différentes nuances y sont détaillées pour l'analyse de la portée et de la charge.

La première configuration analysée est l'assemblage de type T, représenté sur la Figure 4.3. Deux combinaisons sont possibles : la variation de la membrure supérieure et la variation du montant. Les Figures 4.23, 4.24 et 4.25 montrent les résultats obtenus pour les deux combinaisons pour différents paramètres étudiés. Au final, la même tendance ressort de ces trois Figures : la variation de la membrure supérieure permet d'obtenir globalement le design optimal.

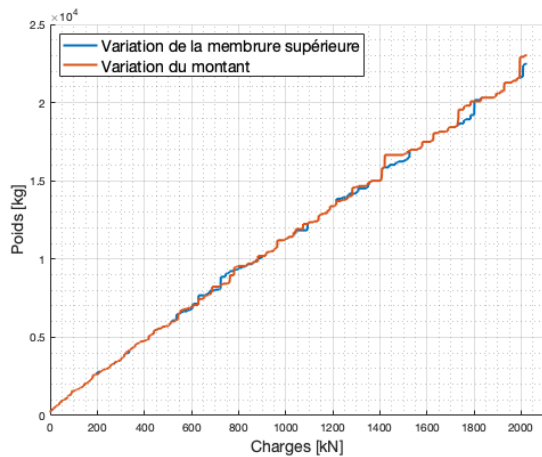


FIGURE 4.23 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

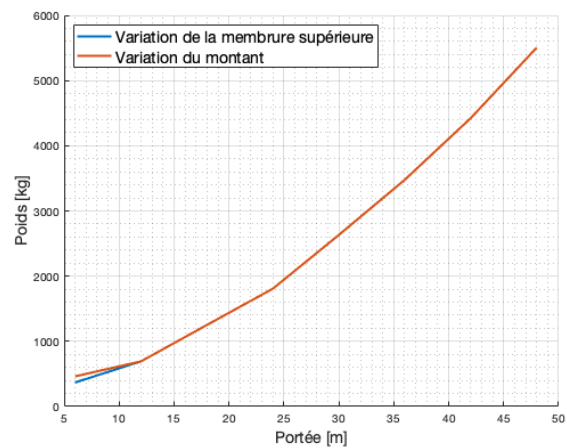


FIGURE 4.24 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

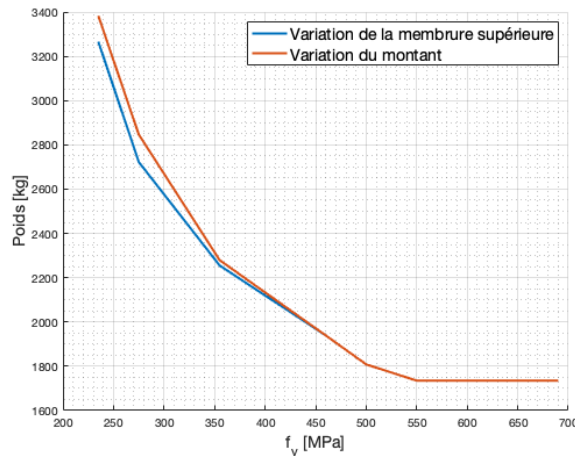


FIGURE 4.25 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier



Le premier critère étant fixé, la deuxième configuration est analysée : un assemblage de type KT, tel que schématisé dans la Figure 4.4. Dans cette configuration, quatre combinaisons différentes sont étudiées, comme indiqué dans la Table 3.5.

Les Figures 4.26, 4.27 et 4.28 mettent en évidence que deux courbes se superposent parfaitement. Ces courbes correspondent aux combinaisons 2 et 4, où la membrure inférieure varie pour les modes de ruine, tandis que la diagonale et le montant varient respectivement pour les dispositions constructives. Il en ressort que, peu importe l'élément qui varie dans les dispositions constructives, le design optimal est obtenu en faisant varier la membrure inférieure dans les modes de ruine.

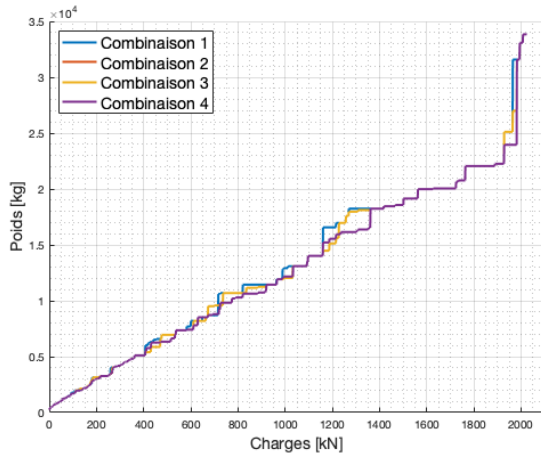


FIGURE 4.26 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

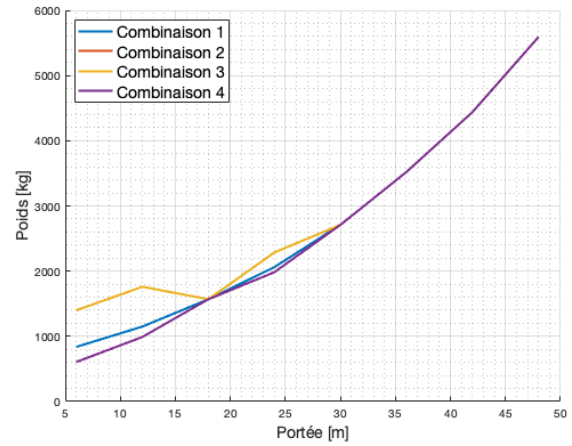


FIGURE 4.27 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

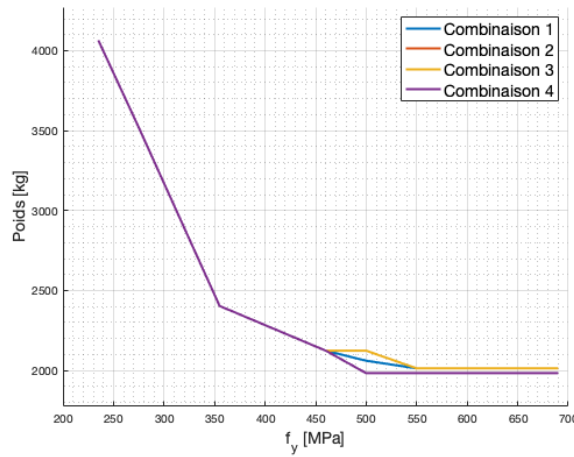


FIGURE 4.28 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier

La dernière configuration étudiée est l'assemblage de type K illustré à la Figure 4.5. Dans ce treillis académique, deux modèles sont possibles : ceux dont la membrure est comprimée et ceux dont la membrure est tendue. Ces deux assemblages sont étudiés simultanément dans ce cas d'étude.

Comme lors de l'analyse précédente, les Figures 4.29, 4.30 et 4.31 indiquent que deux courbes se superposent étroitement : les combinaisons 2 et 4. La même conclusion est également tirée : le design optimal est atteint lorsque la membrure inférieure/supérieure varie.

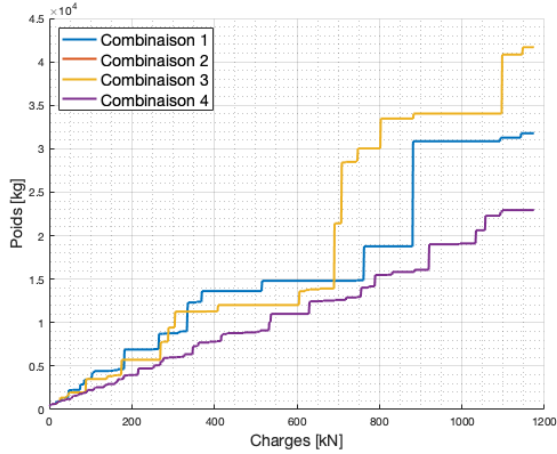


FIGURE 4.29 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

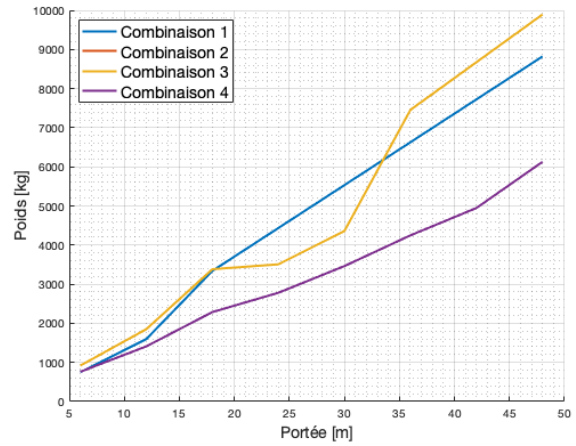


FIGURE 4.30 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y$  vaut 500 [MPa]

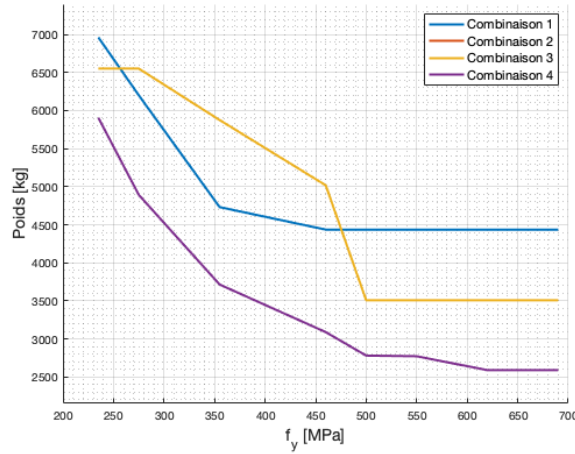


FIGURE 4.31 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier

Au final, le critère d'optimisation est :

- pour l'assemblage de type T, la variation de la membrure supérieure pour les modes de ruine ;
- pour l'assemblage de type KT, la variation de la membrure inférieure pour les modes de ruine et la variation du montant pour les dispositions constructives ;
- pour l'assemblage de type K, la variation de la membrure inférieure/supérieure pour les modes de ruine et la variation du montant pour les dispositions constructives.

### Résultats obtenus en termes de résistance en section et de résistance des assemblages

La Figure 4.32 met en évidence les résultats obtenus lors de la prise en compte du dimensionnement des assemblages. Les courbes illustrent l'impact significatif des assemblages sur la conception d'une structure.

La courbe bleue, qui représente uniquement la résistance en section, est nettement éloignée de la courbe rouge où la section et les assemblages sont pris en compte. Un facteur multiplicatif d'environ 1.7 sépare ces deux courbes.

L'intérêt des HSS est mis en évidence par la Figure 4.33. Pour la courbe rouge, un seuil apparaît à partir de la nuance S550, ce qui implique que dans le cas de la structure étudiée, aucun avantage n'est apporté par l'utilisation d'une nuance supérieure à S550. Cependant, une étude englobant la variation des paramètres pourrait conduire à une autre conclusion. Cette étude paramétrique est abordée dans la Section 4.3.

La Figure 4.33 montre un gain globalement identique lorsque les assemblages sont pris en compte ou non dans le dimensionnement.

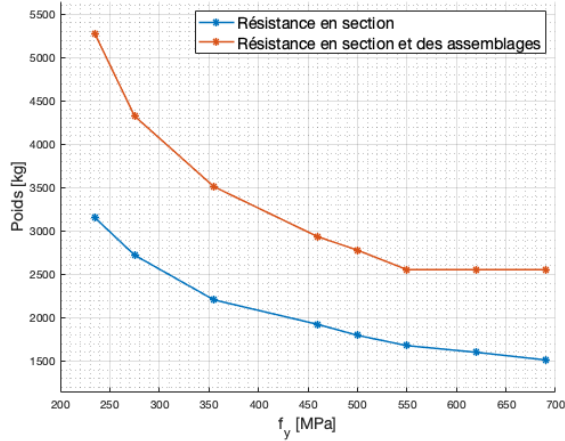


FIGURE 4.32 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier

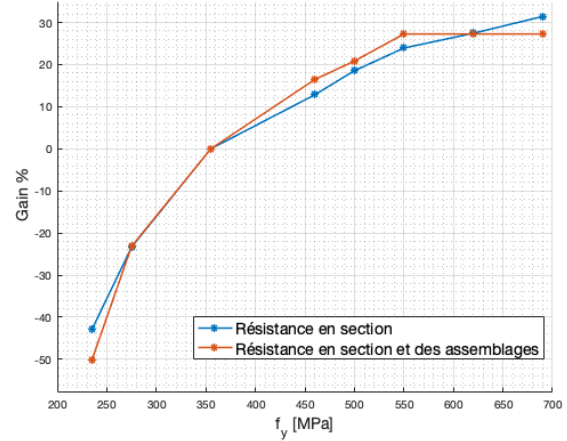


FIGURE 4.33 – Pourcentage de gain entre les différentes nuances d'acier

L'impact des différents paramètres présents dans les dispositions constructives sur les résultats est détaillé sur la Figure 4.34.

Les courbes représentent les résultats obtenus lorsque l'une des exigences est retirée. Le paramètre qui influence le plus est celui lié au critère d'excentricité. Effectivement, comme illustré dans la Figure 4.35, lorsque la structure est supposée être rotulée mais que le critère d'excentricité est ignoré, la courbe rose se rapproche de celle obtenue lorsque le dimensionnement est basé uniquement sur la résistance en section (courbe bleue).

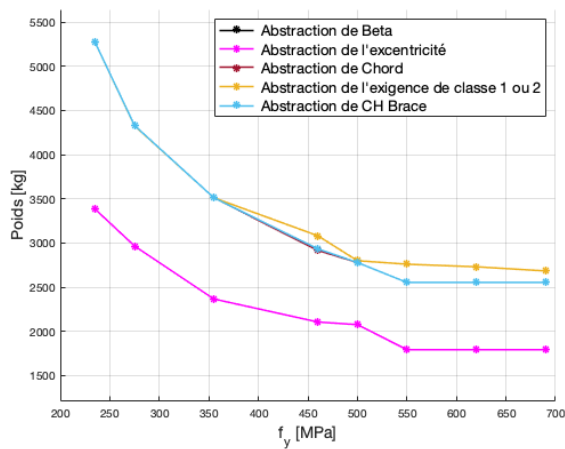


FIGURE 4.34 – Influence des différents paramètres présents dans les dispositions constructives pour différentes nuances

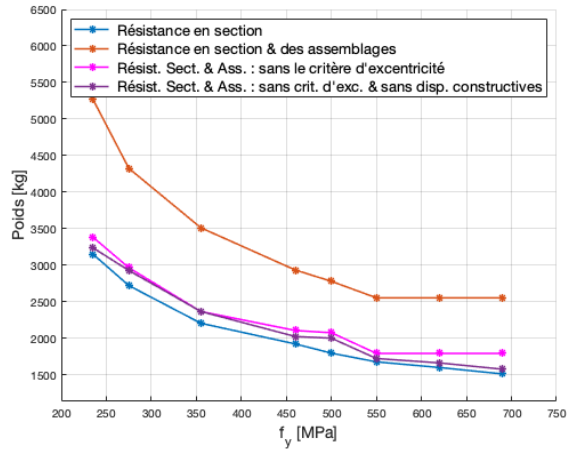


FIGURE 4.35 – Comparaison des différents résultats pour différentes nuances d'acier

Il est cependant important de mettre les choses en perspective. Le critère d'excentricité est conçu

pour valider la présence de rotules dans la structure. Si les nœuds ne sont pas des articulations, les excentricités doivent être prises en compte. Il en résulte des effets de moment et les profilés doivent alors être redimensionnés en conséquence.

Cela met en évidence une perspective importante pour ce travail. La prochaine étape pourrait consister à déterminer s'il est préférable de privilégier le respect de ce critère d'excentricité, même si cela implique des coûts supplémentaires, ou s'il convient de le prendre en compte dès le dimensionnement des sections en utilisant des profilés plus importants.

### Validation du critère d'optimisation de la flèche en tenant compte des assemblages

Dans cette section, le choix du critère d'optimisation (combinaison  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$ ) fait précédemment est confirmé.

Les Figures 4.36 et 4.37, obtenues en tenant compte de la résistance des assemblages, montrent par le carré blanc que lorsque les valeurs de  $\mathbf{x}$  et  $\mathbf{y}$  sont respectivement égales à 1.3 et 1.2, le poids optimal est atteint.

Il est à préciser que l'ensemble de l'étude se trouve à l'Annexe B.

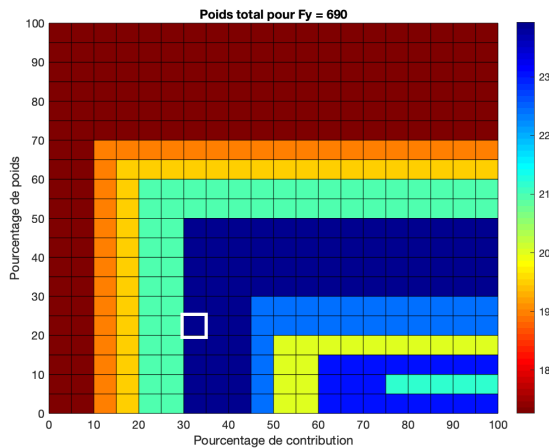


FIGURE 4.36 – Résultats obtenus pour une inclinaison de 35° et une nuance d'acier S690

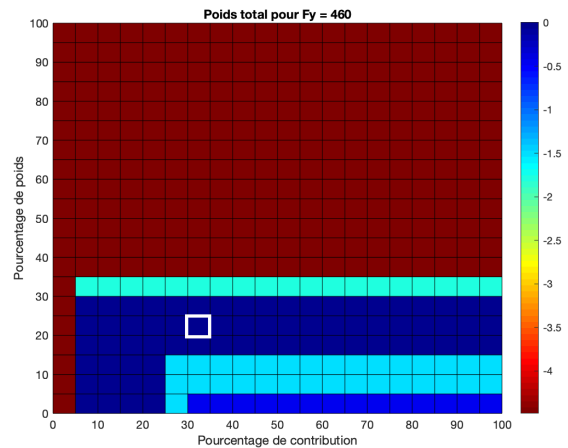


FIGURE 4.37 – Résultats obtenus pour une portée de 48 [m] et une nuance d'acier S460

### Résultats obtenus suite au dimensionnement aux ELU et ELS

Les résultats obtenus après avoir effectué le dimensionnement aux ELU et aux ELS sont représentés sur la Figure 4.38. Il est constaté que la courbe en pointillé bleu clair, correspondant au dimensionnement aux ELU et aux ELS, se superpose parfaitement à la courbe rouge représentant le dimensionnement aux ELU seul. Cela indique que le dimensionnement est entièrement gouverné par les ELU. Les profilés nécessaires pour valider les dispositions constructives et la résistance des assemblages permettent de satisfaire le critère de flèche  $L/300$ .

Au contraire, la courbe bleu foncé, correspondant au dimensionnement de la résistance en section et aux ELS, indique un dimensionnement gouverné par les ELS.

L'étude de l'impact du critère de flèche est présentée dans la Figure 4.39. Lorsque le critère de flèche est équivalent à  $L/400$  ou  $L/500$ , pour certaines nuances, le dimensionnement est gouverné par les ELS. Dans le cas du critère de flèche  $L/400$  (courbe jaune), le dimensionnement est effectué à partir de la nuance S460. Cela souligne que l'utilisation des profilés HSS présente un intérêt limité à cette nuance S460, se traduisant par une réduction de poids d'environ 500 [kg].

En ce qui concerne le critère de flèche  $L/500$ , aucun avantage n'est observé pour les HSS, le dimensionnement étant gouverné par les ELS à partir de la nuance S355.

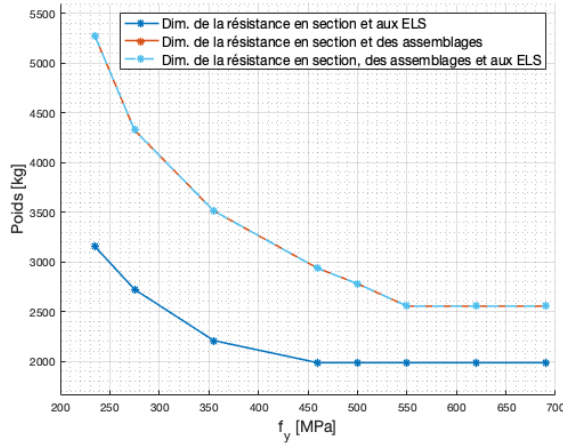


FIGURE 4.38 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier pour un critère de flèche  $L/300$

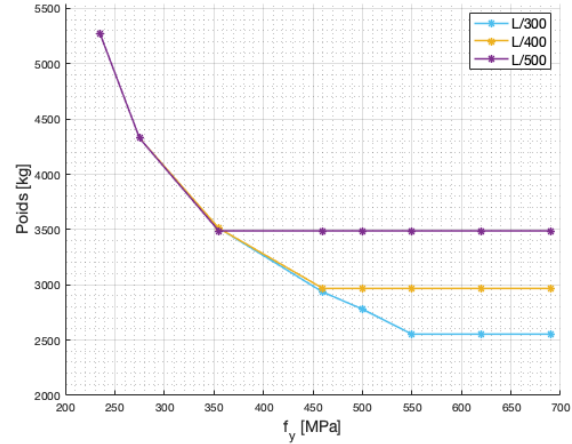


FIGURE 4.39 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la nuance d'acier pour différents critères de flèche

## 4.3 Étude paramétrique

Cette section vise à examiner l'intérêt technique des HSS dans une structure de type treillis. Dans cette optique, différents paramètres sont étudiés, tous les autres paramètres étant fixes. Pour rappel, les caractéristiques du treillis académique sont présentées à la Section 4.1. L'organigramme général de la méthodologie, repris à la Figure 3.2, est quant à lui développé dans la Section 3.1.

Cette section analyse les résultats lorsque la structure est dimensionnée aux ELU et aux ELS. En d'autres termes, cela signifie que le dimensionnement est basé sur la résistance en section, la résistance des assemblages et la vérification du déplacement global de la structure.

Les profils utilisés sont conformes à la norme produit NBN EN 10219-2 [4]. Dans cette étude, les profils sont classés en fonction de leur poids, de manière croissante. Par conséquent, il est important de noter que les profils répertoriés ne présentent pas nécessairement des propriétés qui augmentent de manière progressive.

### 4.3.1 Chargement

Le premier paramètre étudié est le chargement appliqué à la structure. La Figure 4.40 reprend les paramètres fixes (annotations vertes) ainsi que le paramètre qui varie (annotations rouges). Comme cité dans la Section 3.2, le domaine d'étude du paramètre "chargement" est :  $q_{els} \in [1, 1\ 500]$  kN.

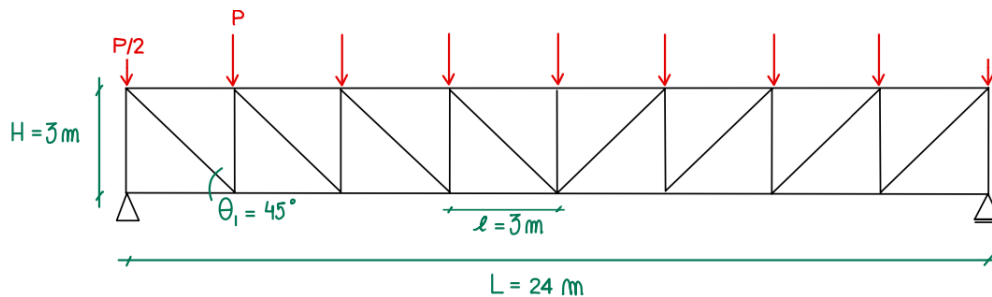


FIGURE 4.40 – Schéma récapitulatif de la structure étudiée

La Figure 4.41 présente les résultats obtenus pour quatre nuances d'acier différentes : S235, S355, S460 et S690. Quatre zones sont ainsi mises en évidence. Il est important de noter que, pour éviter de surcharger le graphique, les zones sont représentées les unes à la suite des autres, mais en réalité, la zone jaune et la zone rouge s'étendent de la charge zéro jusqu'à la limite de charge indiquée sur la Figure.

La première zone, de couleur bleue, indique que la nuance S235 ne permet pas de dépasser une charge pondérée de 1 114 [kN]. Au-delà de cette zone, la limite du catalogue est atteinte.

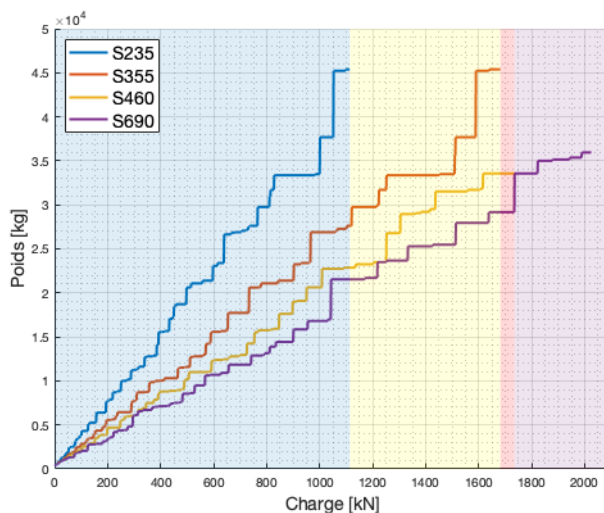
La deuxième zone, représentée en jaune, montre le domaine d'application de la nuance S355. Cette nuance d'acier permet d'atteindre une charge pondérée plus importante que la nuance précédente : 1 682 [kN] soit plus ou moins 50 % en plus.

La zone rouge indique qu'il existe une distinction claire entre les nuances S460 et S690. Au-delà de cette zone, les deux nuances se superposent, comme le montre la zone mauve. Cette superposition s'explique par le fait que le dimensionnement de la structure de nuance S690 est gouverné par les ELS, et que les profils nécessaires pour vérifier le critère de flèche sont situés en fin de catalogue.

Cette partie du catalogue comprend un grand nombre de profils de classe 3 et 4 pour la nuance S690. Par conséquent, pour satisfaire l'exigence de la classes 1 ou de la classe 2 pour les éléments comprimés [17], il est nécessaire d'utiliser des sections de profils plus importantes conduisant à un poids supérieur à celui obtenu avec la nuance S460.

En résumé, dans la zone de chargement mauve, il n'est pas avantageux d'utiliser la nuance S690 car elle ne permet pas de réaliser des gains de poids par rapport à la nuance S460.

Cette première analyse montre que l'utilisation des HSS permet d'obtenir des capacités de charge plus élevées par rapport à celle obtenue avec des nuances d'acier standard (S235 et S355). Les **gains de capacité de charge** sont récapitulés dans la Table 4.4 ci-dessous.



Nuances	Gain
<i>S</i> 235 [MPa] → <i>S</i> 355 [MPa]	50,98 %
<i>S</i> 235 [MPa] → <i>S</i> 460 [MPa]	81,77 %
<i>S</i> 235 [MPa] → <i>S</i> 690 [MPa]	55,8 %
<i>S</i> 355 [MPa] → <i>S</i> 460 [MPa]	34,9 %
<i>S</i> 355 [MPa] → <i>S</i> 690 [MPa]	3,2 %

TABLE 4.4 – **Gains de capacité de charge** en fonction des nuances d'acier

FIGURE 4.41 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la charge et pour différentes nuances d'aciers

Sur la Figure 4.41 apparaissent des droites en forme d'escalier, ce qui est attribué à la discontinuité du catalogue utilisé. De plus, des variations significatives, tels des sauts brusques, sont remarquées. L'un de ces sauts est mis en évidence dans la Figure 4.42 :

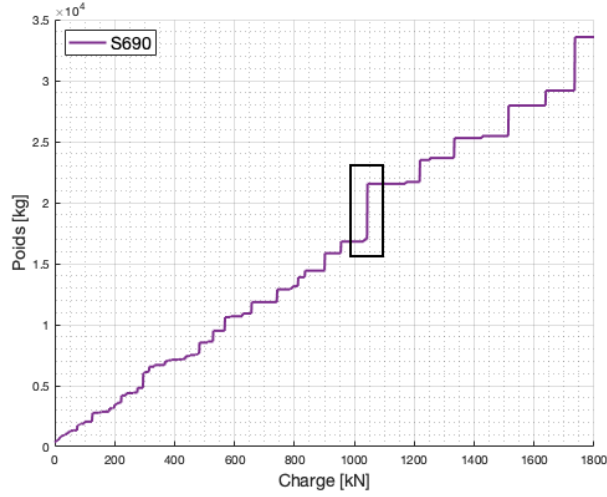


FIGURE 4.42 – Mise en évidence du saut

Cette hausse significative de poids est due à une zone comportant de nombreux profilés de classe 3 ou de classe 4 et de profilés non couverts par la norme prEN 1993-1-1 [16] qui ne peuvent être utilisés. En effet, la formule de l'aire effective ([16]- pour les CHS de classe 4 limite le nombre de profilés disponibles dans le catalogue :

$$A_{eff} = A \sqrt{\frac{90 \cdot \epsilon^2}{\frac{d}{t}}} \quad \text{pour} \quad \frac{d}{t} \leq 240 \cdot \epsilon^2 \quad (4.7)$$

Une analyse du **gain technique** des nuances d'acier est réalisée selon l'équation (4.4). Les résultats sont mis en évidences sur les Figures 4.43 et 4.44. Ces graphiques représentent respectivement le gain technique obtenu pour les nuances S460 et S690 par rapport à la nuance standard de référence, S355. Cependant, il convient de noter que les résultats présentent une certaine imprécision en raison de la discrétisation du catalogue utilisé.

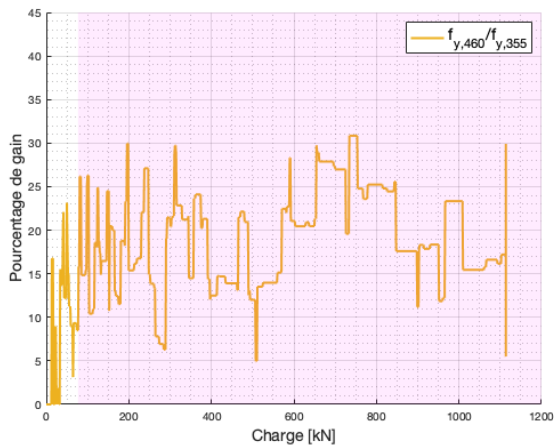


FIGURE 4.43 – Gain technique de la nuance S460 en fonction de la nuance standard S235

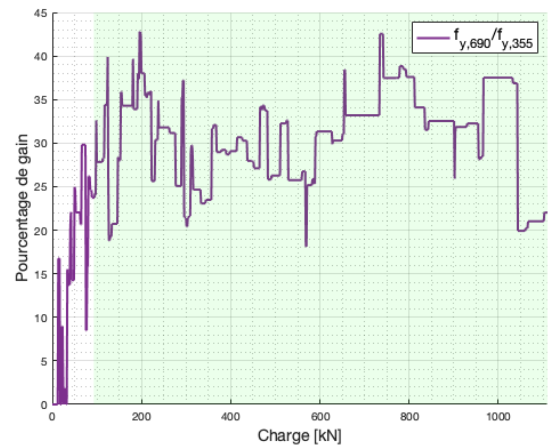


FIGURE 4.44 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S235

Une conclusion importante est qu'au-delà d'une certaine charge, le gain obtenu est toujours supérieur à une certaine valeur.

La Figure 4.43 montre qu'à partir d'une charge pondérée de 77 [kN], le gain obtenu avec la nuance S460 est globalement d'au moins 10 %. Dans la plage rose correspondante, le gain varie de 10 % à 30%.



La Figure 4.44 met en évidence un gain plus significatif. À partir d'une charge pondérée de 93 [kN], dans la zone verte, un gain supérieur à 25 % est observé. Seuls quelques pics se situent entre 20 % et 25 %. Dans cette zone, le gain peut atteindre jusqu'à 40 %.

### 4.3.2 Portée

Le deuxième paramètre étudié est la portée  $L$  de la structure. La Figure 4.45 reprend les paramètres fixes, représentés par des annotations vertes, ainsi que le paramètre qui varie, indiqué par des annotations rouges.

Comme cité plus en détail dans la Section 3.2, le domaine d'étude de ce paramètre "portée" est défini par :  $L \in [6, 48]$  m.

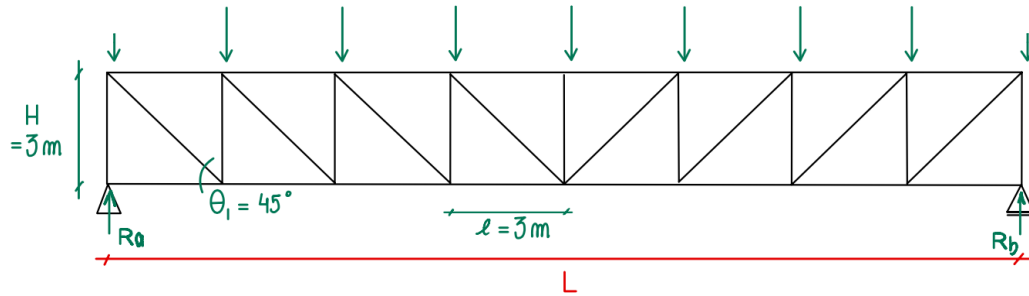


FIGURE 4.45 – Schéma récapitulatif de la structure étudiée

Les différents résultats pour différentes portées et différentes nuances sont représentés à la Figure 4.46. Pour faciliter la lisibilité, la Figure 4.47 montre un zoom sur la zone bleue de la Figure 4.46.

Les courbes dans cette zone offrant une meilleure lisibilité, cinq nuances d'acier sont étudiées : S235, S355, S460, S550 et S690.

De manière similaire à la Section 4.3.1, les zones colorées sont représentées de manière séquentielle dans le graphique pour éviter une surcharge visuelle. Il est toutefois important de noter qu'en réalité, les zones jaune et rouge s'étendent de la borne inférieure de l'étude jusqu'à leur limite respective indiquée sur le graphique.

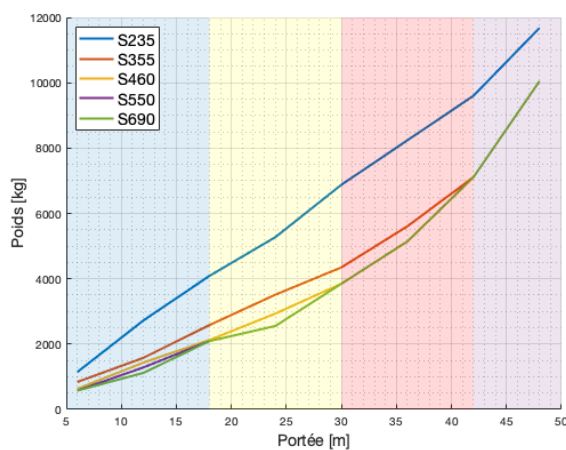


FIGURE 4.46 – Évolution du poids total du treillis pour différentes portées et nuances d'acier

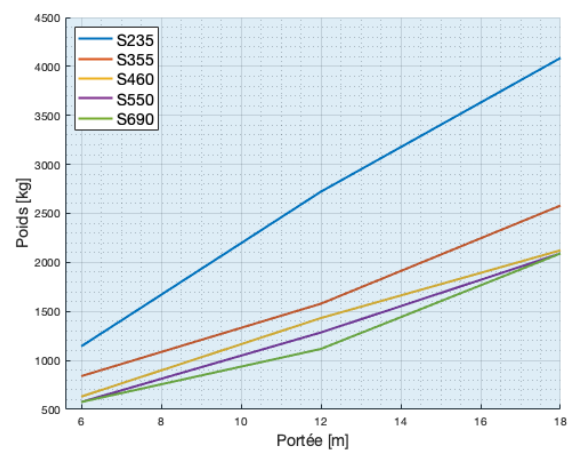


FIGURE 4.47 – Zoom de la zone bleue de la Figure 4.46

La zone bleue des Figures 4.46 et 4.47 met en évidence un petit domaine d'intérêt pour la nuance S690, allant de 6 [m] à 18 [m]. Au-delà de cette portée, la nuance S690 se confond avec la nuance S550. Cette observation s'explique par le fait que les profils nécessaires dans cette zone de portée induisent un poids supérieur à celui obtenu avec la nuance S550. Cela est dû en partie à la présence d'un grand



nombre de profilés de classe 3 ou 4 dans cette gamme de profilés ciblée. Par conséquent, cette zone de profilés constitue en réalité un désavantage pour la nuance S690, notamment pour des portées de 18 à 24 [m]. Au-delà de ces valeurs, le dimensionnement de la structure en acier S690 est gouverné par les ELS.

La zone jaune de la Figure 4.46 révèle l'existence d'une plage d'intérêt pour la nuance d'acier S550, s'étendant de 6 [m] à 30 [m]. Au-delà de cette plage, l'utilisation de cette nuance devient moins avantageuse. En effet, le dimensionnement est gouverné par les ELS pour des nuances égales ou supérieures à S460.

La nuance S460 présente un intérêt sur une grande partie du graphique, dans une plage de portée allant de 6 à 42 [m] (zone rouge). Au-delà de cette limite supérieure, à l'exception de la nuance S235, toutes les nuances représentées se chevauchent. Cela indique que, pour la plupart des nuances, le dimensionnement de la structure est principalement gouverné par les ELS.

En conclusion, au-delà de 42 [m], représenté par la zone mauve, les HSS n'offrent plus aucun intérêt en termes de gain technique, car le dimensionnement est principalement régi par les ELS, qui est un dimensionnement indépendant de la nuance d'acier utilisée.

La Figure 4.48 permet de visualiser et comparer les gains techniques obtenus en utilisant différentes nuances d'acier.

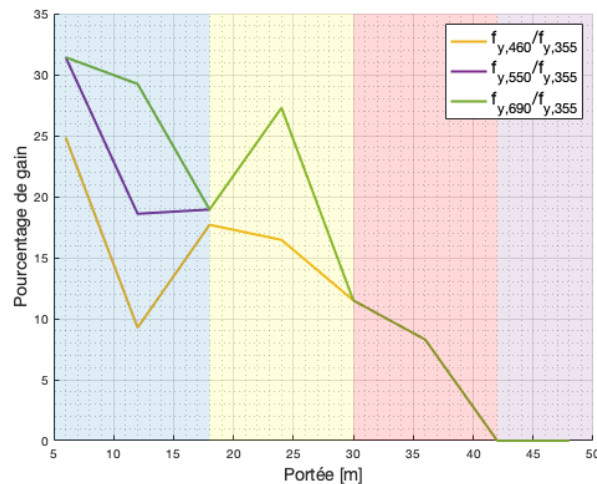


FIGURE 4.48 – Gain technique pour différentes portées et différentes nuances d'acier

Dans le domaine d'intérêt de la nuance S690 (zone bleue), un gain technique de plus de 18 % est observé. La nuance S550 présente également un gain supérieur à ces 18 % dans cette même zone, mais offre dans l'ensemble une amplitude de gain moins importante que la nuance S690. La nuance S460 affiche un gain supérieur à 10 %.

Il est également remarqué qu'à la limite de cette zone bleue, pour une portée de 18 [m], le gain obtenu pour les nuances S550 et S690 est pratiquement équivalent, ce qui est attribué à la discontinuité du catalogue utilisé.

Dans la zone jaune, le gain observé pour la nuance S550 est supérieur à 12 % et peut atteindre 27 % pour une portée de 24 [m]. En revanche, la nuance S460 présente un gain moins important, oscillant entre 12 % et 17 %.

Dans la zone rouge, un gain inférieur à 12 % est observé jusqu'à ne montrer plus aucun intérêt à

partir de la zone mauve pour l'ensemble des nuances HSS.

En conclusion, il est observé que l'augmentation de la portée réduit l'intérêt des HSS. Ceci s'explique par le fait que le dimensionnement de la structure est principalement régi par les ELS et ainsi, limite l'avantage des HSS.

De plus, le catalogue induit une pénalisation de l'intérêt des HSS. Cette pénalisation se manifeste dans les plages de portée où les gammes de profilés nécessaires sont de classe 3 ou de classe 4, entraînant un poids supérieur.

### 4.3.3 Hauteur

Le troisième paramètre étudié est la hauteur  $H$  de la structure. Pour refléter cette hauteur, l'inclinaison de la diagonale par rapport aux membrures est utilisée comme variable dans le code MATLAB.

Dans la Figure 4.49, comme expliqué précédemment, les paramètres fixes sont notés en vert et les paramètres qui varient en rouge.

Conformément à ce qui a été expliqué dans la Section 3.2, le domaine d'étude de ce paramètre est défini par  $\theta_1 \in [30, 60]^\circ$ .

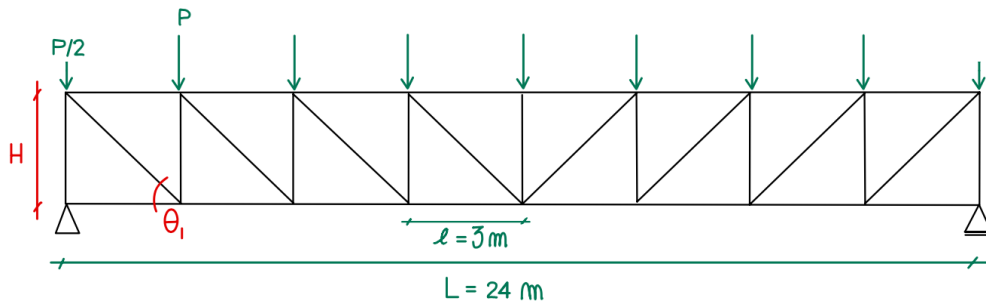


FIGURE 4.49 – Schéma récapitulatif de la structure étudiée

Les résultats obtenus pour différentes inclinaisons (ou hauteurs) et différentes nuances sont représentés dans la Figure 4.50.

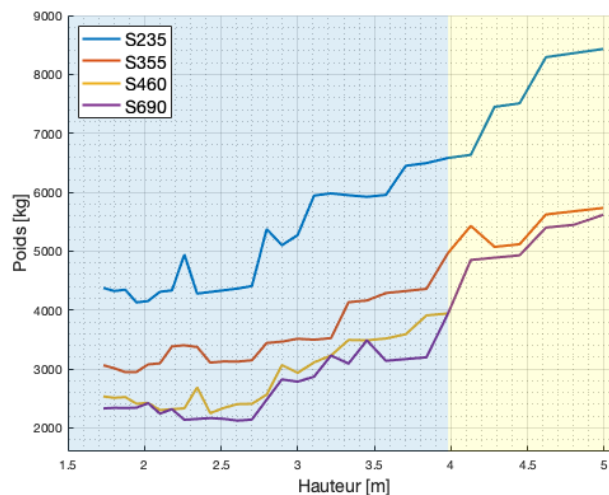


FIGURE 4.50 – Évolution du poids total du treillis pour différentes hauteurs et nuances d'aciers

La Figure 4.50 met en évidence deux zones distinctes. La première zone, bleue, correspond à la plage d'intérêt de la nuance d'acier S690. Dans cette zone, le poids global de la structure peut être réduit par

rapport aux trois autres nuances étudiées. Quelques zones de chevauchement entre les nuances S460 et S690 sont observées, principalement en raison de la discontinuité du catalogue. Globalement, la nuance S690 présente un intérêt pour des hauteurs variant d'environ 1,7 [m] à 4 [m].

La zone jaune représente la plage où la nuance S690 perd son intérêt. En effet, la courbe correspondante se confond avec celle de la nuance S460. Cette observation s'explique par le fait que, plus la nuance d'acier est élevée, moins il existe de profils répondant aux exigences de la classe 1 ou de la classe 2 pour les éléments comprimés.

En outre, plus la hauteur ou l'inclinaison augmente, plus il devient difficile de satisfaire le critère d'excentricité. En effet, selon l'équation de l'excentricité (4.8), plus l'inclinaison est élevée, plus l'excentricité l'est également. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser des profils de dimensions plus importantes pour maintenir l'excentricité dans les limites telles que requises à l'équation (3.5).

$$e = \tan \theta_1 \left( \frac{d_3}{2} + g + \frac{d_1}{2 \sin \theta_1} - \frac{d_0}{2} \right) \quad (4.8)$$

où la signification des variables  $d_0$ ,  $d_1$ ,  $d_3$ ,  $g$  et  $\theta_1$  est reprise dans les Figures 4.3, 4.4 et 4.5.

En analysant les différentes courbes de la Figure 4.50, deux caractéristiques principales se démarquent : la présence de pics et une zone de minimum.

Les pics reflètent à la fois l'interaction de plusieurs critères de dimensionnement et la discontinuité du catalogue. Pour obtenir une compréhension plus détaillée de leur origine, il convient de se référer à l'Annexe D.1 où le développement complet d'un pic est présenté.

La Figure 4.51 met en évidence la zone de minimum, où la structure présente un poids minimal. Cette zone correspond à de faibles inclinaisons, comprises entre 30 et 40°. À mesure que les inclinaisons augmentent, l'excentricité augmente. Pour satisfaire le critère d'excentricité, des sections de membrures plus grandes sont requises, ce qui entraîne une augmentation du poids. Par contre, en choisissant des inclinaisons plus faibles, les sections des membrures peuvent être plus petites et donc, une plus grande variété de profils peuvent être utilisés. Cette zone de minimum est spécifique à une structure dont la longueur des membrures  $l$  est fixe, telle qu'illustrée dans la Figure 4.49. Toutefois, il est nécessaire de vérifier ces résultats pour des longueurs différentes des membrures, comme indiqué dans la Section 4.3.4 ci-dessous.

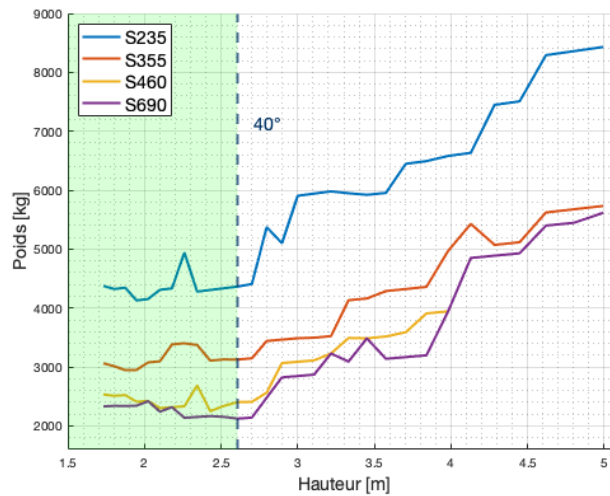


FIGURE 4.51 – Représentation de la zone de l'intervalle de minima

La Figure 4.52 représente le gain technique obtenu pour les différentes nuances. La zone verte, correspondant à la zone de minimum, présente des gains plus importants grâce à la plus grande variété de profils possibles. Un gain compris entre 20 et 37 % est observé pour la nuance S690 et entre 15 et 32 % pour la nuance S460.

Dans les zones bleue et jaune, les gains sont moins importants. La zone bleue présente globalement les gains les plus élevés, compris entre 8 et 26 %. Dans cette zone, la nuance S690 montre des gains supérieurs à la nuance S460.

Ces résultats mettent en évidence l'avantage significatif offert par la première zone en termes de gain technique, en particulier avec la nuance S690. Les autres zones montrent des gains relativement plus modestes.

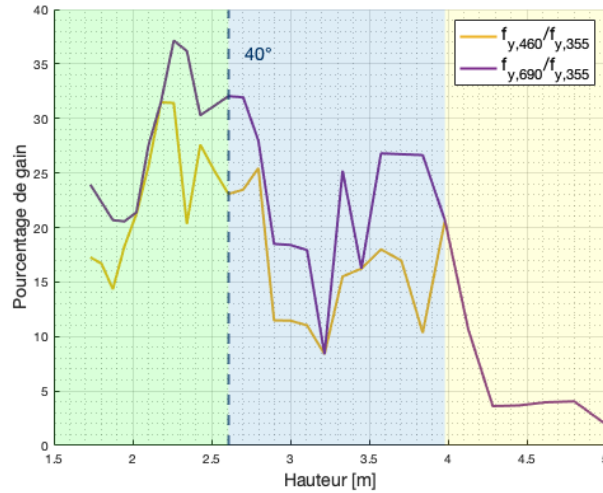


FIGURE 4.52 – Gain technique pour différentes hauteurs et nuances d'acier

#### 4.3.4 Longueur des membrures

Le paramètre suivant étudié est la longueur des membrures  $l$ , qui est étudiée en combinaison avec la variation de la hauteur de la structure. Comme expliqué dans la Section 3.2, les valeurs étudiées pour ces deux paramètres sont les suivantes :

- $l = 3 - 4 - 6 \text{ m}$  ;
- $\theta_1 \in [30, 60]^\circ$ .

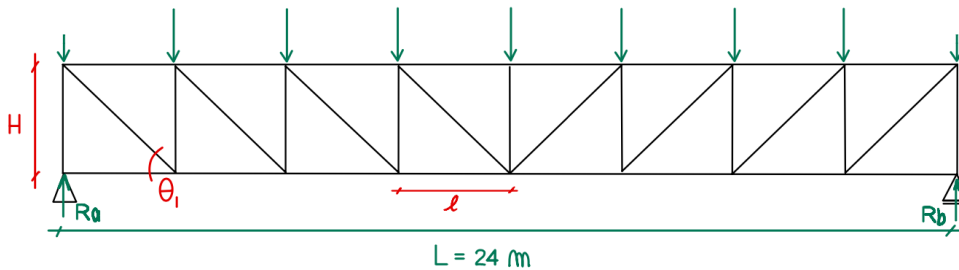


FIGURE 4.53 – Schéma récapitulatif de la structure étudiée

Les Figures 4.54 et 4.55 présentent les résultats obtenus pour deux longueurs de membrures différentes, à savoir 4 [m] et 6 [m]. La Figure qui présente les résultats pour une longueur de 3 [m] peut être trouvée dans la Section 4.3.3 - Figure 4.51.

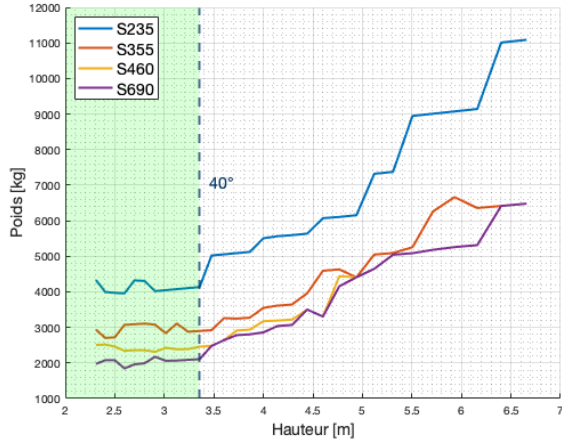


FIGURE 4.54 – Évolution du poids total du treillis pour une longueur de membrures de  $l = 4$  [m]

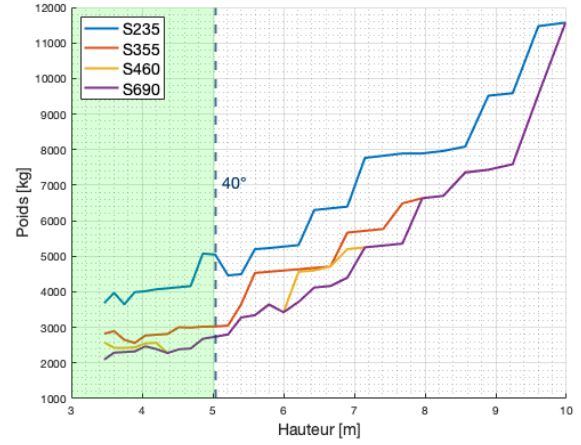


FIGURE 4.55 – Évolution du poids total du treillis pour une longueur de membrures de  $l = 6$  [m]

L'analyse des résultats montre une tendance similaire à celle expliquée dans la Section 4.3.3. Une zone de poids minimum est observée pour les inclinaisons initiales, soit entre 30 et 40°. Au-delà de ces inclinaisons, les poids obtenus augmentent considérablement.

Il est cependant important de noter que cette réduction de poids pour ces inclinaisons est obtenue grâce à l'hypothèse selon laquelle les nœuds du treillis sont articulés. Si ce critère n'est pas respecté et que les excentricités sont prises en compte, les résultats peuvent être différents. Une perspective intéressante pour cette étude consiste à comparer les zones de poids de minimum lorsque les nœuds sont ou non des articulations.

Ensuite, les Figures 4.56 et 4.57 présentent les gains techniques obtenus pour les deux longueurs de membrures, à savoir 4 [m] et 6 [m]. La Figure correspondante à la longueur de 3 [m] peut être trouvée dans la Section 4.3.3 - Figure 4.52. À partir de ces Figures, une analyse est effectuée pour déterminer quelle longueur présente un intérêt plus important pour les HSS.

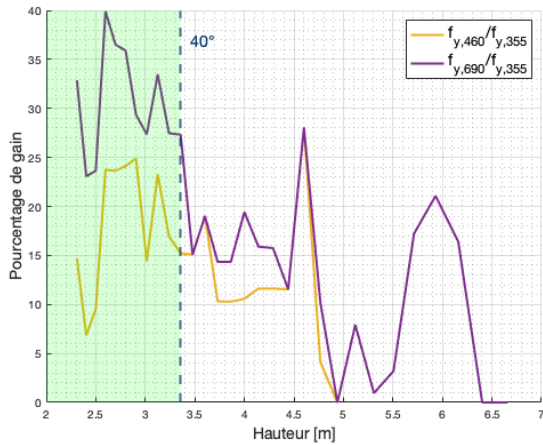


FIGURE 4.56 – Gain technique pour une longueur de membrures de  $l = 4$  [m]

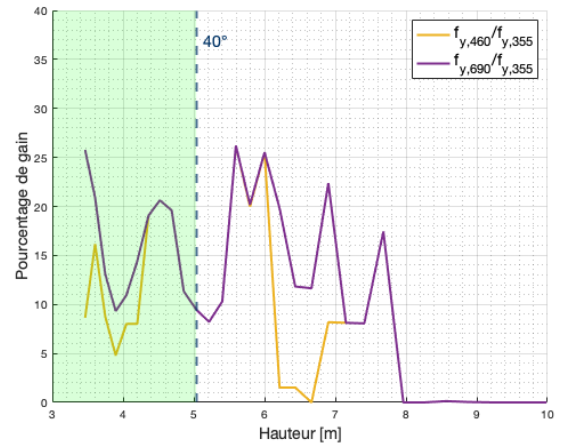


FIGURE 4.57 – Gain technique pour une longueur de membrures de  $l = 6$  [m]

L'analyse de la zone verte montre que la nuance S690 offre un gain au-delà de 24 % pour une longueur de 4 [m] alors qu'un gain inférieur à 26 % est obtenu pour une longueur de 6 [m]. Pour la nuance S460, le gain est également plus important pour la plus petite longueur.

Si l'analyse est axée sur la comparaison entre le gain obtenu avec une longueur de 3 [m] (Figure 4.52) et une longueur de 4 [m] (Figure 4.56), la nuance S690 présente un gain supérieur avec une longueur de 4 [m] mais l'inverse est observé pour la nuance S460.

Afin d'analyser l'impact de la longueur des membrures, les résultats précédemment obtenus lorsque le chargement et la portée varient sont de nouveau étudiés lorsque la longueur de la membrure est de 4 [m] et l'inclinaison est prise inférieure à  $40^\circ$ . Cela permet d'explorer l'existence éventuelle d'un domaine d'intérêt des HSS plus étendu pour cette configuration.

La structure académique et la structure modifiée ( $\theta \in [30^\circ; 40^\circ]$ ) sont représentées à l'échelle sur la Figure 4.58 suivante :

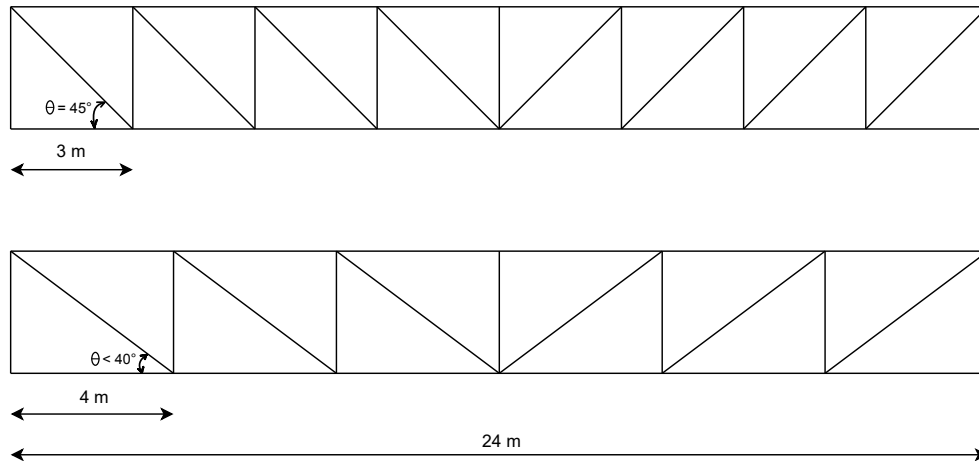


FIGURE 4.58 – Schématisation des deux structures

### Chargement

Afin de comparer les résultats de chargement entre la structure académique et la structure modifiée, il convient de maintenir des réactions d'appui identiques aux deux structures. La charge appliquée à la structure modifiée doit donc être un multiple de celle appliquée à la structure académique.

Sur les Figures ci-dessous (4.59 à 4.63), il a été décidé de représenter l'axe des abscisses par la charge appliquée à la structure académique afin de faciliter la visualisation des résultats et leurs comparaisons. La charge réelle appliquée à la structure modifiée peut être obtenue en multipliant la valeur reprise sur les Figures par 1,333 (valeur déterminée après calcul pour obtenir des réactions d'appui identiques).

La Figure 4.59 présente les résultats de chargement obtenus pour la structure modifiée et la Figure 4.60 permet de comparer les résultats obtenus précédemment pour la structure académique (Section 4.3.1) et ceux obtenus pour la structure modifiée.

Le choix des nuances d'acier pour cette comparaison s'est porté sur les nuances S460 et S690.

L'analyse de la Figure 4.60 montre dans un premier temps que le poids est plus optimal pour la structure modifiée que ce soit pour la nuance S460 ou la nuance S690.

Ensuite, un intérêt pour la nuance S690 (par rapport à la nuance S460) est observé pour la structure modifiée au-delà d'une charge de 1 700 [kN], ce qui n'est pas le cas pour la structure académique. En effet, la réduction du nombre de mailles pour la structure modifiée implique que son dimensionnement n'est plus gouverné par les ELS mais par les ELU.

L'effet de cette réduction de mailles est développé dans la section "portée" ci-dessous.

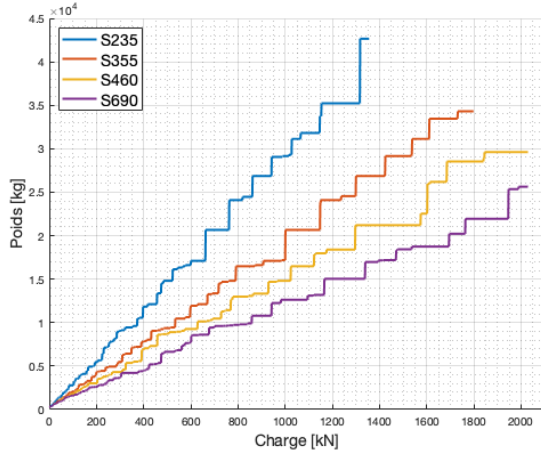


FIGURE 4.59 – Évolution du poids total de la structure modifiée pour différentes nuances d’acier

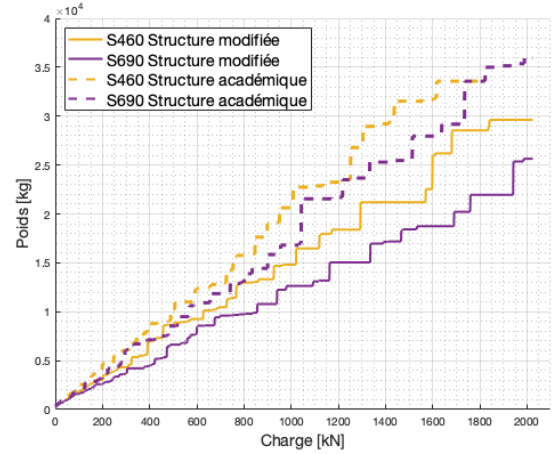


FIGURE 4.60 – Comparaison des deux structures pour deux nuances d’acier

La Figure 4.61 met en évidence un domaine d’intérêt élargi pour les HSS, où le chargement de la structure peut être plus important. Dans un souci de lisibilité, les charges maximales précédemment atteignables avec la structure académique (voir Figure 4.41) sont représentées par les droites verticales pointillées. La couleur de chaque droite correspond à celle de la nuance spécifique reprise en légende.

Il est constaté que chaque nuance présente un domaine de capacité de chargement plus grand avec la structure modifiée, la nuance S690 se démarquant particulièrement.

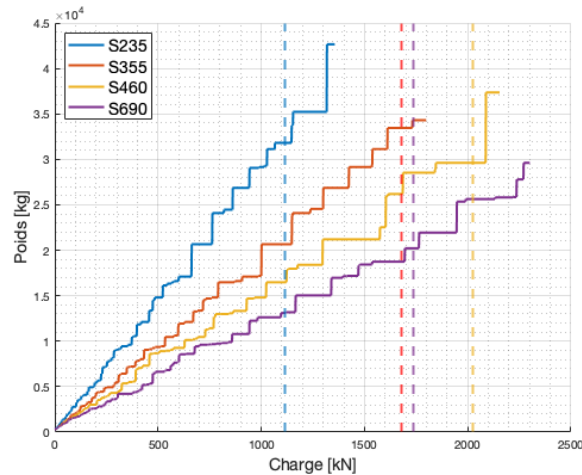


FIGURE 4.61 – Comparaison du domaine d’intérêt de chargement pour la structure académique et la structure modifiée

Les Figures 4.62 et 4.63 présentent le gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance S355 obtenu respectivement pour la structure académique et la structure modifiée.

Dans les deux cas, un gain supérieur à 20 % est observé dans la zone bleue mais est toutefois plus élevé pour la structure modifiée. La structure modifiée permettant de supporter un chargement plus important, un gain de plus de 35 % est constaté au-delà de la droite pointillée.



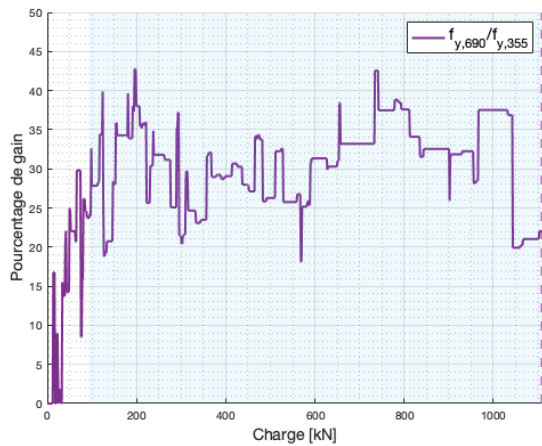


FIGURE 4.62 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S355 pour la structure académique

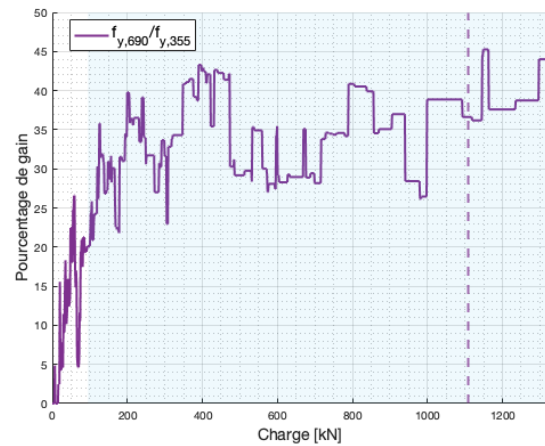


FIGURE 4.63 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S355 pour la structure modifiée

## Portée

Dans cette partie, la comparaison porte sur les résultats entre les deux structures pour différentes portées. Comme pour le chargement, les réactions d'appui sont maintenues identiques aux deux structures.

La Figure 4.64 présente les résultats de portée obtenus pour la structure modifiée et la Figure 4.65 permet de comparer les résultats obtenus précédemment pour la structure académique (Section 4.3.2) et ceux obtenus pour la structure modifiée.

Le choix des nuances d'acier pour cette comparaison s'est porté sur les nuances S460 et S690.

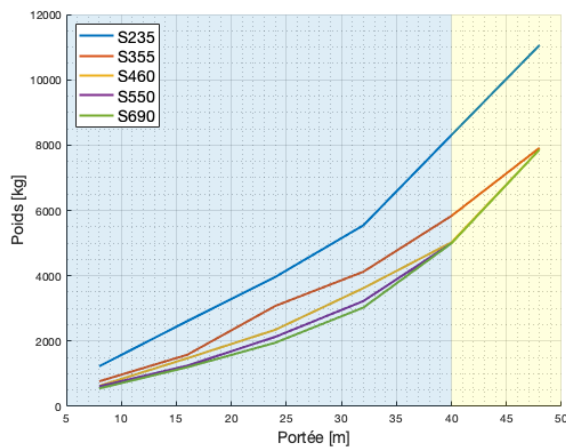


FIGURE 4.64 – Évolution du poids total de la structure modifiée pour différentes nuances d'acier

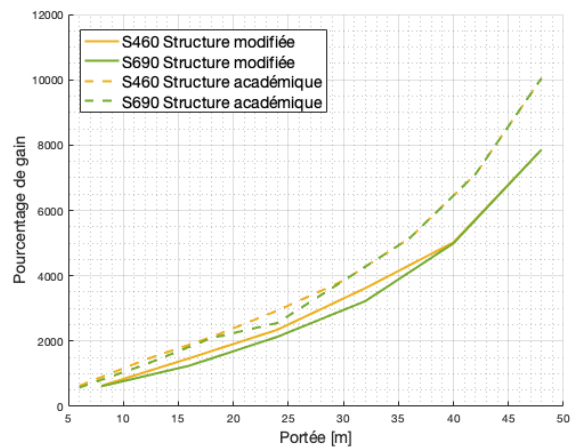


FIGURE 4.65 – Comparaison des deux structures pour deux nuances d'acier

L'analyse de la Figure 4.65 montre dans un premier temps que le poids est plus optimal pour la structure modifiée que ce soit pour la nuance S460 ou la nuance S690.

La Figure 4.64 présente un domaine d'intérêt beaucoup plus large pour les nuances S550 et S690 contrairement à ce qui était observé sur la Figure 4.46 où les nuances étaient plus confondues. Cela s'explique par le fait que la nuance S690 n'est plus autant limitée par le catalogue, une inclinaison plus petite offrant davantage de choix et permettant de réduire l'impact des profils de classe 3 ou de classe 4.



Ensuite, il est observé que les nuances S550 et S690 sont moins restreintes par les ELS sur la Figure 4.64 que sur la Figure 4.46. Cela peut s'expliquer par le fait que l'augmentation de la longueur des membrures permet de réduire l'impact des ELS sur la structure. En effet, en augmentant la longueur des membrures, le nombre de mailles dans la structure est réduit et les efforts internes sont ainsi diminués (explication détaillée dans l'Annexe D.2).

De plus, il apparaît que la structure modifiée utilisant les nuances S550 et S690 n'est régie par les ELS qu'à partir de 32 [m], valeur renvoyée par la routine MATLAB. Cependant, sur la Figure 4.64, un espace est observé entre les deux courbes au-delà de cette portée, dû au critère d'optimisation défini à la Section 3.3.

En effet, lorsque le déplacement global n'est pas validé, la section d'un élément de la structure est modifiée. Les propriétés des profilés ne progressant pas de manière linéaire dans le catalogue, la modification de cette section peut entraîner une non vérification de la résistance en section ou de la résistance des assemblages, nécessitant une modification de section supplémentaire et ce, jusqu'à valider le dimensionnement aux ELU et aux ELS.

Ce critère d'optimisation a permis de modifier la section d'un élément ayant un impact moindre sur le dimensionnement global de la structure composée de S690.

Quant à la nuance S460 elle présente un intérêt jusqu'à une portée de 48 [m]. Au-delà, la structure est conditionnée par les ELS, et plus aucun domaine d'intérêt des HSS n'est possible.

Les Figures 4.66 et 4.67 présentent une comparaison des gains techniques obtenus pour les deux structures.

La structure modifiée présente une zone d'intérêt plus étendue. Dans l'ensemble, elle permet d'obtenir des gains plus importants. Par exemple, les gains affichés pour les nuances S550 et S690, et ce jusqu'à une portée de 40 mètres, varient de 15 à 37 %.

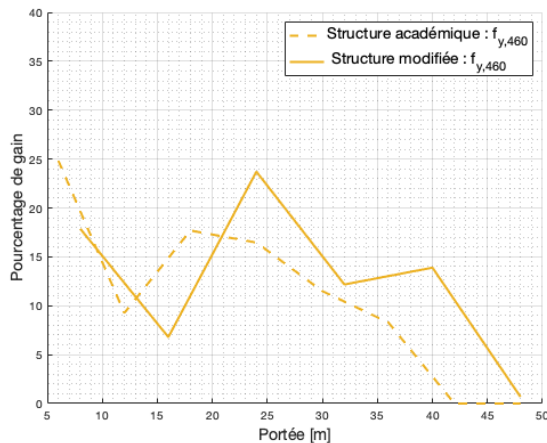


FIGURE 4.66 – Comparaison du gain technique obtenu pour les deux structures de nuance S460 en fonction de la nuance standard S355

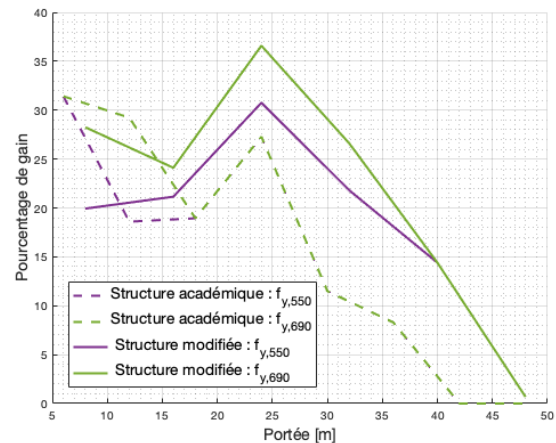


FIGURE 4.67 – Comparaison du gain technique obtenu pour les deux structures de nuances S550 et S690 en fonction de la nuance standard S355

## Conclusion

Un élargissement du domaine d'intérêt des HSS est observé avec la structure composée de membrures de longueur de 4 [m] et dont l'inclinaison est inférieure à 40°.

Une longueur des membrures plus importante contribue à réduire l'impact des ELS. Cependant, si le rapport entre la longueur des membrures et la portée est trop élevé, l'avantage de ne pas être gouverné par les ELS perd de son intérêt. En effet, des longueurs importantes peuvent entraîner des instabilités au flambement limitant les performances et la capacité portante de la structure. Il en résulte

que le dimensionnement nécessite alors d'utiliser des sections de profilés plus importantes augmentant ainsi le poids de la structure.

Il est donc essentiel que le rapport entre la longueur de la membrure et la portée reste raisonnable.

Des inclinaisons supérieures à  $40^\circ$ , comme le montre l'équation (4.8), mènent à des excentricités importantes : des sections de membrures plus grandes sont alors requises pour satisfaire le critère d'excentricité et il en résulte une augmentation du poids.

Des inclinaisons inférieures à  $40^\circ$ , quant à elles, permettent l'utilisation de sections de membrures plus petites et donc, une zone de poids minimum telle qu'observée pour les trois longueurs de membrure étudiées.

Il est cependant important de noter que cette observation est obtenue grâce à l'hypothèse selon laquelle les nœuds du treillis sont des articulations.

### 4.3.5 Critère de flèche

Le critère de flèche est un autre paramètre étudié. Il permet de déterminer si le domaine d'utilisation des HSS peut être élargi si le critère est plus souple, ou s'il peut être restreint lorsque le critère devient plus strict. Cette limite de flèche est évaluée en fonction des différents paramètres, tels que le chargement, la portée et la hauteur de la structure.

Les différents critères de flèche étudiés, comme expliqué dans la Section 3.2, sont : **L/200**, **L/300**, **L/400** et **L/500**.

#### Chargement

Les Figures 4.68 à 4.71 présentent les résultats obtenus pour différents critères de flèche. Les lignes verticales en pointillés indiquent la charge maximale atteignable pour chaque critère de flèche étudié. Afin d'effectuer une comparaison des critères de flèche, les charges maximales atteintes pour chacun d'eux sont reportées dans la Figure 4.69 représentant le cas de base.

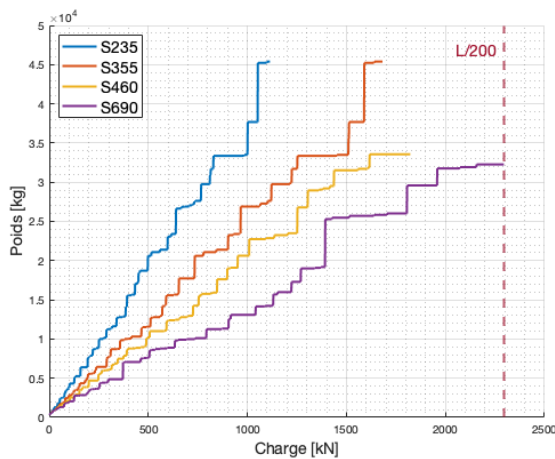


FIGURE 4.68 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la charge avec **L/200**

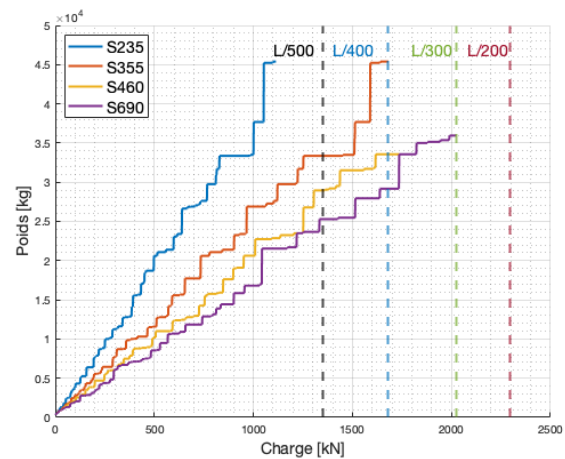


FIGURE 4.69 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la charge avec **L/300**

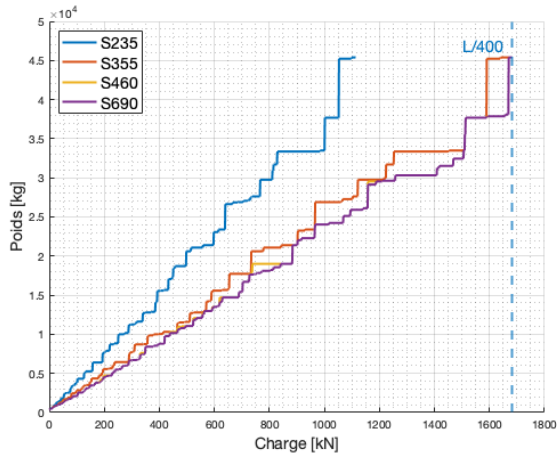


FIGURE 4.70 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la charge avec **L/400**

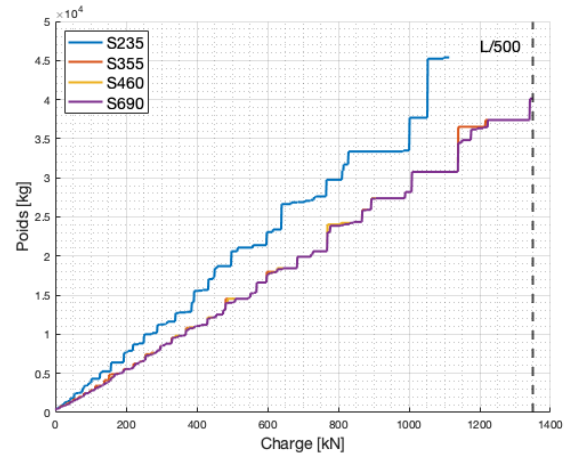


FIGURE 4.71 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la charge avec **L/500**

Premièrement, une tendance générale se dégage sur l'ensemble des Figures : l'impact du critère de flèche limite l'intérêt des HSS. Plus le critère de flèche est strict, plus les courbes se superposent.

Concernant le critère de flèche L/500, la superposition des courbes indique que le dimensionnement de la structure, de nuance HSS ou standard S355, est principalement gouverné par les ELS et donc, l'utilisation d'HSS ne présente aucun avantage.

Le critère L/400 n'offre globalement aucun intérêt pour la nuance S690, principalement régi par les ELS, seule la nuance S460 montre un intérêt.

Les critères de flèche L/300 et L/200, plus souples, permettent un domaine d'intérêt plus étendu pour les HSS. De la comparaison des Figures 4.68 et 4.69, il ressort que :

- le critère L/300, associé à la nuance S690, a son domaine d'intérêt réduit car pour certains chargements, le dimensionnement est gouverné par les ELS ;
- le critère L/200 offre un plus grand intérêt pour les HSS car le dimensionnement de la structure est entièrement gouverné par les ELU.

Ensuite, la charge maximal atteignable est analysée sur la Figure 4.69. Sans grande surprise, la charge maximale est d'autant plus importante que le critère de flèche est souple. En d'autres termes, lorsque le dimensionnement est principalement gouverné par les ELU, des chargements plus élevés sont atteints avec les mêmes sections de profilés.

Pour finir, les gains techniques pour deux cas opposés, structure de nuance S690 - critère de flèche L/200 et structure de nuance S460 - critère de flèche L/500, sont respectivement illustrés aux Figures 4.72 et 4.73.

Les autres cas sont présentés en détail dans l'Annexe D.3.1.

Pour la structure de nuance S690 et le critère de flèche L/200, le gain obtenu est de :

- plus de 30 % pour des charges pondérées supérieures à 150 [kN] (représenté par la ligne bleue 1) ;
- plus de 40 % pour des charges pondérées supérieures à 660 [kN] (représenté par la ligne bleue 2).

Cela démontre un réel intérêt à utiliser les HSS lorsque le dimensionnement est principalement gouverné par les ELU.

Pour la structure de nuance S460 et le critère de flèche L/500, il est confirmé que lorsque la structure est principalement régie par les ELS, il n'y a aucun intérêt à envisager l'utilisation des HSS.

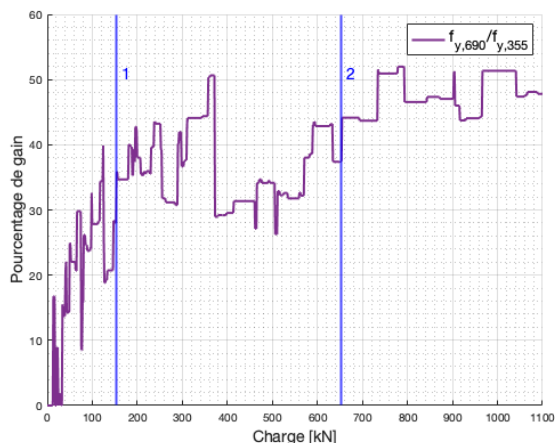


FIGURE 4.72 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/200**

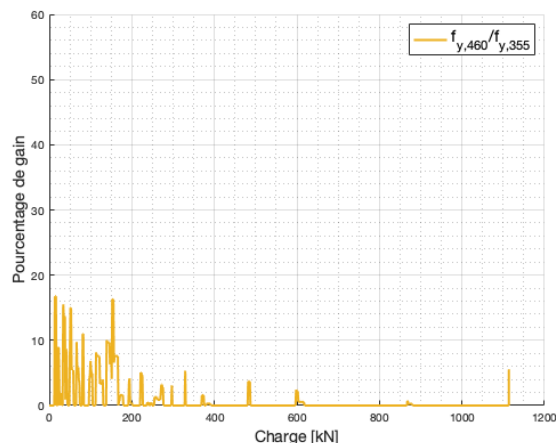


FIGURE 4.73 – Gain technique de la nuance S460 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/500**

## Portée

Les Figures 4.74 à 4.75 présentent les résultats obtenus pour les critères de flèche L/200 et L/500. Les résultats obtenus pour les autres critères sont présentés en détail dans l'Annexe D.3.2.

Premièrement, une tendance générale se dégage sur les deux Figures : l'impact du critère de flèche limite l'intérêt des HSS. Plus le critère de flèche est strict, plus les courbes se superposent.

Ensuite, le poids obtenu pour une même portée est plus faible avec un critère de flèche plus souple.

En outre, la zone bleue indique le domaine d'intérêt de la nuance S690. Il s'étend jusqu'à 42 [m] pour le critère de flèche L/200, tandis qu'il se limite à 18 [m] pour un critère de flèche L/500. La zone jaune, quant à elle, représente le domaine d'intérêt de la nuance S460. Il s'étend respectivement jusqu'à 54 [m] et 36 [m] pour les critères de flèche L/200 et L/400.

De plus, il apparaît que le gain des HSS pour le critère de flèche L/500 est très faible. Avec ce critère la structure est dimensionnée aux ELS pour des nuances égales ou supérieures à S355. La légère différence entre les courbes est expliquée par le critère d'optimisation précédemment défini à la Section 3.3.

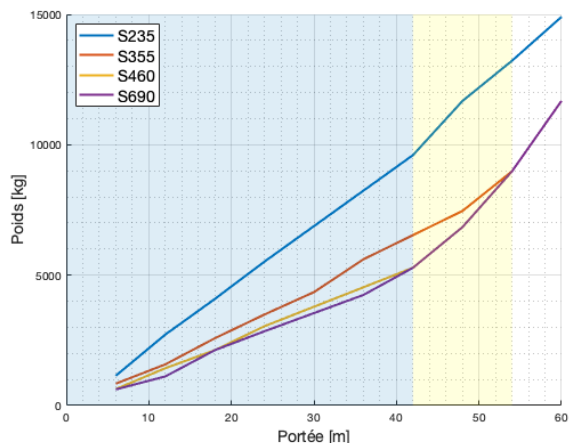


FIGURE 4.74 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la portée avec **L/200**

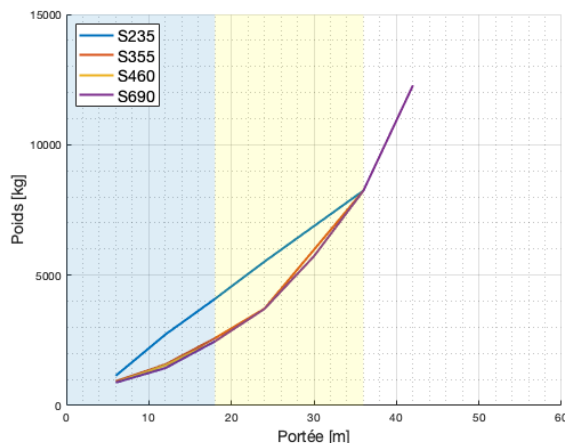


FIGURE 4.75 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la portée avec **L/500**

Pour finir, les gains techniques pour les deux critères de flèche sont illustrés aux Figures 4.76 et 4.77. Un gain de plus de 10 % est obtenu pour le critère de flèche  $L/200$  jusqu'à une portée de 42 [m], tandis que le critère de flèche  $L/500$  montre des gains inférieurs à 10 % pour les mêmes portées. Plus particulièrement, il est constaté que pour une portée de 12 [m] et une nuance S690, le rapport du gain technique entre le critère le plus souple  $L/200$  (30 %) et le critère le plus strict  $L/500$  (10%) est de 3.

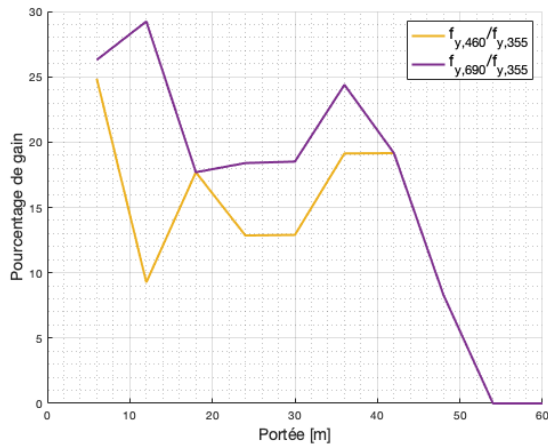


FIGURE 4.76 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/200**

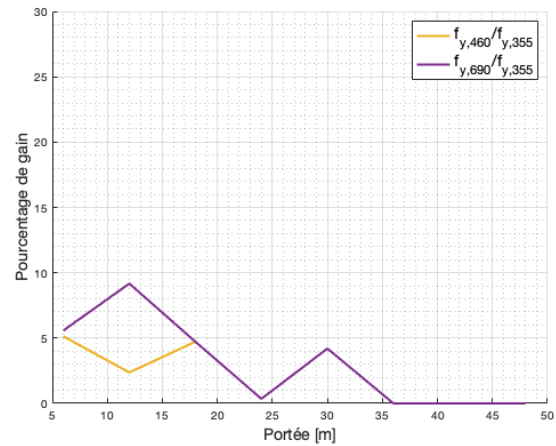


FIGURE 4.77 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/500**

## Hauteur

Les Figures 4.78 et 4.79 présentent les résultats obtenus pour les critères de flèche  $L/200$  et  $L/500$ . Les résultats obtenus pour les autres critères sont présentés en détail dans l'Annexe D.3.3.

La Figure 4.78 montre le réel domaine d'intérêt des HSS pour le critère de flèche  $L/200$ . La zone bleue indique le domaine d'intérêt de la nuance S690. Il s'étend jusqu'à environ 4 [m] de hauteur. La nuance S460 quant à elle a un intérêt sur tout le domaine (zone jaune).

Seules quelques zones d'intérêt pour les HSS sont visibles sur la Figure 4.79. La structure est en réalité dimensionnée aux ELS pour des nuances supérieures à S235, c'est le critère d'optimisation défini précédemment (Section 3.3) qui explique ces petites zones d'intérêt.

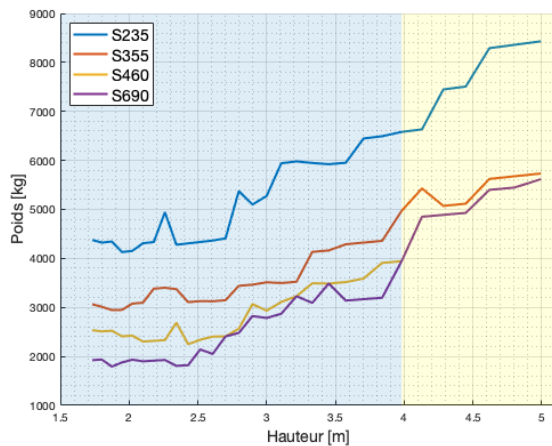


FIGURE 4.78 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la hauteur avec **L/200**

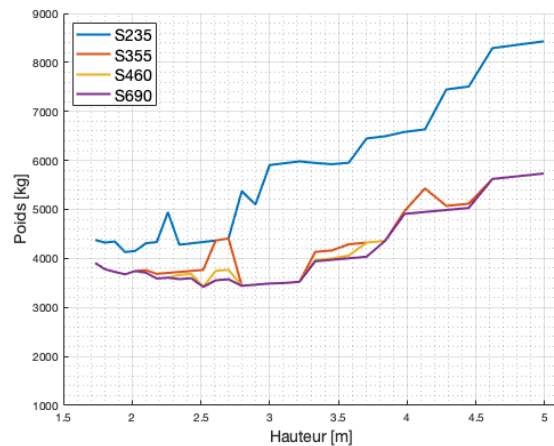


FIGURE 4.79 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la hauteur avec **L/500**

Les résultats obtenus en termes de gain sont représentés sur les Figures 4.80 et 4.81. Les mêmes conclusions sont tirées : un critère de flèche plus souple offre un domaine d'intérêt plus important pour les HSS.

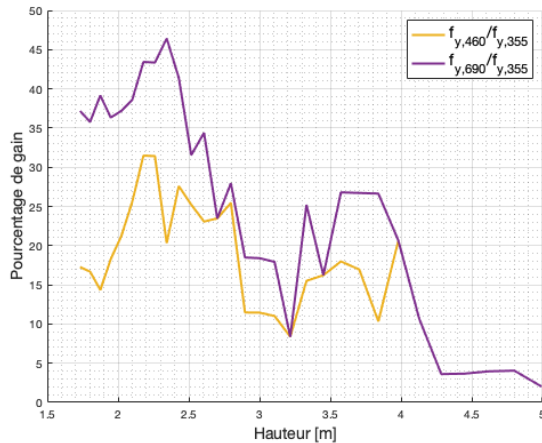


FIGURE 4.80 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/200**

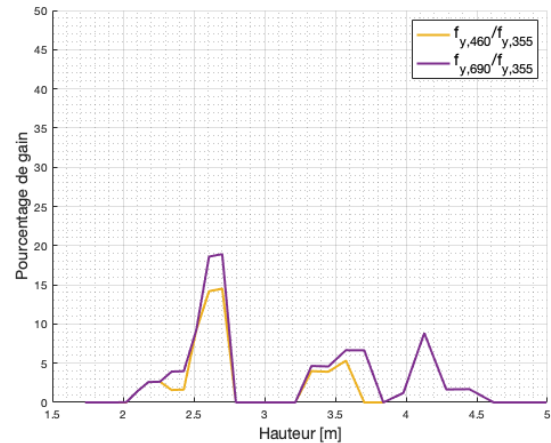


FIGURE 4.81 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/500**

## 4.4 Conclusion

Après l'étude détaillée du cas académique, des conclusions peuvent être tirées quant au domaine d'intérêt technique des HSS par rapport à la nuance standard de référence S355.

- **Chargement**

Lors de l'étude du chargement, deux points importants se dégagent.

Tout d'abord, l'utilisation des HSS permet d'étendre le domaine de chargement. Par exemple, l'utilisation de la nuance S460 a conduit à un **gain de chargement** d'environ 35 % par rapport à la nuance S355, atteignant des charges non pondérées jusqu'à 1 200 [kN].

Il faut cependant noter que la nuance S690 ne présente plus d'intérêt à la fin du domaine de chargement. En effet, la structure de cette nuance est limitée par un dimensionnement aux ELS et par une plage de profils de classe 3 ou 4 située en fin de catalogue. Pour rappel, ceux-ci doivent être exclus pour satisfaire les exigences de la classe 1 ou de la classe 2 des éléments comprimés.

Des **gains techniques** sont également observés. La nuance S460 offre un gain de plus de 10 % à partir d'une charge pondérée d'environ 80 [kN], pouvant atteindre 30 %. Quant à la nuance S690, elle présente un gain oscillant entre 25 et 45 % pour des charges pondérées supérieures à 90 [kN].

- **Portée**

L'étude de la portée met également en évidence un domaine d'intérêt pour les HSS. Cependant, ce domaine est réduit par les exigences de la classe 1 ou de la classe 2 et indirectement par le catalogue, et il est borné par le dimensionnement aux ELS.

En effet, la nuance S690 pourrait montrer un intérêt dans un domaine de 6 à 24 [m], le dimensionnement de la structure de cette nuance étant gouverné par les ELS au-delà. Ce domaine est pourtant réduit à 18 [m] par une plage trop importante de profils de classe 3 ou 4

dans le catalogue. Toutefois, un **gain technique** de plus de 20 % est observé dans ce domaine.

La nuance S550, quant à elle, présente un domaine d'intérêt plus étendu, s'étendant jusqu'à 30 [m], et permet un **gain technique** de 12 % à 30 % en fonction de la portée.

La nuance S460 montre un intérêt jusqu'à une portée de 42 [m]. Pour une portée inférieure à 30 [m], le **gain technique** varie entre 10 et 25 %, tandis que pour une portée supérieure, il est inférieur à 10 %. Au-delà de 42 [m], le dimensionnement de la structure de nuances supérieures à la nuance S235 est gouverné par les ELS et donc les HSS ne sont pas avantageux.

- **Hauteur**

Lors de l'étude de la hauteur, il est clairement apparu que les inclinaisons inférieures à 40° délimitent un domaine où le poids de la structure est optimal et où les **gains technique** sont les plus importants de 15 à 30 % en utilisant les HSS.

Ces résultats sont basés sur l'hypothèse selon laquelle les nœuds du treillis sont des articulations, le critère d'excentricité peut ainsi être validé par une plus grande variété des profilés du catalogue lorsque les diagonales sont peu inclinées.

Si cette hypothèse n'était pas validée et que des excentricités devaient alors être prises en compte, les résultats pourraient être différents.

- **Longueur des membrures**

L'étude de la longueur des membrures confirme la tendance observée précédemment pour les inclinaisons inférieures à 40° : poids de la structure optimal et **gains** plus importants.

Il a également été constaté que la combinaison d'une inclinaison inférieure à 40° et d'une légère augmentation de la longueur des membrures (4 [m]) élargit le domaine d'intérêt et améliore les gains obtenus pour les études de chargement et de portée.

L'inclinaison favorise une plus grande flexibilité du catalogue, tandis que la longueur plus importante des membrures permet de réduire le nombre total de mailles, réduisant ainsi l'impact des ELS.

Il est important de souligner que si le nombre de mailles dans la structure est trop petit, cela peut avoir l'effet inverse de celui qui est attendu. Un nombre de mailles insuffisant entraîne des longueurs de flambement importantes, augmentant ainsi le risque d'instabilités au flambement. Il en résulte que le dimensionnement nécessite alors d'utiliser des sections de profilés plus importantes augmentant ainsi le poids de la structure.

Il est donc essentiel que le rapport entre la longueur de la membrure et la portée reste raisonnable.

- **Critère de flèche**

Le dernier paramètre étudié permet de mettre en évidence l'impact des ELS sur l'intérêt des HSS.

Plus le critère de flèche est souple, plus le domaine d'intérêt des HSS et les **gains technique** associés sont avantageux.

Bien que les nuances HSS offrent chacune un domaine d'intérêt, les gains obtenus pour les nuances S460 et S690 peuvent être relativement similaires en fonction du paramètre étudié. Sachant que le coût de l'acier S690 est plus élevé que celui de l'acier S460, même si le gain par rapport à la nuance S355 est plus élevé pour la nuance S690 que pour la nuance S460, il convient que la différence de ces deux gains soit élevée pour justifier l'utilisation de l'acier S690.



## Chapitre 5

# Étude du cas Greisch

Dans ce chapitre, les concepts théoriques développés précédemment sont appliqués à un cas d'étude concret. La méthodologie générale est validée et l'intérêt des HSS dans ce contexte spécifique est évalué.

Comme il s'agit d'un cas concret, la portée, la hauteur et la longueur des membrures sont fixées. Lors de l'étude paramétrique, seuls le chargement et le critère de flèche sont modifiés afin d'évaluer l'intérêt des HSS.

### 5.1 Présentation et analyse de la structure étudiée

Le treillis analysé provient de la structure appelée "SEGAL". Il a été sélectionné en raison de sa similarité avec le cas académique : structure simple isostatique, membrures horizontales et sans effet Vierendeel.

Avant de détailler la géométrie de ce treillis, il est opportun de comprendre son intégration structurelle dans le plancher telle que détaillée sur la Figure 5.1 :

1. les deux poutres treillis principales.
2. les poutrelles.
3. les poutres secondaires.
4. le caillebotis, le plancher et trois éléments techniques.

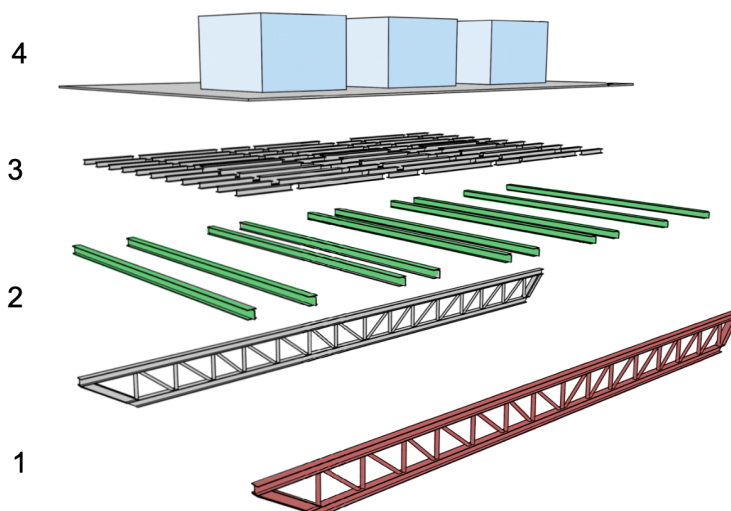


FIGURE 5.1 – Composition structurelle détaillée du plancher du projet SEGAL [11]



Les poutres secondaires sont positionnées sur les poutrelles, l'ensemble crée un support pour le plancher, le caillebotis et les trois éléments techniques. Les poutrelles, à leur tour, reposent sur les nœuds supérieurs des deux poutres treillis principales.

La configuration réelle sans le caillebotis, le plancher et les trois éléments techniques est la suivante :

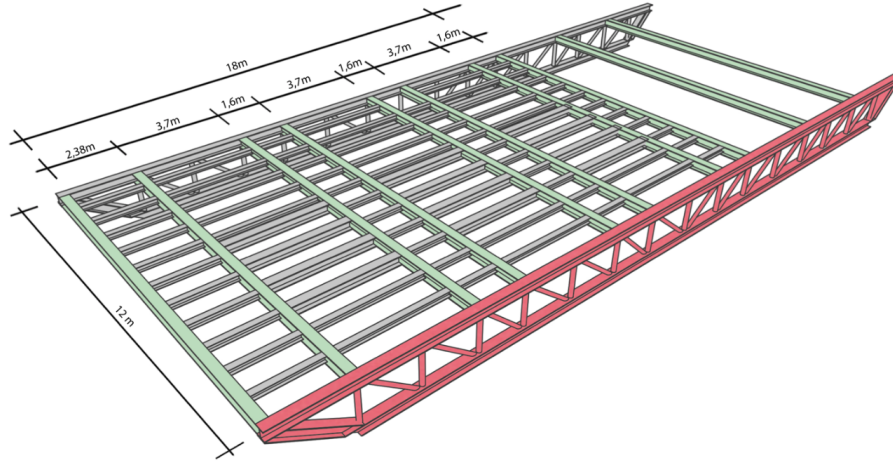


FIGURE 5.2 – Structure du plancher du projet SEGAL [11]

Les caractéristiques du treillis étudié, représenté à la Figure 5.3, sont :

- bi-appuyé ;
- membrures continues sur toute leur longueur ;
- montants et diagonales articulés à leurs extrémités ;
- quatre longueurs de membrure différentes ;
- asymétrie du treillis vu les longueurs différentes des membrures d'extrémité.

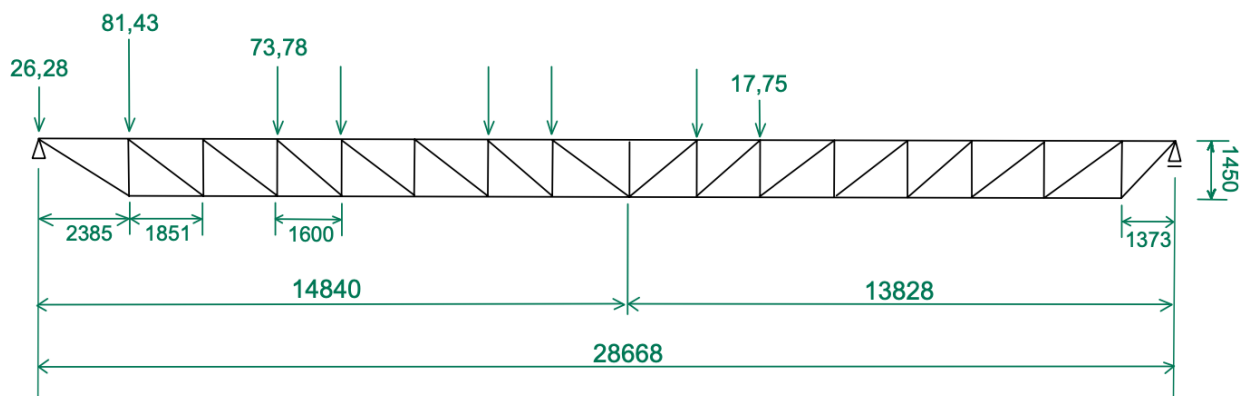


FIGURE 5.3 – Géométrie et chargement du treillis du projet SEGAL

Il est important de souligner que les charges ponctuelles ne sont pas appliquées à tous les nœuds de la membrure supérieure, mais appliquées aux nœuds situés dans la zone supportant le plancher. Les charges présentées dans la Figure 5.3 sont des charges non pondérées déterminées à partir du calcul de descente de charge détaillé dans l'Annexe E.1.

La structure est également sujette à des vibrations, un critère de flèche  $L/500$  devrait être appliqué. Cependant, en raison de l'application d'un critère de surcharge très sévère ( $250 \text{ [kg/m}^2\text{]}$ ), le critère de flèche est réduit à  $L/400$ .

Les membrures sont réalisées avec des profilés HEB, tandis que les montants et les diagonales sont des profilés SHS (section carrée creuse). Une particularité est observée : les diagonales aux extrémités sont constituées de profilés HEB. Sur la Figure 5.4, les profilés HEB sont représentés en bleu et les profilés SHS en orange.

La nuance d'acier utilisée par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH est le S235.

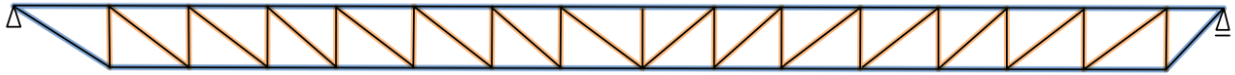


FIGURE 5.4 – Profilés utilisés dans le treillis du projet SEGAL

Les assemblages utilisés dans cette structure, à l'exception du type de barres qui les composent (HEB+SHS au lieu de CHS), sont du même type que ceux du cas académique : assemblages de type T, KT et K. Pour les assemblages de type K, il faut distinguer ceux dont la membrure est comprimée et ceux dont la membrure est tendue.

## 5.2 Hypothèses additionnelles

Les hypothèses additionnelles appliquées au cas GREISH lors de la validation de la méthodologie générale (présentée à la Section 5.3) sont les suivantes :

- le dimensionnement de la structure aux ELU et aux ELS est basé sur la descente de charge la plus critique des deux descentes étudiées dans l'Annexe E.1 ;
- le treillis n'étant pas symétrique, le déplacement le plus important est obtenu lorsque la force unitaire est appliquée conformément à la Figure 5.5. Le diagramme des efforts internes obtenu avec cette configuration est alors utilisée dans l'équation (3.1).

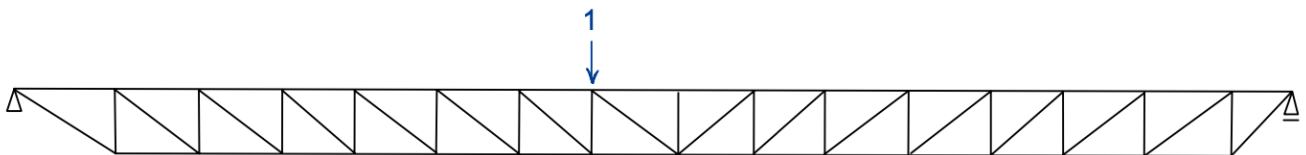


FIGURE 5.5 – Position de la charge unitaire appliquée dans le treillis du projet SEGAL

Les hypothèses additionnelles appliquées lors des études paramétriques (Section 5.4) sont les suivantes :

- les membrures supérieure et inférieure ne sont pas considérées comme des éléments continus et des rotules sont prises en compte à l'extrémité de chaque barre ;
- tous les éléments de la structure sont constitués de profilés tubulaires creux de type CHS formés à froid, conformes aux normes produits NBN EN 10219-2 [4]. Cette restriction est due aux limitations des codes MATLAB développés, qui ne permettent d'étudier que des profilés CHS.

## 5.3 Validation de la méthodologie générale

Dans cette section, il s'agit de valider la méthodologie générale développée pour le cas académique. Pour ce faire, le dimensionnement de la structure SEGAL est effectué avec la méthodologie développée

avec le cas académique. Les profils ainsi obtenus sont comparés avec ceux du BUREAU D'ÉTUDES GREISCH.

Ensuite, le résultat obtenu avec la combinaison de profils recommandés par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH (HEB+SHS) est comparé à celui obtenu avec les profils creux de type CHS issus de la norme produits NBN EN 10219-2 [4].

Pour finir, l'intérêt des HSS avec les profils CHS est examiné.

### Validation de la méthodologie générale

La méthode de dimensionnement de la résistance en section ainsi que la vérification du déplacement global de la structure, pour le cas concret, sont identiques au cas académique. La seule différence réside dans les assemblages.

En effet, il est important de noter que la méthodologie développée pour les assemblages est spécifique aux profils tubulaires de type CHS (cas académique). Pour le cas concret, les membrures étant réalisées à partir de profils HEB et les montants/diagonales à partir de profils SHS, la méthodologie pour le dimensionnement de ce type d'assemblage (HEB+SHS) doit être revue. Cette méthodologie est également basée sur les futures normes de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17].

Ainsi, la Figure 5.6 illustre la structure utilisée pour prendre en compte les assemblages :

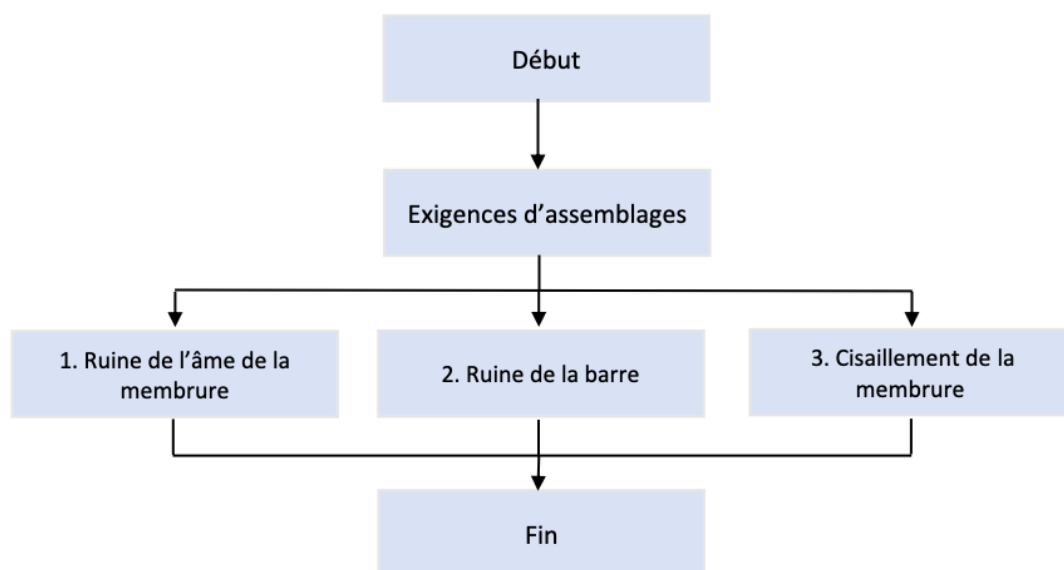


FIGURE 5.6 – Organigramme de la structure de prise en compte des assemblages

La première étape est similaire à celle des assemblages précédemment développés. Il est nécessaire de vérifier les dispositions constructives (ou exigences) des assemblages : bien que les exigences du cas concret diffèrent de celles du cas académique, la logique reste la même. Des informations sur ces exigences d'assemblage sont disponibles à la Table E.7 de l'Annexe E.3.

La deuxième étape concerne les modes de ruine. Contrairement au cas académique, trois modes de ruine sont à prendre en compte [17] :

- ruine de l'âme de la membrure par plastification, affaissement ou instabilité sous la barre de treillis comprimée ;
- ruine de la barre de treillis ;
- ruine par cisaillement de la membrure.

Afin de valider la méthodologie générale, un dimensionnement de la structure aux ELU et aux ELS est réalisé. Il est développé en détail dans l'Annexe E.3 et seuls les résultats sont présentés ci-dessous.

Les profils obtenus par BUREAU D'ÉTUDES GREISCH sont repris à la Table 5.1 suivante :

	Diagonales	Montants	Membrure Supérieure	Membrure Inférieure
Profils	SHS 120X120X5	SHS 150X150X5	HEB 300	HEB 300

TABLE 5.1 – Profils obtenus par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH

Lorsque le dimensionnement est basé uniquement sur la résistance en section des éléments, les profils obtenus diffèrent de ceux obtenus à la Table 5.1 : seules les dimensions de ceux associés aux diagonales sont identiques, celles des autres profils sont inférieures.

	Diagonales	Montants	Membrure Supérieure	Membrure Inférieure
Profils	SHS 120X120X5	SHS 140X140X4	HEB 260	HEB 220

TABLE 5.2 – Profils obtenus suite au dimensionnement de la résistance en section

Cependant, lorsque le dimensionnement des assemblages est également pris en compte, les exigences d'assemblage et les modes de ruine modifient les profils. Les dimensions des profils des membrures inférieures ainsi que celles des profils des montants sont augmentées.

	Diagonales	Montants	Membrure Supérieure	Membrure Inférieure
Profils	SHS 120X120X5	SHS 150X150X5	HEB 260	HEB 260

TABLE 5.3 – Profils obtenus suite au dimensionnement de la résistance en section et la résistance des assemblages

La Table 5.3 présente des profils inférieurs à ceux prévus par le BUREAU D'ÉTUDES GREISCH pour les membrures inférieure et supérieure. Cette différence s'explique par le fait que la structure est soumise à des vibrations et que donc le critère de flèche équivaut à  $L/400$ . Afin de respecter ce critère et de limiter le déplacement global de la structure, il est donc nécessaire d'augmenter les dimensions des profils des membrures.

Finalement, après le dimensionnement aux ELU et aux ELS, des profils identiques à ceux du BUREAU D'ÉTUDES GREISCH sont obtenus (voir Table 5.4) et la méthodologie est ainsi validée.

	Diagonales	Montants	Membrure Supérieure	Membrure Inférieure
Profils	SHS 120X120X5	SHS 150X150X5	HEB 300	HEB 300

TABLE 5.4 – Profils obtenus suite au dimensionnement aux ELU et aux ELS

## Analyse comparative des résultats entre les profils GREISCH et les profils CHS

L'objectif de cette section est de comparer pour le cas concret les dimensions obtenues en utilisant différents types de profils : profils CHS et combinaison de profils HEB et SHS.

Avant de procéder à cette comparaison, il est important de vérifier la validité du critère de flèche précédemment défini dans la Section 4.2.1 pour la structure réalisée en profils CHS.

L'analyse complète de ce critère pour le cas GREISCH est présente dans l'Annexe E.3.4.

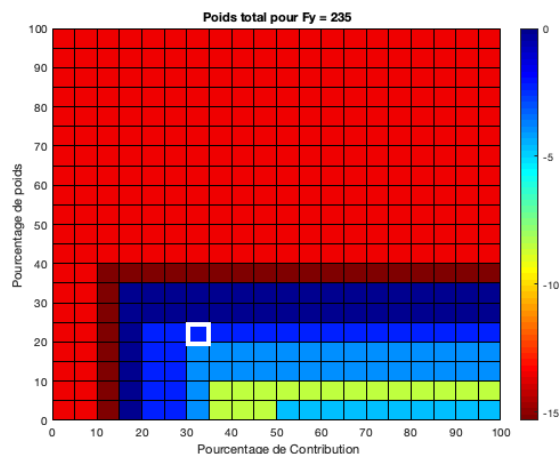


FIGURE 5.7 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/400$  et une nuance d'acier S235

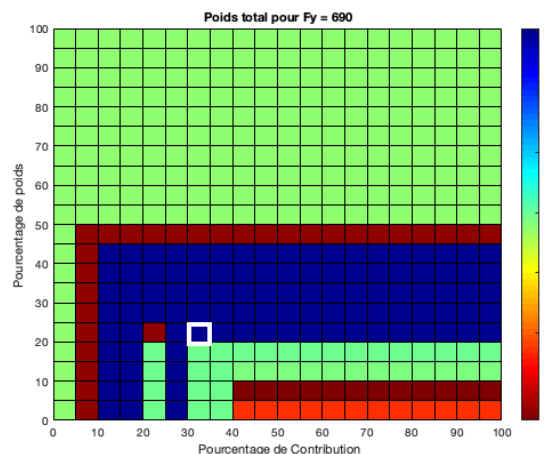


FIGURE 5.8 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/300$  et une nuance d'acier S690

Sur les Figures 5.7 et 5.8, le poids optimal est globalement atteint lorsque les valeurs de  $x$  et  $y$  valent respectivement **1.3** et **1.2** (carré blanc). La validité du critère précédemment établi est confirmée.

Il s'agit ensuite de comparer les profils obtenus après dimensionnement aux ELU et aux ELS de la structure utilisant les profils GREISCH (HEB+SHS) et de celle utilisant les profils CHS. Pour cela, le pourcentage de poids de chaque élément constituant le treillis est calculé pour les deux structures et est représenté à la Figure 5.9.

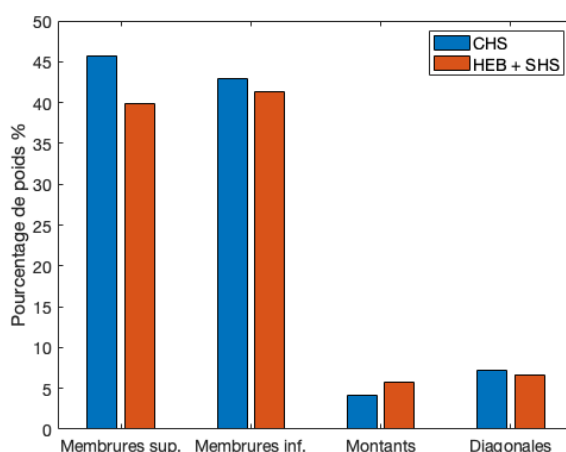


FIGURE 5.9 – Comparaison du pourcentage de poids de chaque élément entre les profils GREISCH et les profils CHS

Les deux structures présentent des tendances similaires : les diagonales et les membrures inférieures ont globalement un même impact sur le poids total, indépendamment du type de profilés utilisés.

Les membrures supérieures, quant à elles, ont un impact plus conséquent sur le poids global. En effet, pour obtenir des propriétés équivalentes aux profilés HEB et assurer la reprise des charges de la structure, des section plus élevées de profilés CHS, et donc plus lourds, sont nécessaires. Par contre, une solution plus avantageuse est envisageable pour les montants en optant pour des profilés CHS.

La Table 5.5 reprend la comparaison du poids total des deux structures. Il appert que la solution optimale est celle obtenue avec le dimensionnement proposé par GREISCH. Néanmoins, le gain négatif n'est que de 6,65 %. Ainsi, l'utilisation de profilés CHS pourrait représenter une alternative intéressante en termes de poids. Il est donc important, lors du choix d'une solution structurelle, de prendre en compte plusieurs facteurs, tels que la disponibilité des matériaux, les contraintes de fabrication et les coûts.

	Profilés CHS	Profilés HEB + SHS
Poids total [kg]	8 400,4	7 876,5
Gain GREISCH $\rightarrow$ CHS		- 6,65 %

TABLE 5.5 – Comparaison des poids totaux obtenus avec les deux solutions

### Analyse de l'intérêt des HSS sur une structure composée de profilés CHS

La Figure 5.10 présente l'évolution du poids de la structure pour différentes nuances d'acier. Il est observé que les poids optimaux obtenus sont constants et ce, car le dimensionnement de la structure est régi par les ELS quelle que soit la nuance (critère de flèche strict). Il n'y a donc aucun intérêt à utiliser les HSS.

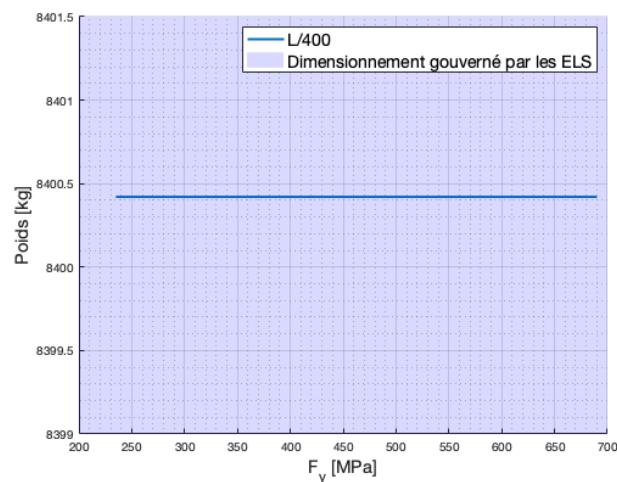


FIGURE 5.10 – Évolution du poids de la structure pour différentes nuances d'acier

## 5.4 Étude paramétrique

Cette partie a pour objectif d'examiner le domaine d'intérêt technique des HSS dans le treillis SEGAL. Deux paramètres sont pris en compte : le critère de flèche et le chargement.

### 5.4.1 Critère de flèche

Les conclusions suite à l'étude du critère de flèche sur le treillis SEGAL sont similaires à celles de l'étude menée sur la structure académique (Section 4.3.5).

Les Figures 5.11 et 5.12 montrent que le critère de flèche a un intérêt très limitatif sur l'utilisation des HSS lorsqu'il est strict et un intérêt plus important lorsqu'il est souple. Deux zones d'intérêt sont observées : entre  $L/300$  et  $L/230$  et au-delà de  $L/220$ .

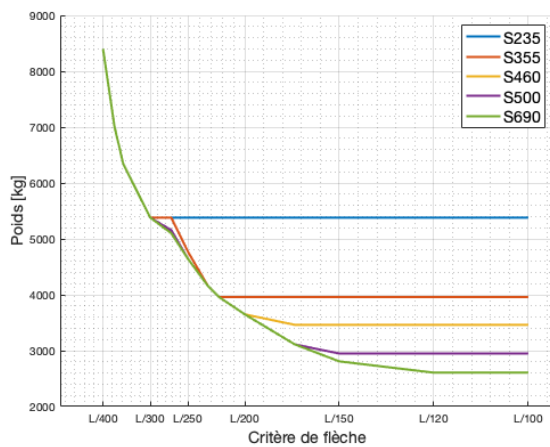


FIGURE 5.11 – Évolution du poids pour différents critères de flèche et différentes nuances d'acier

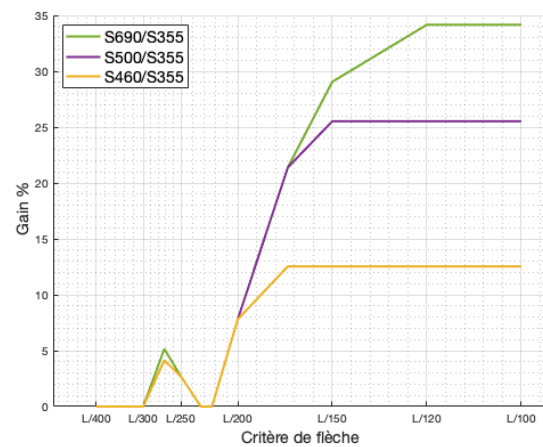


FIGURE 5.12 – Gain techniques pour différents critères de flèche en fonction de la nuance standard S355

Dans la première zone, un gain est observé alors que le dimensionnement de la structure est conditionné par les ELS à partir de la nuance S355. La différence entre les poids obtenus, pour les nuances supérieures ou égales à la nuance S355, est expliquée par le critère d'optimisation précédemment défini à la Section 3.3. En effet, pour la nuance S355, lorsque le profilé d'un des éléments est modifié pour satisfaire le critère de flèche, sa résistance aux ELU n'est plus garantie ; des profilés plus lourds sont donc nécessaires pour satisfaire le dimensionnement aux ELU et aux ELS.

Il convient de rappeler que les profilés du catalogue sont classés en fonction de leur poids, de manière croissante. Il ne présente donc pas nécessairement des propriétés qui augmentent de manière progressive.

La deuxième zone montre un gain technique croissant à mesure que le critère devient plus souple. Le critère  $L/220$  est la limite à partir de laquelle le dimensionnement de la nuance S355 régi par les ELS passe à un dimensionnement régi par les ELU.

À mesure que ce critère devient plus souple, les nuances HSS passent progressivement d'un dimensionnement régi par les ELS à un dimensionnement régi par les ELU.

Concernant le gain technique :

- pour la nuance S460, il est inférieur à 15 % ;
- pour la nuance S500, il est compris entre 7 et 25 % à partir du critère de flèche  $L/200$  ;
- pour la nuance S690, il est supérieur à 20 % à partir du critère de flèche  $L/170$ .

## 5.4.2 Chargement

Le paramètre "chargement" est étudié pour trois critères de flèche :  $L/100$ ,  $L/200$  et  $L/400$ . Il est à noter qu'un multiplicateur est appliqué à la charge afin que la réponse de la structure ne soit pas modifiée.

Les Figures 5.13 et 5.14 montrent les résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/400$ .

Sur la Figure 5.13, les courbes sont globalement superposées quel que soit le chargement. Le dimensionnement étant régi par les ELS, il n'y a pas d'intérêt notable pour les HSS. Seules quelques zones montrent un faible intérêt pour les HSS, cela est expliqué par le critère d'optimisation précédemment défini à la Section 3.3.

Les gains techniques associés sont représentés sur la Figure 5.14 et sont principalement inférieurs à 5 %.

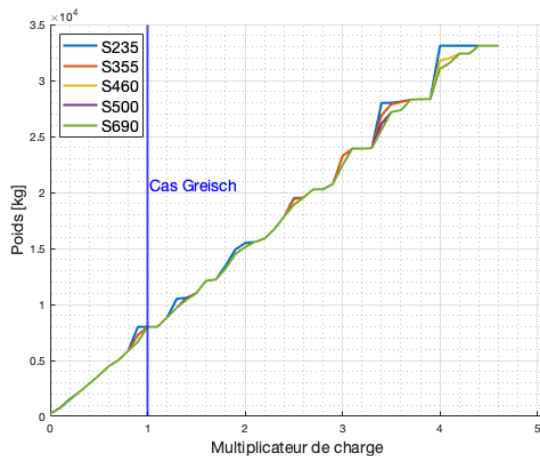


FIGURE 5.13 – Évolution du poids pour différents chargements et différentes nuances d'acier avec  $L/400$

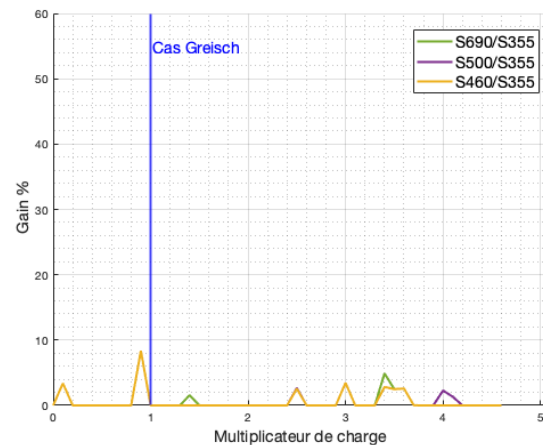


FIGURE 5.14 – Gain technique pour différents chargements en fonction de la nuance S355 avec  $L/400$

La Figure 5.15, qui représente le critère de flèche  $L/200$ , met en évidence un domaine plus étendu d'utilisation des HSS, en particulier pour la nuance S460. Les nuances supérieures sont généralement confondues avec celle-ci.

Quel que soit le chargement, le dimensionnement de la structure de nuances S235 et S355 est régi par les ELU, tandis que celui de la structure de nuances S460 à S690 l'est par les ELS, c'est pourquoi il n'y a généralement pas de différences significatives entre les différentes nuances HSS. Les variations observées sont principalement dues au critère d'optimisation des ELS.

Les gains associés, illustrés dans la Figure 5.16, montrent que, pour des charges inférieures à celles correspondant au cas GREISCH, le gain est supérieur à 9 % et, pour la nuance S550, peut même atteindre 20 %.

Le gain diminue progressivement à mesure que la charge augmente jusqu'à devenir nul. Ceci s'explique par le fait que le dimensionnement des structures de nuances HSS conditionné par les ELS se rapproche de celui des structures de nuance S355 régi par les ELU. Le poids des profilés nécessaires pour valider à la fois le dimensionnement aux ELU et aux ELS avec les nuances HSS est plus élevé que celui des profilés obtenus avec la nuance S355 (dimensionnement régi par les ELU). L'utilisation des HSS n'est donc pas avantageuse.



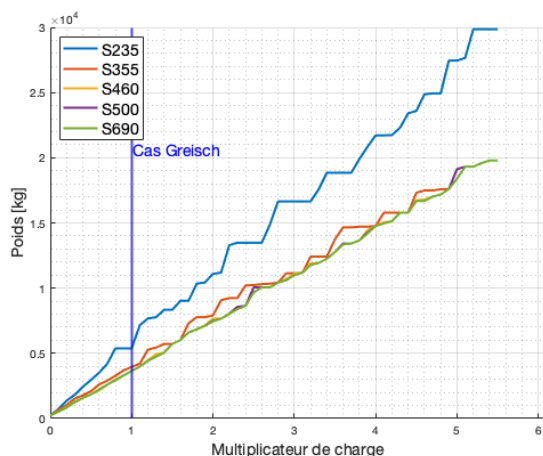


FIGURE 5.15 – Évolution du poids pour différents chargements et différentes nuances d’acier avec  $L/200$

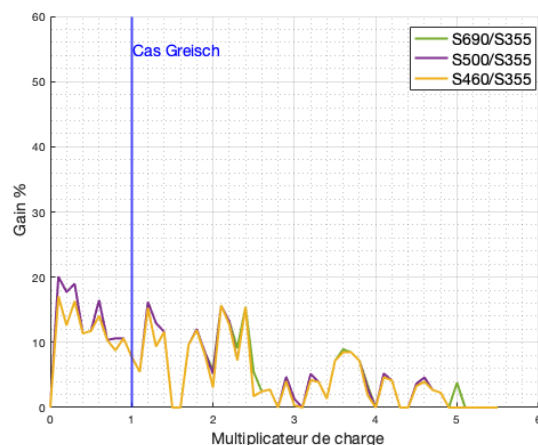


FIGURE 5.16 – Gain technique pour différents chargements en fonction de la nuance S355 avec  $L/200$

La Figure 5.17 présente le critère de flèche  $L/100$  (très souple) qui, dans ce cas-ci, est un critère pour lequel le dimensionnement est totalement régi par les ELU.

Les courbes correspondant aux différentes nuances HSS sont distinctes les unes des autres, le domaine d’intérêt pour les HSS est donc élevé.

Il est également observé que des multiplicateurs de charge légèrement plus élevés peuvent être appliqués pour les nuances HSS.

Le gain technique illustré sur la Figure 5.18 est supérieur à 30 % à partir du multiplicateur de charge 0,6 pour la nuance S690.

Pour les nuances S460 et S500, il est respectivement de plus de 10 % et 15 % sur toute l’étendue du domaine. La différence entre ces deux courbes n’est pas significative car les valeurs de ces nuances sont relativement proches.

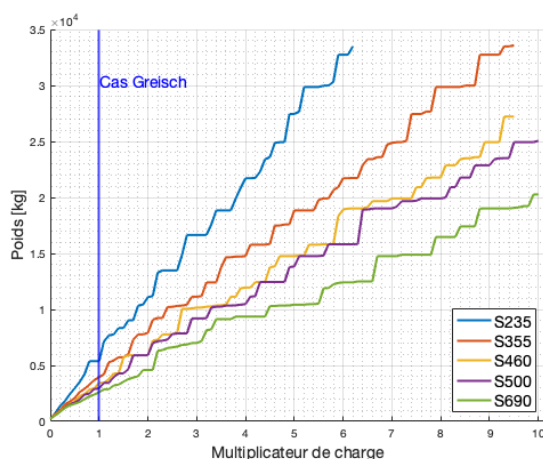


FIGURE 5.17 – Évolution du poids pour différents chargements et différentes nuances d’acier avec  $L/100$

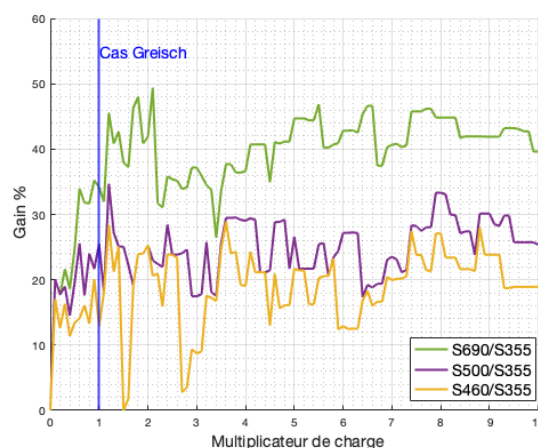


FIGURE 5.18 – Gain technique pour différents chargements en fonction de la nuance S355 avec  $L/100$

## 5.5 Conclusion

Les conclusions de l'étude du domaine d'intérêt technique des HSS pour le cas concret sont similaires à celles présentées dans la Section 4.4 du cas académique.

L'étude paramétrique montre que le dimensionnement aux ELS limite les avantages des HSS. En effet, lorsque le critère de flèche impose ce type de dimensionnement, les HSS ne présentent aucun avantage technique, voire minime, ce qui les rend peu attrayants sur le plan économique. Ceci est d'autant plus pertinent compte tenu du coût plus élevé des HSS par rapport aux aciers standard.

Par contre, un critère de flèche permettant un dimensionnement aux ELU révèle un domaine significatif : à partir d'un multiplicateur 0,6, pour la nuance S690, le gain technique varie entre 30 à 50 %.

## Chapitre 6

# Conclusions et perspectives

L'objectif de cette étude est de déterminer les domaines dans lesquels les aciers à haute limite d'élasticité présentent un intérêt technique par rapport aux nuances standard. Deux structures ont été étudiées : un cas académique et un cas concret.

Dans un premier temps, le **cas académique** a été résolu en examinant à chaque étape du dimensionnement l'intérêt technique des HSS.

Pour chaque étape de dimensionnement, les conclusions sont :

- lorsque seul le **dimensionnement de la résistance en section** est pris en compte, seule la capacité de l'élément du treillis à résister aux efforts est évaluée.  
Deux types d'efforts sont présents dans le treillis : la traction et la compression.  
Les éléments soumis à la traction revêtent une importance particulière pour l'utilisation des HSS, car ils ne sont pas sujets aux instabilités. En utilisant ces aciers, il est possible de réduire la surface de la section requise pour résister à un même effort interne.  
Les éléments comprimés qui sont, quant à eux, soumis à des instabilités de flambement et de voilement montrent moins d'intérêt.  
Lorsque la structure est considérée dans son ensemble, il est constaté que le poids total du treillis est réduit au fur et à mesure que la nuance utilisée augmente, les HSS présentent donc un intérêt technique ;
- lorsque le **dimensionnement de la résistance en section est combiné avec le dimensionnement des assemblages** ou **dimensionnement aux ELU**, un intérêt technique est également observé.  
Ce domaine est cependant restreint pour les nuances HSS élevées.  
Le respect du critère de la classe 1 ou de la classe 2 pour les éléments comprimés limite le choix des profils disponibles dans le catalogue, ainsi que les combinaisons possibles pour valider les dispositions constructives (exigences d'assemblage). Cette limitation est d'autant plus importante avec des nuances HSS élevées.  
Si les profils nécessaires pour valider la structure se trouvent dans une plage de profils de classe 3 ou de classe 4, le poids de la structure de nuance HSS plus élevée est plus important que celui de nuance HSS inférieure ;
- lorsque le **dimensionnement aux ELU est combiné avec le dimensionnement aux ELS**, une limitation de l'intérêt des HSS est observée.  
Un critère de flèche plus souple, permettant un dimensionnement gouverné par les ELU, montre des domaines d'intérêt technique pour l'utilisation des HSS.  
Un critère de flèche plus strict, conditionnant le dimensionnement aux ELS (indépendant de la limite d'élasticité du matériau), lui, ne permet pas de bénéficier de cet intérêt.

Ensuite, une étude paramétrique plus approfondie a été réalisée sur le cas académique.

Pour chaque paramètre étudié, les conclusions sont :

- l'étude du **chargement** montre que l'utilisation des HSS présente un avantage en termes de capacité de charge par rapport à l'utilisation de nuances standard.  
De plus, un intérêt technique a été observé en ce qui concerne les HSS.  
Il est cependant important de noter que ces gains de capacité de charge et technique diminuent au fur et à mesure que le critère de flèche devient plus strict ;
- l'étude de la **portée** révèle également un intérêt technique pour les nuances HSS.  
Cependant, plus la portée de la structure est grande, moins les distinctions entre les différentes nuances HSS sont significatives, car le dimensionnement de la structure est principalement régi par les ELS.  
De manière similaire à l'étude du chargement, plus le critère de flèche devient plus strict, plus la plage de portée présentant de l'intérêt entre les différentes nuances HSS se réduit. Dans certains cas, le dimensionnement de la structure est entièrement conditionné par les ELS, il n'y a donc plus d'intérêt particulier à l'utilisation de nuances HSS par rapport aux nuances standard ;
- l'étude de la **hauteur**, reflétée par l'**inclinaison des diagonales par rapport aux membrures** de la structure, présente un domaine d'intérêt pour les nuances HSS et particulièrement, pour des inclinaisons inférieures à  $40^\circ$ .  
Les résultats sont basés sur l'hypothèse selon laquelle les nœuds du treillis sont des articulations : le critère d'excentricité peut être validé par une plus grande variété de profilés du catalogue lorsque les diagonales ont une faible inclinaison.  
Si cette hypothèse n'est pas validée et que les excentricités sont prises en compte, les résultats peuvent être différents.  
  
Une *perspective* consisterait à tenir compte des excentricités dans le dimensionnement (effet de moment) ;
- l'étude de la **longueur des membrures** révèle qu'une légère augmentation de la longueur des membrures permet d'élargir le domaine d'intérêt et d'améliorer les gains obtenus lors des études de chargement et de portée.  
Une plus grande longueur des membrures permet de diminuer le nombre total de mailles, l'impact du dimensionnement aux ELS est donc réduit.  
Cependant, si le nombre de mailles dans la structure est trop restreint, cela peut avoir l'effet inverse de ce qui est attendu : longueur de flambement importante, augmentant ainsi le risque d'instabilité au flambement.  
Il est donc essentiel que le rapport entre la longueur des membrures et la portée reste raisonnable ;
- bien que les nuances HSS offrent chacune un domaine d'intérêt, les gains obtenus pour les nuances S460 et S690 peuvent être relativement similaires en fonction du paramètre étudié. Sachant que le coût de l'acier S690 est plus élevé que celui de l'acier S460, même si le gain par rapport à la nuance S355 est plus élevé pour la nuance S690 que pour la nuance S460, il convient que la différence de ces deux gains soit élevée pour justifier l'utilisation de l'acier S690.

Une *perspective* consisterait à étudier l'intérêt économique des HSS : cela permettrait de quantifier à partir de quel gain technique un avantage économique est réalisable.

Dans un deuxième temps, l'étude porte sur le **cas concret** (le treillis de la structure SEGAL) :

- lorsque les caractéristiques de la structure restent inchangées, aucun avantage n'est observé pour l'utilisation des nuances HSS car le dimensionnement de la structure est régi par les ELS (critère de flèche  $L/400$ ) ;
- les conclusions des études réalisées pour évaluer l'impact de la charge et du critère de flèche sur cette structure sont similaires à celles du cas académique : un critère de flèche souple, permettant un dimensionnement aux ELU, présente un domaine d'intérêt, tandis qu'un critère de flèche de plus en plus strict le réduit considérablement.

Une *perspective* intéressante consisterait à mener des études similaires avec un treillis composé de différentes nuances standard et HSS.

En effet, le critère déterminant pour les treillis est généralement gouverné par ELS. Il a cependant été constaté que ce sont les membrures qui jouent un rôle crucial dans la réduction des déplacements globaux de la structure. Une solution envisageable consisterait à utiliser une structure dont les membrures seraient de nuance S235 et les éléments internes du treillis (montants et diagonales) seraient de nuance HSS.

# Annexe A

## A Dimensionnement détaillé du cas académique

Cette annexe joue un rôle essentiel dans la validation des résultats obtenus par les codes, en ce qui concerne le dimensionnement aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) du cas de base. Elle fournit également une documentation détaillée de toutes les étapes du processus.

Il est important de rappeler que l'ensemble du dimensionnement repose sur la future version de l'Eurocode 3, parties 1-1 [16] et 1-8 [17], qui traitent respectivement des dimensionnements généraux et du dimensionnement des assemblages.

Le cours d'éléments métalliques dispensé par le professeur J-P Jaspart à l'Université de Liège [14] est également utilisé pour l'étude de la résistance en section des éléments. Quant au dimensionnement aux états limites de service, celui-ci est basé sur le cours d'analyse des structures 1 donné par le professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12].

Pour rappel, la structure étudiée dans cette section est représentée ci-dessous. Elle est caractérisée par la géométrie et le chargement suivantes :

- Portée :  $L = 24$  [m] ;
- Hauteur du treillis :  $H = 3$  [m] ;
- Inclinaison des diagonales :  $\theta_1 = 45^\circ$  ;
- Charges ponctuelles internes :  $P_1 = 100$  [kN] ;
- Charges ponctuelles aux extrémités :  $P_2 = 50$  [kN] ;
- Nuance d'acier : S355 ;
- Critère de flèche :  $L/300$ .

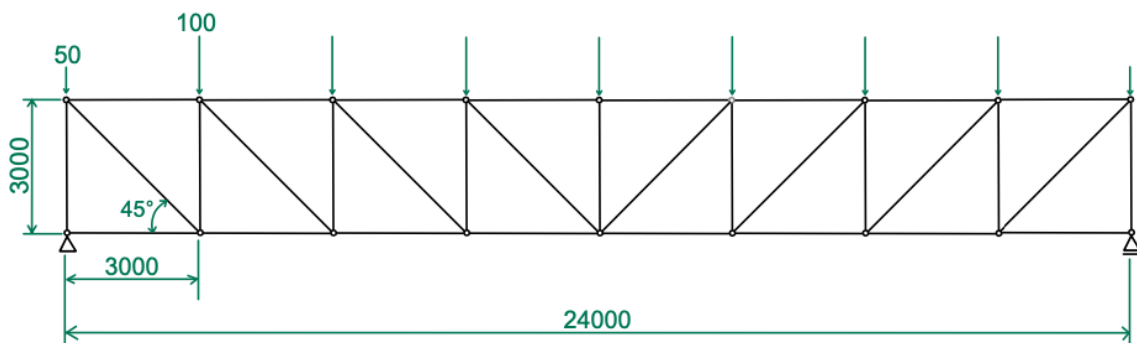


FIGURE A.1 – géométrie et chargement du treillis

La structure étudiée présente une symétrie tant au niveau de sa géométrie que de son cas de chargement. Par conséquent, il est possible de se concentrer sur l'analyse d'une moitié de la structure. En validant le dimensionnement sur cette moitié, il sera possible de confirmer la validité de la structure dans son intégralité.

## A.1 Détermination des efforts internes dans les barres

Cette section traite de la détermination des efforts internes dans les barres de la structure. Les efforts internes sont d'abord calculés aux ELU, puis aux ELS, et enfin sous une charge unitaire. Pour les efforts internes aux ELU, les charges étant des charges permanentes, les charges appliquées sont pondérées en utilisant un coefficient de 1.35.

### A.1.1 Sous le chargement du cas académique

La détermination des efforts dans les barres est une étape cruciale dans le dimensionnement d'un treillis, elle repose sur l'utilisation de la statique. Dans un premier temps, les réactions d'appui sont calculées en prenant en compte les charges pondérées.

La structure étudiée aux ELU est soumise au chargement suivant :

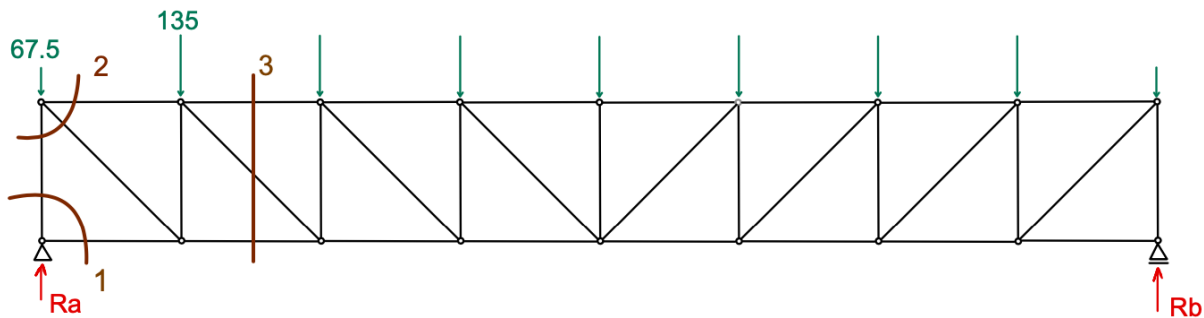


FIGURE A.2 – Structure étudiée pour un chargement aux ELU

#### • Réactions d'appuis

Pour déterminer les réactions d'appuis, la loi de la conservation des forces est appliquée en utilisant l'équilibre de translation et de rotation.

Pour l'équilibre de rotation, l'axe de rotation est fixé à l'appui A et l'équation correspondante est :

$$\begin{aligned}\sum M_A &= 0 \\ \Leftrightarrow R_b &= \frac{-135 \cdot 96}{24} = 540 \text{ [kN]}\end{aligned}$$

Pour l'équilibre de translation, l'équation suivante est utilisée :

$$\begin{aligned}\sum F_x &= 0 \\ \Leftrightarrow R_a + R_b &= 135 \cdot 7 + 67.5 \cdot 2 = 1080 \text{ [kN]} \\ \Leftrightarrow R_a &= 540 \text{ [kN]}\end{aligned}$$

#### • Efforts internes

Une fois que les réactions d'appui sont connues, les méthodes d'équilibre des nœuds (voir Figure 4.6) et des coupes de Ritter (voir Figure 4.7) sont utilisées pour déterminer les efforts internes dans chaque barre.

La première méthode consiste à obtenir les sollicitations des barres en appliquant l'équilibre des nœuds. Cette approche est utilisée pour les coupes 1 et 2, reprises à la Figure A.2.

Quant à la deuxième méthode, elle consiste à isoler une partie de la structure en coupant jusqu'à trois barres du treillis initial. La coupe 3, également reprise à la Figure A.2, permet d'obtenir un corps en équilibre.

Pour déterminer les efforts présents dans les deux premières barres, la coupe 1 (Figure A.3), est réalisée. Cela implique l'application d'un équilibre de translation selon les axes  $x$  et  $y$  :

$$x : F_2 = -R_a = -540 \text{ [kN]}$$

$$y : F_1 = 0 \text{ [kN]}$$

Une fois la coupe 1 terminée, il est possible de déterminer les efforts  $F_3$  et  $F_4$  présente dans la coupe 2, comme illustré dans la Figure A.4.

$$y : F_3 = \frac{-(67.5 + F_2)}{\sin\theta_1} = 668.216 \text{ [kN]}$$

$$x : F_4 = -F_3\theta_1 = -472.5 \text{ [kN]}$$

La coupe 3 peut être déterminée indépendamment des autres coupes. Pour calculer l'équilibre de rotation, l'axe de rotation correspond à l'intersection des forces  $F_6$  et  $F_7$ . Les efforts internes sont obtenus de la manière suivante :

$$y : F_6 = \frac{-(67.5 + 135 - 540)}{\sin\theta_1} = 477.29 \text{ [kN]}$$

$$M : F_5 = -V_a \cdot 2 + 67.5 \cdot 2 + 135 = -810 \text{ [kN]}$$

$$x : F_7 = -F_5 + F_6\theta_1 = 472.5 \text{ [kN]}$$

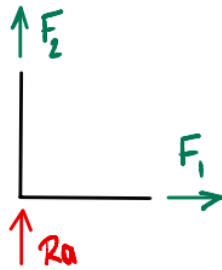


FIGURE A.3 – Coupe 1

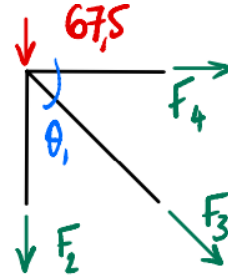


FIGURE A.4 – Coupe 2

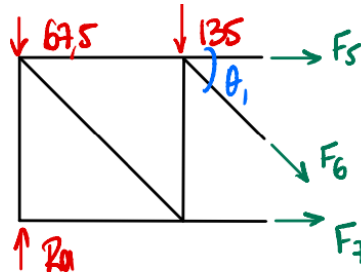


FIGURE A.5 – Coupe 3



La même procédure est appliquée sur l'ensemble de la structure. Le diagramme des efforts internes aux ELU est représenté dans la Figure A.6, tandis que le diagramme des efforts internes aux ELS est représenté dans la Figure A.7.

Il ressort de ces Figures que la membrure supérieure et les montants sont comprimés alors que la membrure inférieure ainsi que les diagonales sont tendues.

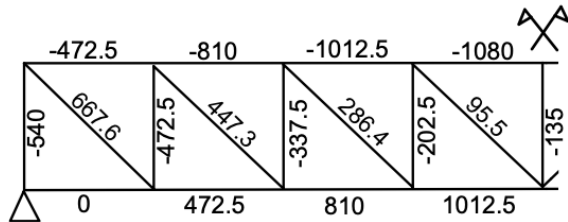


FIGURE A.6 – Diagramme des efforts normaux aux ELU

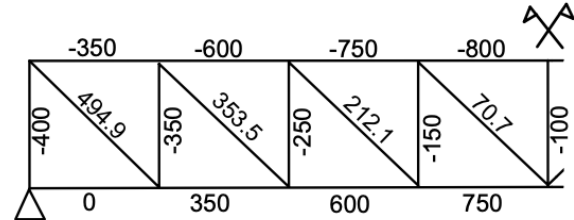


FIGURE A.7 – Diagramme des efforts normaux aux ELS

### A.1.2 Sous la charge unitaire

Pour déterminer le déplacement global de la structure, il est nécessaire de calculer les efforts internes résultant d'une charge unitaire appliquée. Dans ce cas académique, le déplacement est le plus important lorsque une charge unitaire verticale est appliquée à mi-travée, comme illustré dans la Figure A.8 :

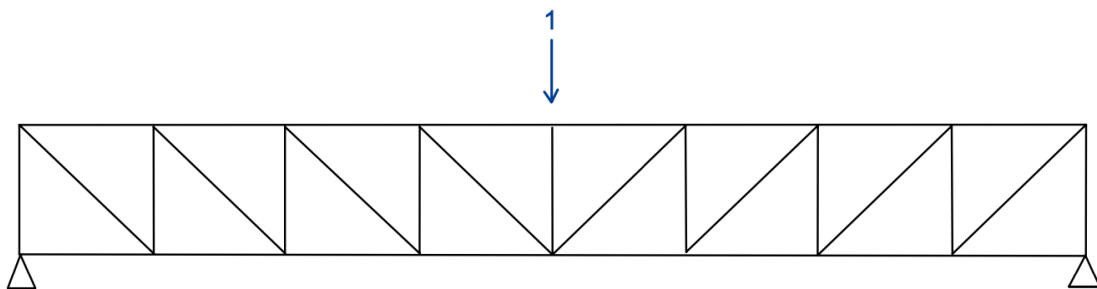


FIGURE A.8 – Structure étudiée pour un chargement unitaire

La méthodologie utilisée est identique à celle décrite dans la Section A.1.1 : les réactions d'appui sont déterminées, puis la méthode d'équilibre des nœuds ou des coupes de Ritter est utilisée pour déterminer les efforts internes.

Au final, les efforts internes sont donnés ci-dessous :

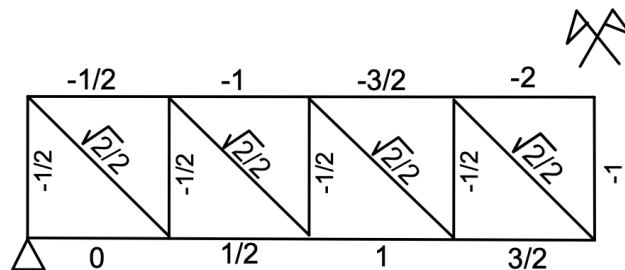


FIGURE A.9 – Diagramme des efforts normaux sous une charge unitaire

## A.2 Dimensionnement de la résistance en section

Cette section vise à vérifier les résultats obtenus pour la résistance en section. Les profils choisis pour chaque barre, ainsi que les différentes propriétés de ces profils, sont répertoriés dans les Tables suivantes. Ces différentes informations sont issues de la norme produit NBN EN 10219-2 [4].

	Diamètre $D$	Épaisseur $t$ [mm]	Aire [mm <sup>2</sup> ]	Inertie en flexion [cm <sup>4</sup> ]	Poids [kg/m]
Montant	168,3	4	2 065	697,1	16,2
Membrure Sup.	244,5	5	3 762	2 699	29,5

TABLE A.1 – Propriétés géométriques des profils pour les éléments comprimés

	Diamètre $D$	Épaisseur $t$ [mm]	Aire [mm <sup>2</sup> ]	Rayon de giration [mm]	Poids [kg/m]
Diagonales	101,6	6,3	1 886	33,8	14,8
Membrure Inf.	193,7	5	2 964	57,8	23,3

TABLE A.2 – Propriétés géométriques des profils pour les éléments tendus

### Membrure supérieure

La membrure supérieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à -1 080 [kN].

#### • Classification de la section

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{d_{Memb,sup}}{t_{Memb,sup}} = \frac{244,5}{5} = 48,9 < 90 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{355}} \right)^2 = 59,58$$

Le rapport  $d/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 3.

#### • Instabilité au flambement dans le plan du treillis

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Les profils étant des CHS, il n'est pas nécessaire de faire une distinction entre l'axe faible et l'axe fort car ils sont identiques. Selon la norme CEN/TR 1993-1-103 [6], la valeur du coefficient de flambement dans le plan des CHS dans un treillis est égal à 0,9. Par conséquent, la longueur de flambement est égale à 0,9 fois la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 7\,673,5 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,4172 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed ;
- nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,6402$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,8882 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 1\,186,2 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,080 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  dans le plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

#### • Instabilité au flambement hors plan du treillis

Les mêmes étapes que celles dans le plan du treillis sont appliquées avec un coefficient de flambement utilisé différent. Les barres étant articulées les unes aux autres, le coefficient de flambement est pris égal à 1 [16]. La longueur de flambement correspond alors à la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 6\,215,547 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,4635 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed
- nuance d'acier : S355

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,672$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,8632 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 1\,125,8 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,080 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Montant

Le montant est dimensionné en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial maximal  $N_{Ed}$  est égal à -540 [kN].

#### • Classification de la section

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{d_{montant}}{t_{montant}} = \frac{168,3}{4} = 42,075 < 70 \cdot \left(\sqrt{\frac{235}{355}}\right)^2 = 46,338$$

Le rapport  $d/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 2.

#### • Instabilité au flambement dans le plan du treillis

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Les profilés étant des CHS, il n'est pas nécessaire de faire une distinction entre l'axe faible et l'axe fort car ils sont identiques. Selon la norme CEN/TR 1993-1-103 [6], la valeur du coefficient de flambement dans le plan des CHS dans un treillis est égal à 0,9. Par conséquent, la longueur de flambement est égale à 0,9 fois la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 1\,981,9 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,6082 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed ;
- nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,7849$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,7805 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 572,18 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  dans le plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

#### • Instabilité au flambement hors plan du treillis

Les mêmes étapes que celles dans le plan du treillis sont appliquées avec un coefficient de flambement utilisé différent. Les barres étant articulées les unes aux autres, le coefficient de flambement est pris égal à 1 [16]. La longueur de flambement correspond alors à la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 1\,605,4 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,6758 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed ;
- nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,8449$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,7396 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 542,21 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Membrure inférieure

La membrure inférieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial maximal  $N_{Ed}$  est égal à 1 012,5 [kN].

#### • Vérification aux ELU

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2\,964 \cdot 355}{1,0} = 1\,052 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,012,5 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

#### • Vérification de la limite d'élancement

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, dans le but de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une limite d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 88,7574 < 240$$

La section en terme d'élancement est ainsi validée.

### Diagonale

La membrure inférieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial maximal  $N_{Ed}$  est égal à 667,6 [kN].

#### • Vérification aux ELU

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1\,886 \cdot 355}{1,0} = 669,53 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 667,6 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

- **Vérification de la limite d'élancement**

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, dans le but de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une limite d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 125,52 < 240$$

La section en terme d'élancement est ainsi validée.

### A.2.1 Poids total de la structure

Le poids total de la structure est déterminé en utilisant les valeurs de la dernière colonne des Tables A.1 et A.2. En effet, les profilés utilisés dans la structure sont caractérisés par une masse par unité de longueur. Ainsi, la masse totale de chaque groupe est calculée en multipliant la masse par unité de longueur par la longueur totale du groupe.

Le poids total obtenu est repris à la Table A.3 et vaut 2 206, 93 [kg].

Le poids obtenu avec le code Matlab est repris à la Figure 4.9 et correspond à 2 207 [kg], ce qui permet de valider les codes.

	Montant	Diagonale	Membrure sup.	Membrure inf.	Total
Longueur totale [m]	27	33.9411	24	24	/
Poids [kg]	437,4	502,328	708	559,2	2 206, 93

TABLE A.3 – Poids total et individuel de chaque groupe

### A.3 Dimensionnement de la résistance en section et vérification de la flèche globale

Les mêmes profilés que ceux utilisés dans la Section précédente (A.2) sont également utilisés dans cette section, ce qui signifie que les propriétés géométriques sont les mêmes, telles qu'indiquées dans les Tables A.1 et A.2.

#### A.3.1 Dimensionnement de la résistance en section

Les profilés étant identiques, la résistance en section précédemment calculée est applicable ici (voir Section A.2).

#### A.3.2 Vérification de la flèche

La dernière étape est alors de vérifier la flèche globale du treillis pour s'assurer de sa stabilité et de sa sécurité. Le déplacement global de la structure est calculé en utilisant le théorème de la force unité, tel qu'enseigné dans le cours d'analyse des structures 1 du professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12].

Mathématiquement, ce théorème se traduit par :

$$\delta_v = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{N_i \cdot N_{1,i}}{E \cdot A_i} \cdot L_i = 70,6835 [mm] < \frac{L}{300} = 80 [mm]$$

où :

- E = 210 000 [Mpa] ;
- $L_{Memb.Sup.} = 3 [mm]$  ;

- $L_{Memb.Inf.} = 3$  [mm] ;
- $L_{Diagonale} = 4,2426$  [mm] ;
- $L_{Montant} = 3$  [mm] ;
- $N_{1,i}$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet d'une sollicitation verticale unitaire. Les efforts sont repris à la Figure A.9 ;
- $N_i$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet des sollicitations extérieures. Les efforts sont repris à la Figure A.7.

Le déplacement global est d'environ 71 [mm] et le critère de flèche est de 80 [mm]. La flèche de la structure est validée.

### A.3.3 Poids total de la structure

Le poids total de la structure est déterminé en utilisant les valeurs de la dernière colonne des Tables A.1 et A.2. En effet, les profilés utilisés dans la structure sont caractérisés par une masse par unité de longueur. Ainsi, la masse totale de chaque groupe est calculée en multipliant la masse par unité de longueur par la longueur totale du groupe.

Le poids total obtenu est repris à la Table A.4 et vaut 2 206, 93 [kg].

Le poids obtenu avec le code Matlab est repris à la Figure 4.21 et correspond à 2 207 [kg], ce qui permet de valider les codes.

	Montant	Diagonale	Membrure sup.	Membrure inf.	Total
Longueur totale [m]	27	33.9411	24	24	/
Poids [kg]	437,4	502,328	708	559,2	2 206, 93

TABLE A.4 – Poids total et individuel de chaque groupe

### A.4 Dimensionnement de la résistance en section et des assemblages

Cette section vise à vérifier les résultats obtenus pour la résistance en section et la résistance des assemblages. Les profilés choisis pour chaque barre, ainsi que les différentes propriétés de ces profilés, sont répertoriés dans les Tables suivantes. Ces différentes informations sont issues de la norme produit NBN EN 10219-2 [4].

	Diamètre $D$	Épaisseur $t$ [mm]	Aire [mm <sup>2</sup> ]	Inertie en flexion [cm <sup>4</sup> ]	Poids [kg/m]
Montant	177,8	4	2 184	825,1	17,1
Membrure Sup.	244,5	10	7 367	5 073	57,8

TABLE A.5 – Propriétés géométriques des profilés pour les éléments comprimés

	Diamètre $D$	Épaisseur $t$ [mm]	Aire [mm <sup>2</sup> ]	Rayon de giration [mm]	Poids [kg/m]
Diagonales	114,3	6	2 041	38,3	16
Membrure Inf.	244,5	8	5 944	83,7	46,7

TABLE A.6 – Propriétés géométriques des profilés pour les éléments tendus



#### A.4.1 Dimensionnement de la résistance en section

##### Membrure supérieure

La membrure supérieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial maximal  $N_{Ed}$  est égal à -1 080 [kN].

- **Classification de la section**

Les assemblages étant pris en compte, les éléments comprimés doivent respecter les exigences de la classe 1 ou de la classe 2 [17].

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{d_{Membrure, sup}}{t_{Membrure, sup}} = \frac{244,5}{10} = 24,45 < 50 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{355}} \right)^2 = 33,0986$$

Le rapport  $d/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 1.

- **Instabilité au flambement dans le plan du treillis**

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Les profilés étant des CHS, il n'est pas nécessaire de faire une distinction entre l'axe faible et l'axe fort car ils sont identiques. Selon la norme CEN/TR 1993-1-103 [6], la valeur du coefficient de flambement dans le plan des CHS dans un treillis est égal à 0,9. Par conséquent, la longueur de flambement est égale à 0,9 fois la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 14\,423 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,4258 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- Cold-formed ;
- Nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,6460$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,8836 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2\,310,8 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,080 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  dans le plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### • Instabilité au flambement hors plan du treillis

Les mêmes étapes que celles dans le plan du treillis sont appliquées avec un coefficient de flambement utilisé différent. Les barres étant articulées les unes aux autres, le coefficient de flambement est pris égal à 1 [16]. La longueur de flambement correspond alors à la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 11\,683 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,4731 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- Cold-formed ;
- Nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right) = 0,672$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,6788 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2\,243,6 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,080 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Montant

Le montant est dimensionné en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à -540 [kN].

#### • Classification de la section

Les assemblages étant pris en compte, les éléments comprimés doivent respecter les exigences de la classe 1 ou de la classe 2 [17].

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{d_{montant}}{t_{montant}} = \frac{177,8}{4} = 44,45 < 70 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{355}} \right)^2 = 46,338$$

Le rapport  $d/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 2.

#### • Instabilité au flambement dans le plan du treillis

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Les profilés étant des CHS, il n'est pas nécessaire de faire une distinction entre l'axe faible et l'axe fort car ils sont identiques.

Selon la norme CEN/TR 1993-1-103 [6], la valeur du coefficient de flambement dans le plan des CHS dans un treillis égal à 0,9. Par conséquent, la longueur de flambement est égale à 0,9 fois la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 2\,345,8 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,5749 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0,2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

— Cold-formed ;

— Nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,7571$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,8002 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 620,38 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  dans le plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### • Instabilité au flambement hors plan du treillis

Les mêmes étapes que celles dans le plan du treillis sont appliquées avec un coefficient de flambement utilisé différent. Les barres étant articulées les unes aux autres, le coefficient de flambement est pris égal à 1 [16]. La longueur de flambement correspond alors à la longueur de l'élément.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 1\,900,1 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,6388 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- Cold-formed ;
- Nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,8115$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,7622 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 590,93 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Membrure inférieure

La membrure inférieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à 1 012,5 [kN].

- **Vérification aux ELU**

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5\,944 \cdot 355}{1,0} = 2\,110,12 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 1\,012,5 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

- **Vérification de la limite d'élancement**

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, afin de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 64,2 < 240$$

La section en terme d'élancement est ainsi validée.

### Diagonale

La membrure inférieure est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure A.6, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à 667,6 [kN].

- **Vérification aux ELU**

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2\,041 \cdot 355}{1,0} = 724,555 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 667,6 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

- **Vérification de la limite d'élancement**

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, afin de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une limite d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 110,77 < 240$$

La section en terme d'élancement est ainsi validée.

#### A.4.2 Dimensionnement de la résistance des assemblages

L'ensemble du dimensionnement des assemblages repose sur la future version de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17].

Quatre types d'assemblages sont présents dans la structure. Chacun d'entre eux est étudié individuellement ci-dessous.

##### Assemblage de type T

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type T. Les éléments portant l'indice 3 font référence aux montants, tandis que l'élément portant l'indice 0 fait référence à la membrure. Dans ce cas, la membrure désigne la membrure supérieure.

Les efforts passant dans le montant et dans la membrure sont des efforts axiaux de compression qui valent respectivement -135 [kN] et -1 080 [kN].

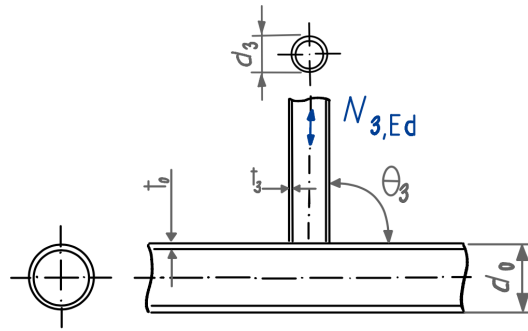


FIGURE A.10 – Assemblage de type T [17]

##### • Exigences d'assemblage

La première étape à vérifier est liée aux dispositions constructives [17]. Celles-ci correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris. Les différentes exigences sont reprises à la Figure 3.1. La première étape est vérifiée [17] :

1.  $\beta = \frac{d_3}{d_0} = 0.727 \in [0.2, 1]$
2. Angle :  $\theta_3 = 90 \leq 30$
3. Gap size : /
4.  $t_0 = 10 \text{ [mm]} \leq 1,5$
5.  $t_3 = 4 \text{ [mm]} \leq 1,5$
6. Chord :  $\frac{d_0}{t_0} = 24,45 \text{ [mm]} \leq 50$
7. CHS Brace :  $\frac{d_3}{t_3} = 44,45 \text{ [mm]} \leq 50$

Toutes les exigences sont alors validées.

##### • The chord stress function

"The chord stress function"  $n_0$  est calculée selon la Formule [17] :

$$Q_F = (1 - |n_0|)^{C_1} = 0,86676 \geq Q_{F,min} = 0,4$$

où :

— " The chord stress ratio" est déterminé selon la Formule suivante [17] :

$$n_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \cdot f_y} = \frac{-1080000}{7367 \cdot 355} = -0,4129$$

—  $C_1$  et  $Q_{F,min}$  sont déterminés à partir du Tableau 9.2 de la future version de l'Eurocode prEN 1993 1-8 [17] :

- la membrure et le montant étant des CHS,  $Q_{F,min} = 0,4$ ;
- l'assemblage étant un assemblage de type T et  $n_0$  étant inférieur à zéro,  $C_1$  se calcule comme suit :

$$C_1 = 0,45 - 0,25\beta = 0,2685$$

### • Chord plastification

Le premier mode de ruine à vérifier est la ruine de la face de la membrure. Il faut alors vérifier la Formule suivante [17] :

$$N_{3,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot t_0^2 \cdot (2,6 + 17,7\beta^2) \cdot \gamma^{0,2} \cdot Q_f}{\sin\theta_3 \cdot \gamma_{M5}} = 607,25 [kN] > N_{3,Ed} = 135 [kN]$$

où :

- $C_f$  est le facteur de matériau déterminé par la Table 4.2 comme la nuance considérée est S355, ce paramètre vaut 1.
- $\gamma$  est pris égal à  $d_0/(2t_0)$ .
- $\gamma_{M5}$  est pris égal à 1 [17].

### • Chord punching shear

Le deuxième mode de ruine à vérifier est la ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure en profil creux. Celui-ci est à vérifier si et seulement si [17] :

$$d_3 \leq d_0 - 2 \cdot t_0$$

où dans ce cas-ci, on a le premier terme qui vaut 177,8 [mm] et le deuxième terme qui vaut 224,5 [mm]. Le deuxième mode de ruine est alors à vérifier, avec la Formule suivante [17] :

$$N_{3,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_3 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin\theta_3)}{(2 \cdot \sin^2\theta_3)} = 1\,144,9 [kN] > N_{3,Ed} = 135 [kN]$$

L'assemblage de type T est donc vérifié.

### Assemblage de type KT

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type KT. Les éléments portant l'indice 3 font référence aux montants, les éléments portant l'indice 1 correspondent aux diagonales, tandis que l'élément portant l'indice 0 fait référence à la membrure. Dans ce cas, la membrure désigne la membrure inférieure.

Les efforts passant dans les diagonales et dans la membrure inférieure sont des efforts axiaux de traction qui valent respectivement 95,5 [kN] et 1 012,5 [kN]. L'effort passant dans le montant est un effort de compression valant -135 [kN].

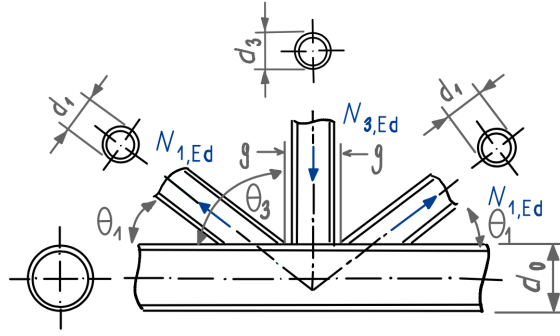


FIGURE A.11 – Assemblage de type KT [17]

### • Exigences constructives

La première étape à vérifier est liée aux dispositions constructives [17]. Celles-ci correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris. Les différentes exigences sont reprises à la Figure 3.1. La première étape est vérifiée [17] :

1.  $\beta = \frac{d_3 + 2 \cdot d_1}{3 \cdot d_0} = 0,5541 \in [0,2, 1]$
2. Angle :  $\theta_3 = 90^\circ \leq 30^\circ$  et  $\theta_3 = 45^\circ \leq 30^\circ$
3. Gap size :  $g = t_1 + t_3 = 10$  [mm]
4. Excentricité :  $-0,55 d_0 = 134,475 \leq 57,4723 \leq 0,25 d_0 = 61,125$
5.  $t_0 = 8$  [mm]  $\leq 1,5$
6.  $t_3 = 4$  [mm]  $\leq 1,5$
7.  $t_1 = 6$  [mm]  $\leq 1,5$
8. Chord :  $\frac{d_0}{t_0} = 30,5625$  [mm]  $\leq 50$
9. CHS Brace :  $\frac{d_3}{t_3} = 44,45$  [mm]  $\leq 50$
10. CHS Brace :  $\frac{d_1}{t_1} = 19,05$  [mm]  $\leq 50$

Toutes les exigences sont alors validées.

### • The chord stress function

"The chord stress function"  $n_0$  est calculée selon la Formule [17] :

$$Q_F = (1 - |n_0|)^{C_1} = 0,8775 \geq Q_{F,min} = 0,4$$

où :

— "The chord stress ratio" est déterminé selon la Formule suivante [17] :

$$n_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \cdot f_y} = 0,4798$$

—  $C_1$  et  $Q_{F,min}$  sont déterminés à partir du Tableau 9.2 de la future version de l'Eurocode prEN 1993 1-8 [17] :

- la membrure et le montant étant des CHS,  $Q_{F,min} = 0,4$ ;
- l'assemblage étant un assemblage de type KT et  $n_0$  étant supérieur à zéro,  $C_1$  équivaut à 0,2.



- **Chord plastification**

Le premier mode de ruine à vérifier est la ruine de la face de la membrure. Il faut alors vérifier les Formules suivantes [17] :

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot \frac{f_y \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (1,65 + 13,2 \cdot \beta^{1,6}) \gamma^{0,3} [1 + \frac{1}{1,2 + (\frac{g}{t_0})^{0,8}}] \cdot Q_f}{\gamma_{M5}} = 614,11 [kN] > N_{1,Ed} = 135 [kN]$$

$$N_{3,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_3} \cdot N_{1,Rd} = 434,24 [kN] > N_{3,Ed} = 95,5 [kN]$$

où :

- $C_f$  est le facteur de matériau déterminé par la Table 4.2. Comme la nuance considérée est S355, ce paramètre vaut 1.
- $\gamma$  est pris égal à  $d_0/(2t_0)$ .
- $\gamma_{M5}$  est pris égal à 1 [17].

- **Chord punching shear**

Le deuxième mode de ruine à vérifier est la ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure en profil creux. Celui-ci est à vérifier si et seulement si [17] :

$$d_3 = 177,8 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

$$d_1 = 114,3 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

Dans ces deux cas-ci, on voit bien que c'est vérifié. Le deuxième mode de ruine est alors à vérifier avec les Formules suivantes [17] :

$$N_{3,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_3 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_3)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_3)} = 915,88 [kN] > N_{3,Ed} = 135 [kN]$$

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_1 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_1)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_1)} = 1\,005,1 [kN] > N_{1,Ed} = 95,5 [kN]$$

L'assemblage de type KT est donc vérifié.

### Assemblage de type K<sub>Sup</sub>

L'assemblage de type K présent en membrure supérieure est étudié à l'endroit le plus critique, là où les efforts tranchants sont les plus importants. Il se situe au premier nœud de la membrure, voir sur la Figure A.6.

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type K. Les éléments portant l'indice 3 font référence aux montants, les éléments portant l'indice 1 correspondent aux diagonales, tandis que l'élément portant l'indice 0 fait référence à la membrure. Dans ce cas, la membrure désigne la membrure supérieure.

Les efforts passant dans le montant et dans la membrure supérieure sont des efforts axiaux de compression qui valent respectivement -540 [kN] et - 472,5 [kN].

L'effort passant dans les diagonales est un effort de traction valant 667,6 [kN].

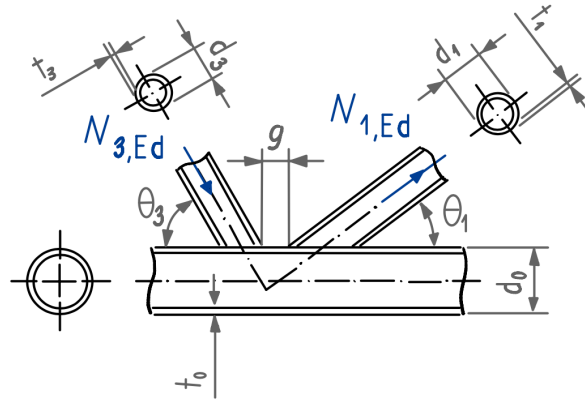


FIGURE A.12 – Assemblage de type K avec  $\theta_3 = 90^\circ$  [17]

- **Exigences constructives**

La première étape à vérifier est liée aux dispositions constructives [17]. Celles-ci correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris. Les différentes exigences sont reprises à la Figure 3.1. La première étape est vérifiée [17] :

1.  $\beta = \frac{d_3+d_1}{2 \cdot d_0} = 0.5973 \in [0.2, 1]$
2. Angle :  $\theta_3 = 90^\circ \leq 30^\circ$  et  $\theta_3 = 45^\circ \leq 30^\circ$
3. Gap size :  $g = t_1 + t_3 = 10$  [mm]
4. Excentricité :  $-0,55 d_0 = 134,475 \leq 57,4723 \leq 0,25 d_0 = 61,125$
5.  $t_0 = 10$  [mm]  $\leq 1,5$
6.  $t_3 = 4$  [mm]  $\leq 1,5$
7.  $t_1 = 6$  [mm]  $\leq 1,5$
8. Chord :  $\frac{d_0}{t_0} = 24,45$  [mm]  $\leq 50$
9. CHS Brace :  $\frac{d_3}{t_3} = 44,45$  [mm]  $\leq 50$
10. CHS Brace :  $\frac{d_1}{t_1} = 19,05$  [mm]  $\leq 50$

Toutes les exigences sont alors validées.

- **The chord stress function**

"The chord stress function"  $n_0$  est calculée selon la Formule [17] :

$$Q_F = (1 - |n_0|)^{C_1} = 0,9514 \geq Q_{F,min} = 0,4$$

où :

— " The chord stress ratio" est déterminé selon la Formule suivante [17] :

$$n_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \cdot f_y} = -0,1807$$

—  $C_1$  et  $Q_{F,min}$  sont déterminés à partir du Tableau 9.2 de la future version de l'Eurocode prEN 1993 1-8 [17] :

- la membrure et le montant étant des CHS,  $Q_{F,min} = 0,4$ ;
- l'assemblage étant un assemblage de type K et  $n_0$  étant inférieur à zéro,  $C_1$  équivaut à 0,25.

- **Chord plastification**

Le premier mode de ruine à vérifier est la ruine de la face de la membrure. Il faut alors vérifier les Formules suivantes [17] :

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot \frac{f_y \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (1,65 + 13,2 \cdot \beta^{1,6}) \gamma^{0,3} [1 + \frac{1}{1,2 + (\frac{x}{t_0})^{0,8}}] \cdot Q_f}{\gamma_{M5}} = 1\,095,1 \text{ [kN]} > N_{1,Ed} = 667,6 \text{ [kN]}$$

$$N_{3,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_3} \cdot N_{1,Rd} = 774,38 \text{ [kN]} > N_{3,Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

où :

- $C_f$  est le facteur de matériau déterminé par la Table 4.2. Comme la nuance considérée est S355, ce paramètre vaut 1.
- $\gamma$  est pris égal à  $d_0/(2t_0)$ .
- $\gamma_{M5}$  est pris égal à 1 [17].

- **Chord punching shear**

Le deuxième mode de ruine à vérifier est la ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure en profil creux. Celui-ci est à vérifier si et seulement si [17] :

$$d_3 = 177,8 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

$$d_1 = 114,3 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

Dans ces deux cas-ci, on voit bien que c'est vérifié. Le deuxième mode de ruine est alors à vérifier avec les Formules suivantes [17] :

$$N_{3,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_3 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_3)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_3)} = 1\,144,9 \text{ [kN]} > N_{3,Ed} = 540 \text{ [kN]}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_1 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_1)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_1)} = 1\,256,4 \text{ [kN]} > N_{1,Ed} = 667,6 \text{ [kN]}$$

L'assemblage de type  $K_{inf}$  est donc vérifié.

### Assemblage de type $K_{Inf}$

L'assemblage de type K présent en membrure inférieure est étudié à l'endroit le plus critique, là où les efforts tranchants sont les plus importants. Il se situe au deuxième nœud de la membrure inférieure, voir sur la Figure A.6.

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type K. Les éléments portant l'indice 3 font référence aux montants, les éléments portant l'indice 1 correspondent aux diagonales, tandis que l'élément portant l'indice 0 fait référence à la membrure. Dans ce cas, la membrure désigne la membrure inférieure.

Les efforts passant dans la diagonale et dans la membrure inférieure sont des efforts axiaux de traction qui valent respectivement 667,6 [kN] et 472,5 [kN].

L'effort passant dans le montant est un effort de compression valant -472,5 [kN].

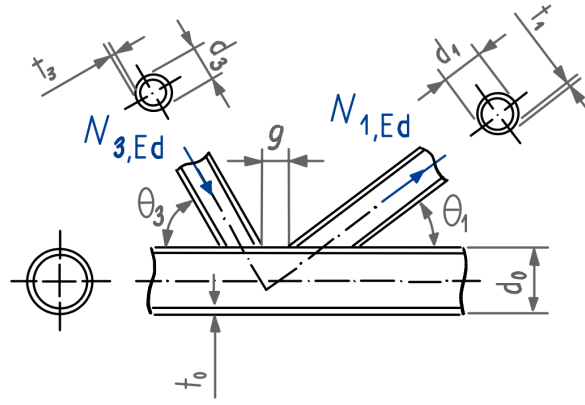


FIGURE A.13 – Assemblage de type K avec  $\theta_3 = 90^\circ$  [17]

- **Exigences constructives**

La première étape à vérifier est liée aux dispositions constructives [17]. Celles-ci correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris. Les différentes exigences sont reprises à la Figure 3.1. La première étape est vérifiée [17] :

1.  $\beta = \frac{d_3+d_1}{2 \cdot d_0} = 0.5973 \in [0.2, 1]$
2. Angle :  $\theta_3 = 90^\circ \leq 30^\circ$  et  $\theta_3 = 45^\circ \leq 30^\circ$
3. Gap size :  $g = t_1 + t_3 = 10$  [mm]
4. Excentricité :  $-0.55 d_0 = 134.475 \leq 57.4723 \leq 0.25 d_0 = 61.125$
5.  $t_0 = 8$  [mm]  $\leq 1.5$
6.  $t_3 = 4$  [mm]  $\leq 1.5$
7.  $t_1 = 6$  [mm]  $\leq 1.5$
8. Chord :  $\frac{d_0}{t_0} = 30.5625$  [mm]  $\leq 50$
9. CHS Brace :  $\frac{d_3}{t_3} = 44.45$  [mm]  $\leq 50$
10. CHS Brace :  $\frac{d_1}{t_1} = 19.05$  [mm]  $\leq 50$

Toutes les exigences sont alors validées.

- **The chord stress function**

"The chord stress function"  $n_0$  est calculée selon la Formule [17] :

$$Q_F = (1 - |n_0|)^{C_1} = 0.9506 \geq Q_{F,min} = 0.4$$

où :

— "The chord stress ratio" est déterminé selon la Formule suivante [17] :

$$n_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \cdot f_y} = 0.2239$$

—  $C_1$  et  $Q_{F,min}$  sont déterminés à partir du Tableau 9.2 de la future version de l'Eurocode prEN 1993 1-8 [17] :

- la membrure et le montant étant des CHS,  $Q_{F,min} = 0.4$  ;
- l'assemblage étant un assemblage de type K et  $n_0$  étant supérieur à zéro,  $C_1$  équivaut à 0.2.

- **Chord plastification**

Le premier mode de ruine à vérifier est la ruine de la face de la membrure. Il faut alors vérifier les Formules suivantes [17] :

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot \frac{f_y \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (1,65 + 13,2 \cdot \beta^{1,6}) \gamma^{0,3} [1 + \frac{1}{1,2 + (\frac{x}{t_0})^{0,8}}] \cdot Q_f}{\gamma_{M5}} = 729,66 [kN] > N_{1,Ed} = 667,6 [kN]$$

$$N_{3,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_3} \cdot N_{1,Rd} = 515,95 [kN] > N_{3,Ed} = 472,5 [kN]$$

où :

- $C_f$  est le facteur de matériau déterminé par la Table 4.2. Comme la nuance considérée est S355, ce paramètre vaut 1.
- $\gamma$  est pris égal à  $d_0/(2t_0)$ .
- $\gamma_{M5}$  est pris égal à 1 [17].

- **Chord punching shear**

Le deuxième mode de ruine à vérifier est la ruine par poinçonnement de la paroi de la membrure en profil creux. Celui-ci est à vérifier si et seulement si [17] :

$$d_3 = 177,8 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

$$d_1 = 114,3 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 = 228,5$$

Dans ces deux cas-ci, on voit bien que c'est vérifié. Le deuxième mode de ruine est alors à vérifier avec les Formules suivantes [17] :

$$N_{3,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_3 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_3)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_3)} = 915,88 [kN] > N_{3,Ed} = 472,5 [kN]$$

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \cdot f_y \cdot \pi \cdot d_1 \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot \frac{(1 + \sin \theta_1)}{(2 \cdot \sin^2 \theta_1)} = 1\,005,1 [kN] > N_{1,Ed} = 667,6 [kN]$$

L'assemblage de type  $K_{inf}$  est donc vérifié.

#### A.4.3 Poids total de la structure

Le poids total de la structure est déterminé en utilisant les valeurs de la dernière colonne des Tables A.5 et A.6. En effet, les profilés utilisés dans la structure sont caractérisés par une masse par unité de longueur. Ainsi, la masse totale de chaque groupe est calculée en multipliant la masse par unité de longueur par la longueur totale du groupe.

Le poids total obtenu est repris à la Table A.7 et vaut 3 512,758 [kg].

Le poids obtenu avec le code Matlab est repris à la Figure 4.32 et correspond à 3 513 [kg], ce qui permet de valider les codes.

	Montant	Diagonale	Membrure sup.	Membrure inf.	Total
Longueur totale [m]	27	33.9411	24	24	/
Poids [kg]	461,7	543,058	1 120,8	1 387,2	3 512,758

TABLE A.7 – Poids total et individuel de chaque groupe

## A.5 Dimensionnement de la résistance en section et des assemblages et vérification de la flèche globale

Les profilés utilisés dans cette section sont identiques à ceux utilisés dans la Section précédente (A.4), ce qui signifie que les propriétés géométriques sont les mêmes, telles qu'indiquées dans les Tables A.5 et A.6.

### A.5.1 Dimensionnement de la résistance en section

Les profilés étant identiques, la résistance en section précédemment calculée (voir Section A.4.1) est applicable ici.

### A.5.2 Dimensionnement de la résistance des assemblages

Les profilés étant identiques, la résistance en section précédemment calculée (voir Section A.4.2) est applicable ici.

### A.5.3 Vérification de la flèche

La dernière étape est alors de vérifier la flèche globale du treillis pour s'assurer de sa stabilité et de sa sécurité. Le déplacement global de la structure est calculé en utilisant le théorème de la force unité, tel qu'enseigné dans le cours d'analyse des structures 1 du professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12].

Mathématiquement, ce théorème se traduit par :

$$\delta_v = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{N_i \cdot N_{1,i}}{E \cdot A_i} \cdot L_i = 46,721 \text{ [mm]} < \frac{L}{300} = 80 \text{ [mm]}$$

où :

- $E = 210\,000 \text{ [Mpa]}$  ;
- $L_{Memb.Sup.} = 3 \text{ [mm]}$  ;
- $L_{Memb.Inf.} = 3 \text{ [mm]}$  ;
- $L_{Diagonale} = 4,2426 \text{ [mm]}$  ;
- $L_{Montant} = 3 \text{ [mm]}$  ;
- $N_{1,i}$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet d'une sollicitation verticale unitaire. Les efforts sont repris à la Figure A.9 ;
- $N_i$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet des sollicitations extérieures. Les efforts sont repris à la Figure A.7.

Le déplacement global est d'environ 46,721 [mm] et le critère de flèche est de 80 [mm]. La flèche de la structure est validée.

### A.5.4 Poids total de la structure

Le poids total de la structure est déterminé en utilisant les valeurs de la dernière colonne des Tables A.5 et A.6. En effet, les profilés utilisés dans la structure sont caractérisés par une masse par unité de longueur. Ainsi, la masse totale de chaque groupe est calculée en multipliant la masse par unité de

longueur par la longueur totale du groupe.

Le poids total obtenu est repris à la Table A.8 et vaut 3 512,758 [kg].

Le poids obtenu avec le code Matlab est repris à la Figure 4.38 et correspond à 3 513 [kg], ce qui permet de valider les codes.

	Montant	Diagonale	Membrure sup.	Membrure inf.	Total
Longueur totale [m]	27	33.9411	24	24	/
Poids [kg]	461,7	543,058	1 120,8	1 387,2	3 512,758

TABLE A.8 – Poids total et individuel de chaque groupe

## A.6 Analyse des résultats en termes de résistance en section de la membrure supérieure

Cette Annexe analyse les résultats obtenus pour les membrures supérieures lorsqu'elles sont dimensionnées par la résistance en section.

La Figure A.14 met en évidence l'impact des instabilités sur le résultat final en fonction de la nuance d'acier. Les conclusions sont les mêmes que pour les montants à la Section 4.2.1. Il en ressort que plus la nuance d'acier est élevée, plus les instabilités ont un effet important sur les résultats. Cela se confirme avec l'équation (4.1) présentée précédemment, où deux paramètres étaient fonction de la nuance d'acier.

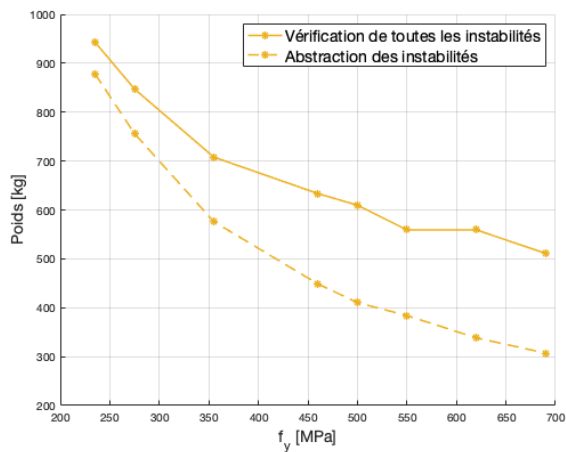


FIGURE A.14 – Comparaison du poids des membrures supérieures selon différentes nuances : vérification de toutes les instabilités versus aucune vérification d'instabilité

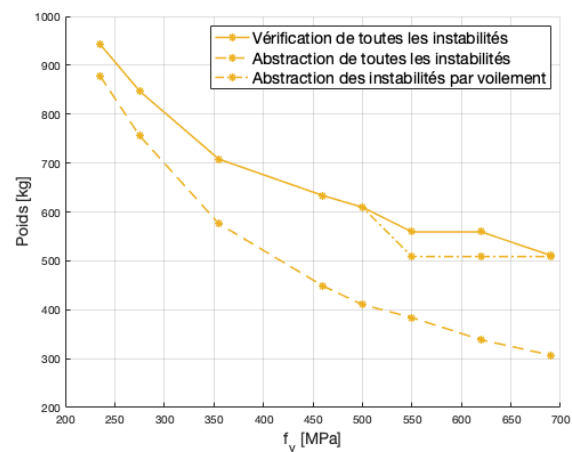


FIGURE A.15 – Comparaison du poids des membrures supérieures selon différentes nuances et combinaisons de vérifications

Ensuite, la Figure A.15 met en évidence l'influence de la classe des sections sur les résultats, ce qui introduit le phénomène de voilement des sections. Il est important de rappeler que plus une section a une nuance d'acier élevée, plus elle est sujette à cette instabilité. Des conclusions identiques sont tirées. La courbe représentée par un motif "tiret-pointillé" montre les résultats obtenus en supposant que toutes les sections du catalogue sont de classe 1 ou 2. Il est observé que dans ce treillis académique, le critère de classification affecte les résultats à partir de la nuance S500 jusqu'à la nuance S620. La nuance S690 présente des résultats similaires pour les deux courbes. Cela s'explique simplement par le

fait que le profilé utilisé pour la courbe continue est le premier profilé disponible dans le catalogue et ce profilé est de classe 2.

De plus, il serait attendu une corrélation entre le gain de poids et le rapport de limite élastique. Cela n'est cependant pas observé, comme le montre la Table A.9 ci-dessous. Le rapport de poids est calculé en utilisant la courbe "tiret-pointillé", car la corrélation est attendue lorsque les sections sont considérées de classe 1 ou 2. Ces résultats mettent en évidence l'impact des discontinuités présentes dans le catalogue sur les résultats obtenus.

Théorique	Rapport de poids
$355/235 = 1.51$	$943.2/708 = 1.332$
$460/235 = 1.957$	$943.2/633.6 = 1.4886$
$690/235 = 2.936$	$943.2/508.8 = 1.854$

TABLE A.9 – Comparaison du gain de poids avec le rapport de limite élastique



# Annexe B

## B Critère d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS

Afin de définir un critère raisonnable et d'obtenir globalement le design optimal, l'étude s'est basée sur l'analyse de 3 paramètres : la portée, le chargement et la hauteur. Ces paramètres sont étudiés dans les intervalles définis dans la Section 3.1. Bien que de nombreuses études aient été réalisées (environ 100), seul un échantillon de celles-ci est présenté ci-dessous.

### B.1 En termes de résistance en section et de flèche

#### B.1.1 Chargement

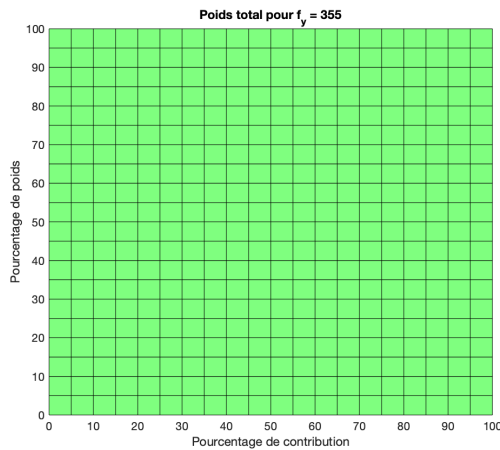


FIGURE B1 – Résultats obtenus pour une charge 100 [kN] et nuance d'acier S355

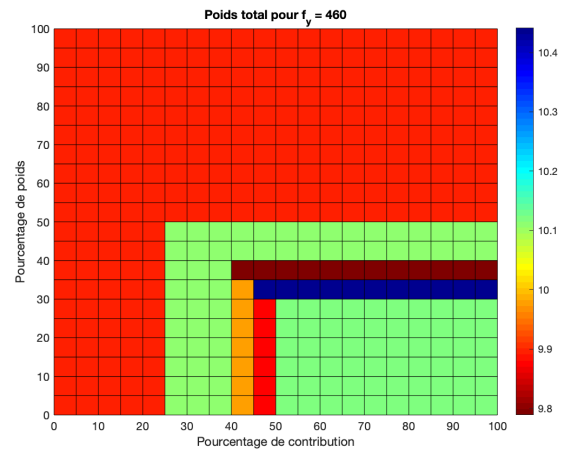


FIGURE B2 – Résultats obtenus pour une charge 100 [kN] et nuance d'acier S460

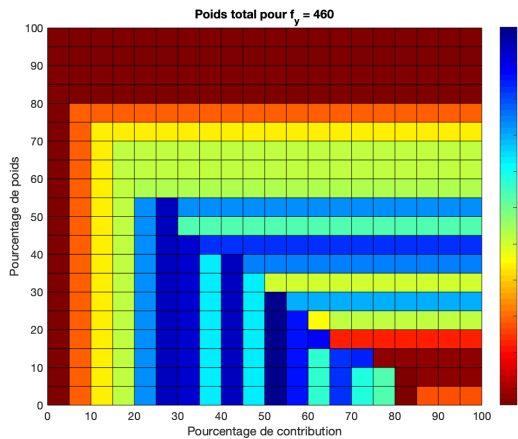


FIGURE B3 – Résultats obtenus pour une charge 300 [kN] et une nuance d'acier S460

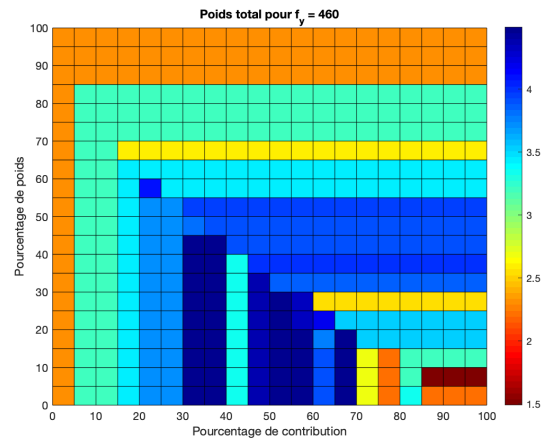


FIGURE B4 – Résultats obtenus pour une charge 500 [kN] et une nuance d'acier S460

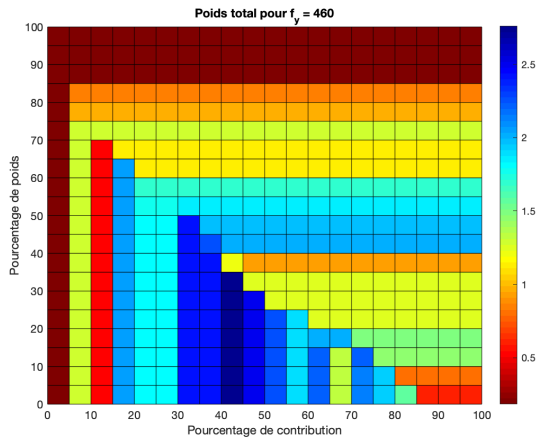


FIGURE B5 – Résultats obtenus pour une charge **700 [kN]** et une nuance d'acier **S460**

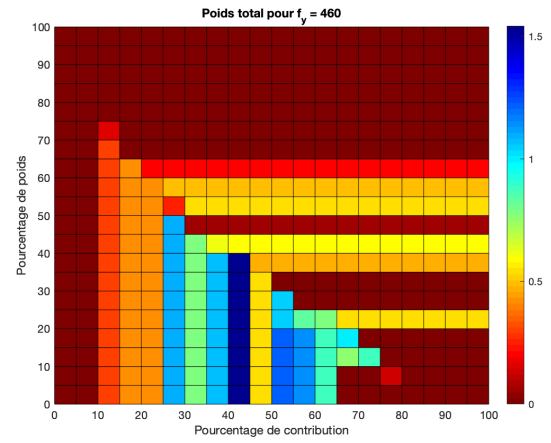


FIGURE B6 – Résultats obtenus pour une charge **900 [kN]** et une nuance d'acier **S460**

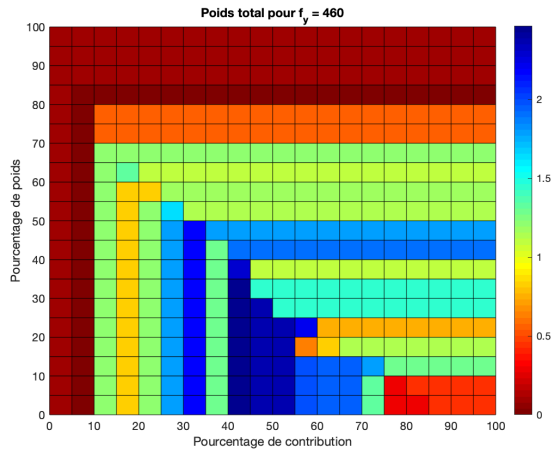


FIGURE B7 – Résultats obtenus pour une charge **1 100 [kN]** et une nuance d'acier **S460**

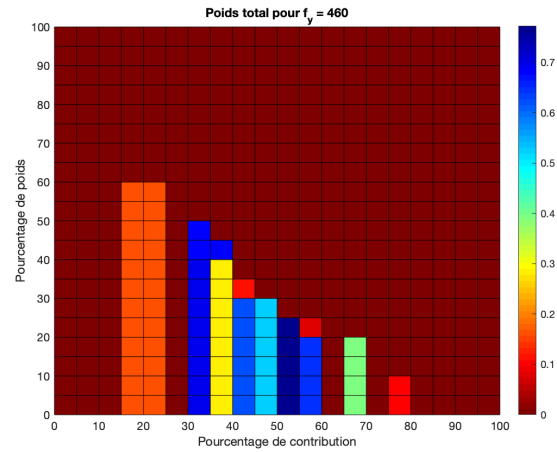


FIGURE B8 – Résultats obtenus pour une charge **1 500 [kN]** et une nuance d'acier **S460**

### B.1.2 Portée

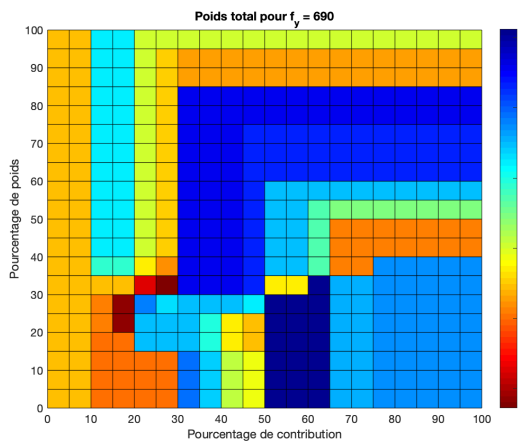


FIGURE B9 – Résultats obtenus pour une portée de **18 [m]** et une nuance d'acier **S690**

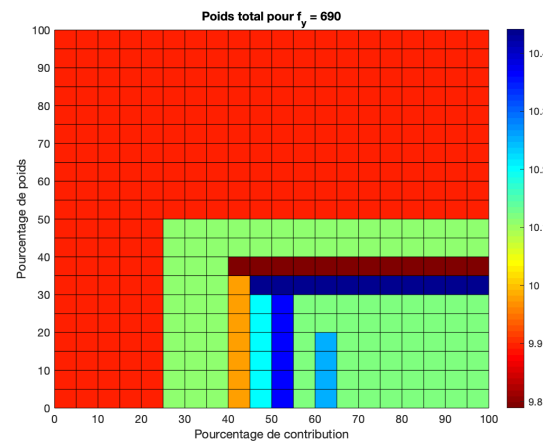


FIGURE B10 – Résultats obtenus pour une portée de **24 [m]** et une nuance d'acier **S460**

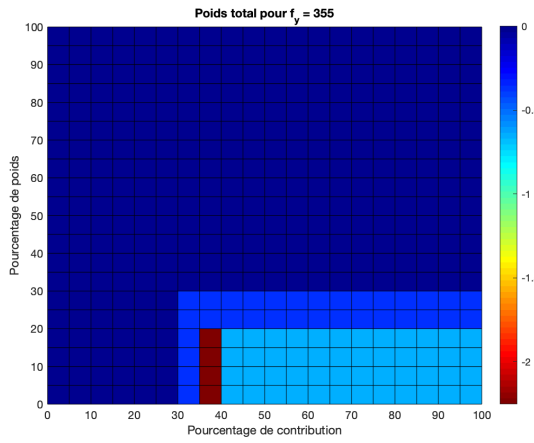


FIGURE B11 – Résultats obtenus pour une portée de 30 [m] et une nuance d'acier S355

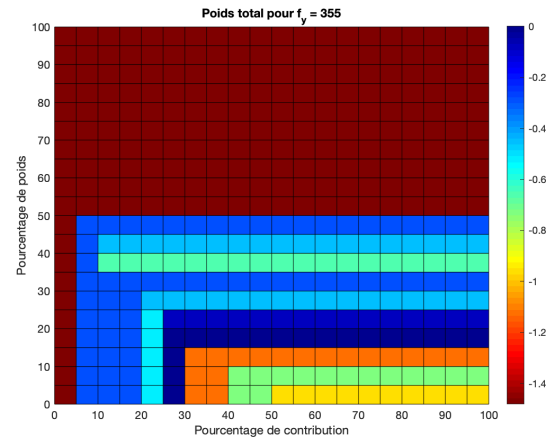


FIGURE B12 – Résultats obtenus pour une portée de 36 [m] et une nuance d'acier S355

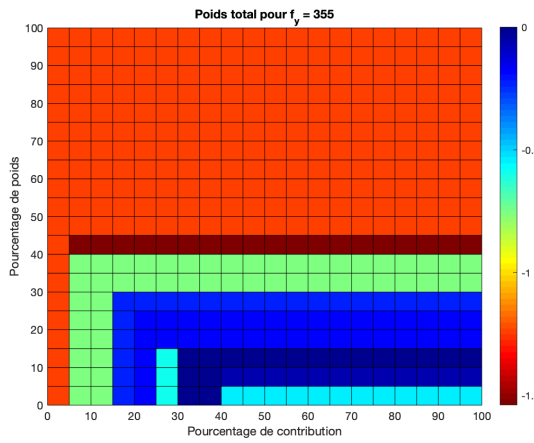


FIGURE B13 – Résultats obtenus pour une portée de 42 [m] et une nuance d'acier S355

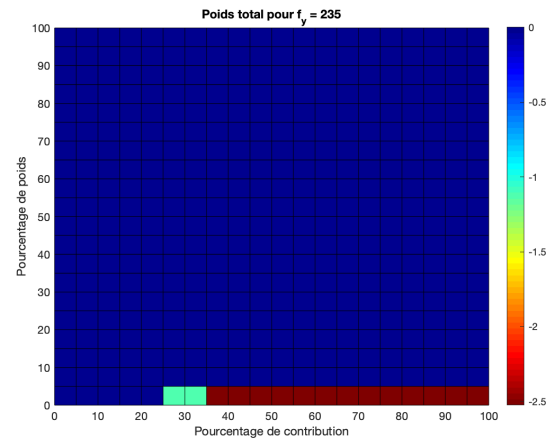


FIGURE B14 – Résultats obtenus pour une portée de 48 [m] et une nuance d'acier S235

### B.1.3 Hauteur

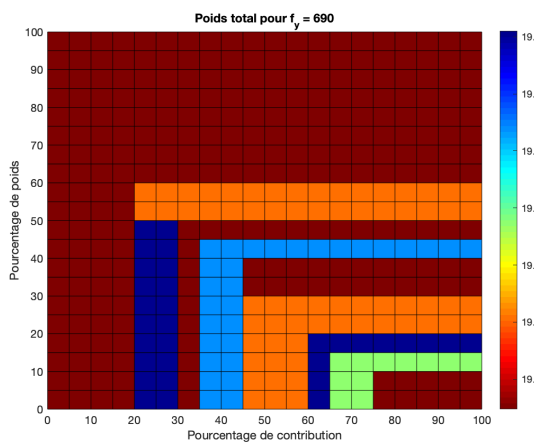


FIGURE B15 – Résultats obtenus pour une inclinaison de 30° et une nuance d'acier S690

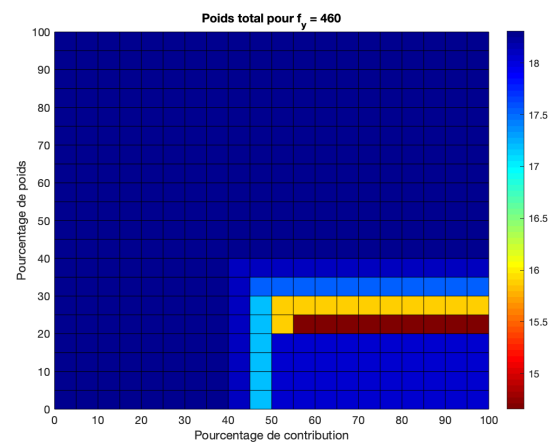


FIGURE B16 – Résultats obtenus pour une inclinaison de 35° et une nuance d'acier S460

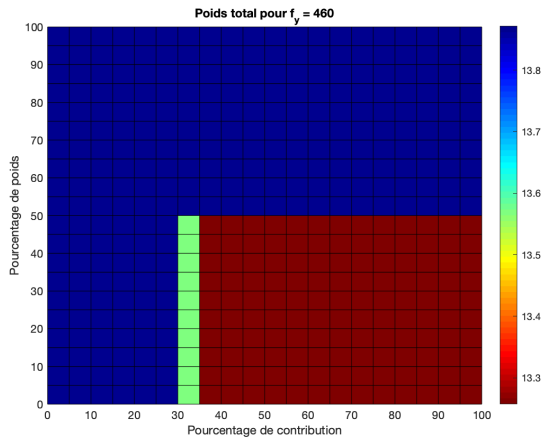


FIGURE B17 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $40^\circ$  et une nuance d'acier **S460**

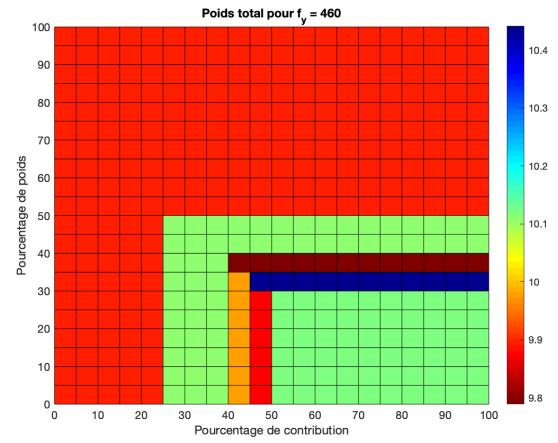


FIGURE B18 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $45^\circ$  et une nuance d'acier **S460**

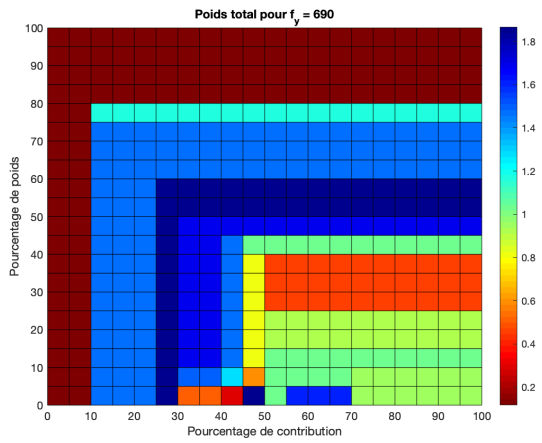


FIGURE B19 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $55^\circ$  et une nuance d'acier **S690**

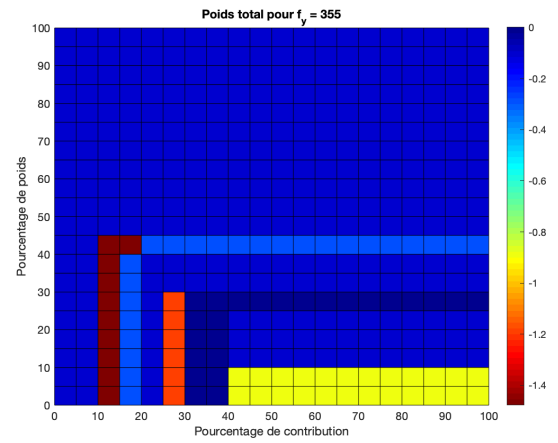


FIGURE B20 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $60^\circ$  et une nuance d'acier **S355**

## B.2 En termes de résistance en section, des assemblages et de flèche

### B.2.1 Chargement

Lorsque la charge varie, la structure est principalement dimensionnée aux ELU, comme le montrent les figures ci-dessous. Cependant, à partir de 1 350 [kN], le dimensionnement de la structure est conditionné aux ELS. Néanmoins, aucun résultat ne peut être présenté car la plupart des combinaisons ne permettaient pas d'obtenir une solution.

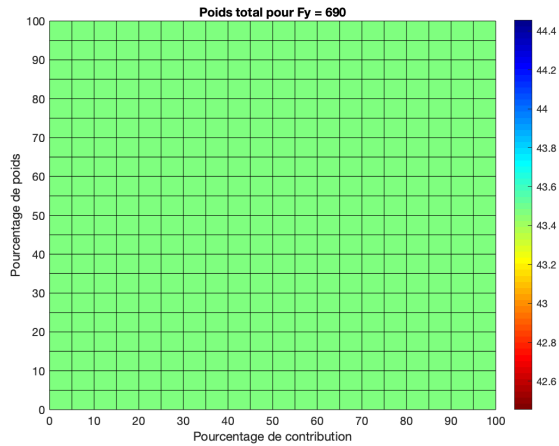


FIGURE B21 – Résultats obtenus pour une charge 1 100 [kN] et une nuance d'acier S690

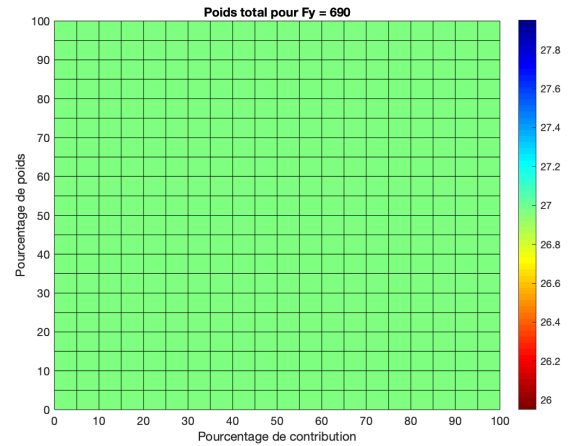


FIGURE B22 – Résultats obtenus pour une charge 1 300 [kN] et une nuance d'acier S690

### B.2.2 Portée

En dessous de 36 [m], le dimensionnement est gouverné par les ELU. Il n'est donc pas nécessaire d'analyser les résultats.

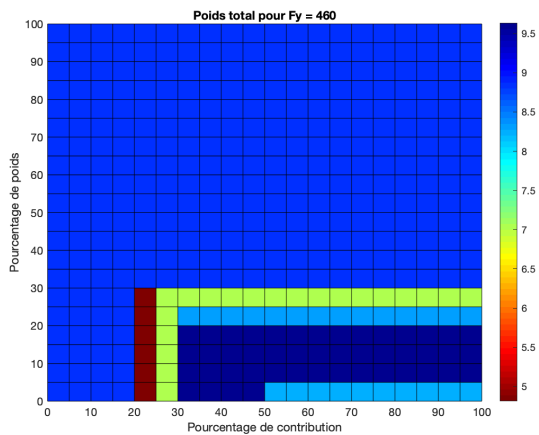


FIGURE B23 – Résultats obtenus pour une portée de 36 [m] et une nuance d'acier S460

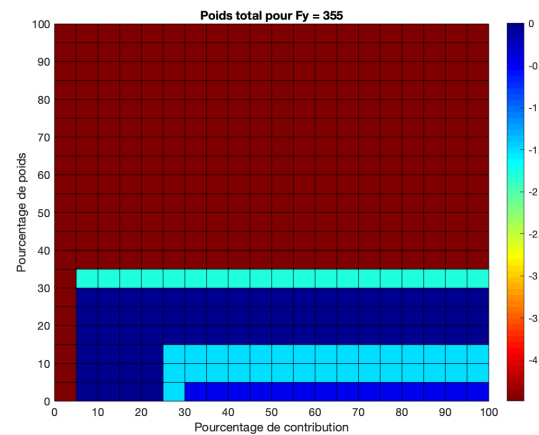


FIGURE B24 – Résultats obtenus pour une portée de 48 [m] et une nuance d'acier S235

### B.2.3 Hauteur

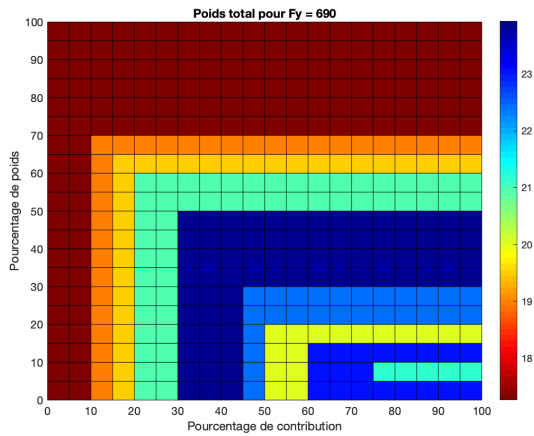


FIGURE B25 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $30^\circ$  et une nuance d'acier **S690**

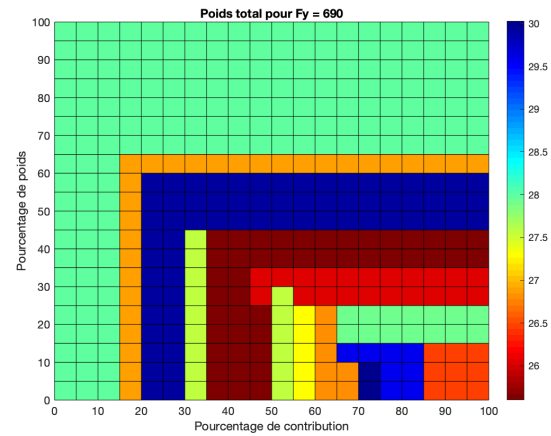


FIGURE B26 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $35^\circ$  et une nuance d'acier **S690**

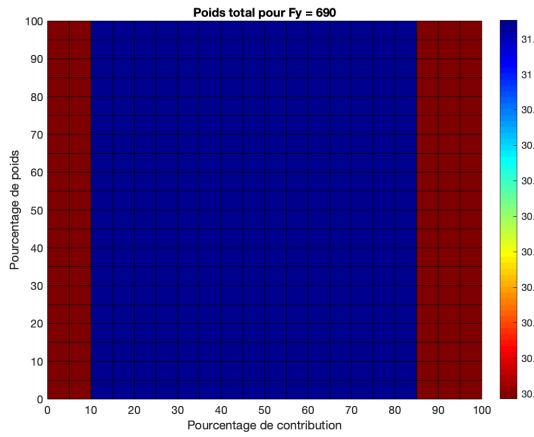


FIGURE B27 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $40^\circ$  et une nuance d'acier **S690**

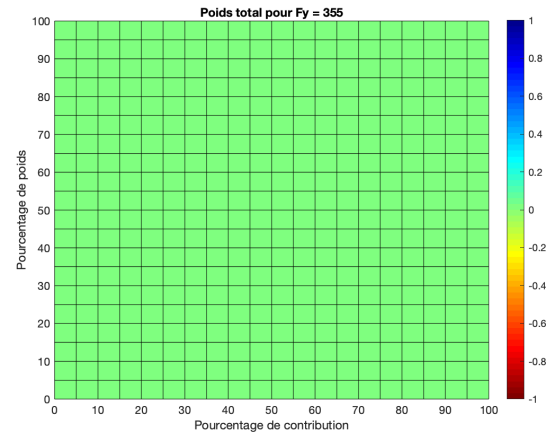


FIGURE B28 – Résultats obtenus pour une inclinaison de  $45^\circ$  et une nuance d'acier **S355**

### B.3 Validation de la méthode

La méthode est validée en vérifiant que les solutions obtenues indépendamment de la nuance d'acier lors du dimensionnement de la structure aux ELS uniquement sont identiques.

Comme le montrent les Figures ci-dessous, les résultats sont identiques, quel que soit la nuance d'acier.

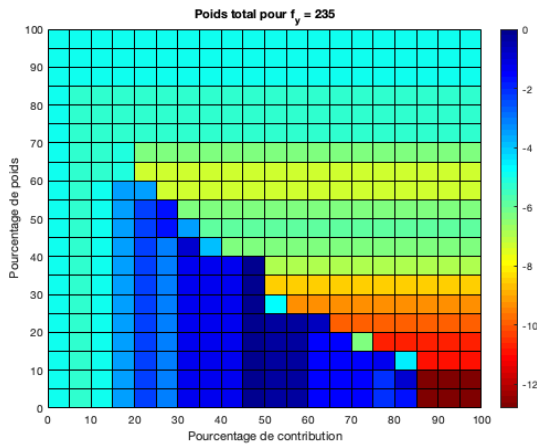


FIGURE B29 – Résultats obtenus pour une nuance d'acier **S235**

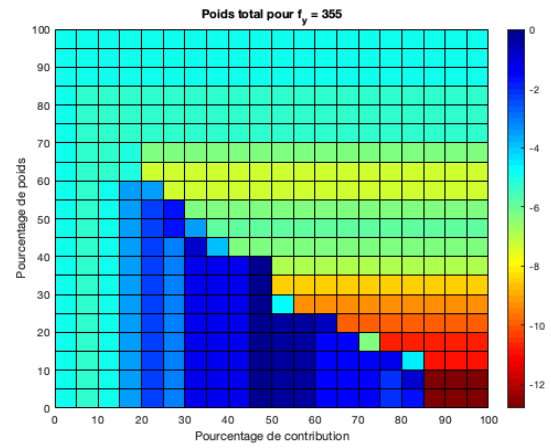


FIGURE B30 – Résultats obtenus pour une nuance d'acier **S355**

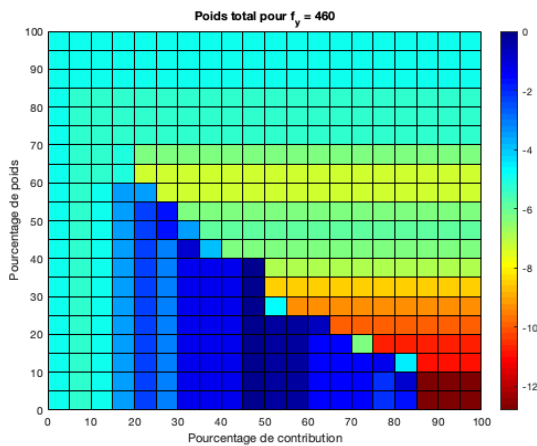


FIGURE B31 – Résultats obtenus pour une nuance d'acier **S460**

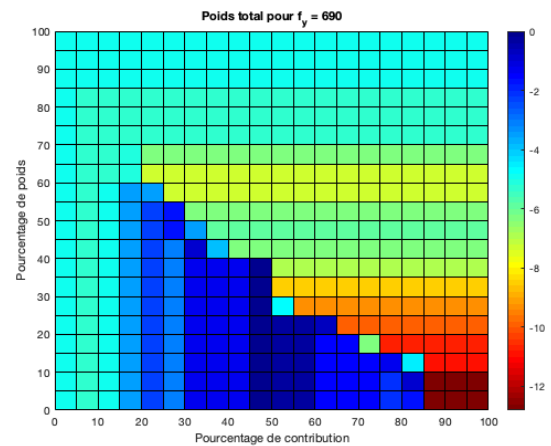


FIGURE B32 – Résultats obtenus pour une nuance d'acier **S690**

# Annexe C

## C Étude complète du critère d'optimisation des assemblages

Cette annexe présente les résultats utilisés pour établir le critère d'assemblage et non présentés dans la Section 4.2.2. L'intervalle observé sur certains graphiques ne correspondent pas à l'intervalle défini dans la Section 3.2. Cela s'explique par le fait que certaines combinaisons bloquent l'amplitude de la charge ou de la portée, ce qui limite la plage de valeurs étudiées.

### C.1 Assemblage de type T

#### C.1.1 Variation du chargement

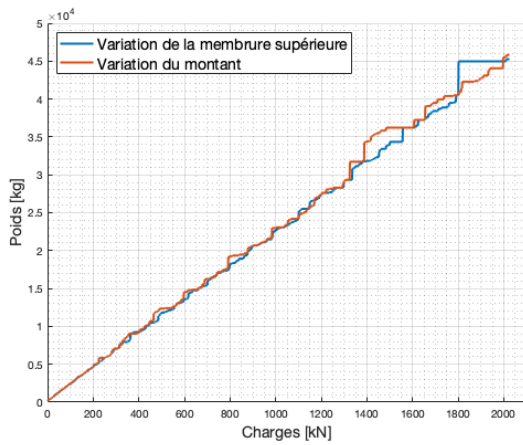


FIGURE C1 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

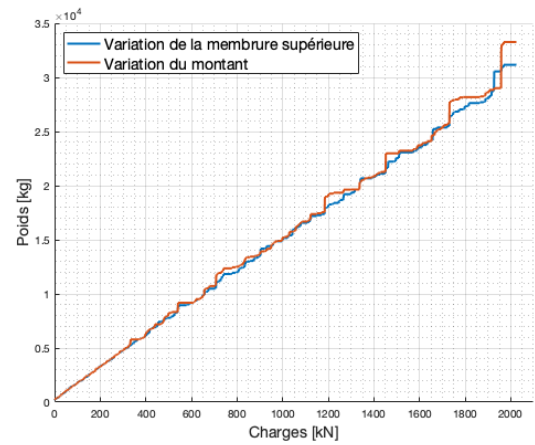


FIGURE C2 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

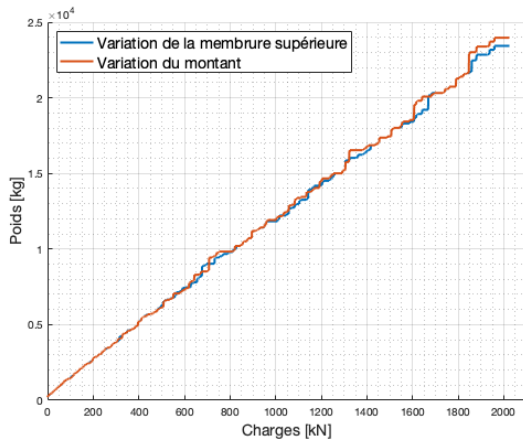


FIGURE C3 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

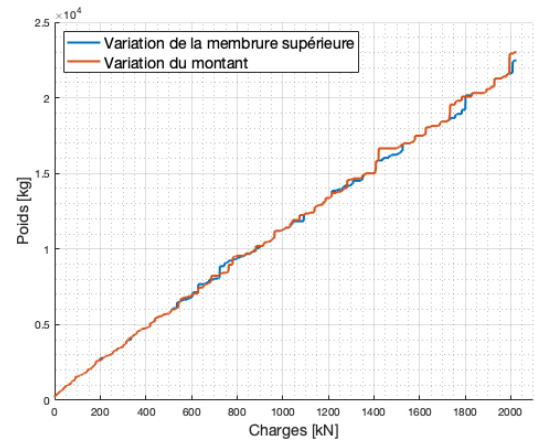


FIGURE C4 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 500$  [MPa]



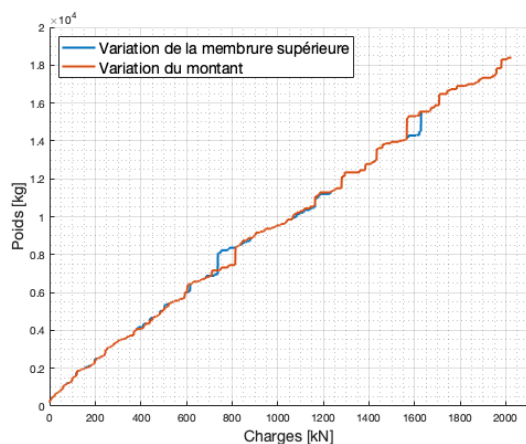


FIGURE C5 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

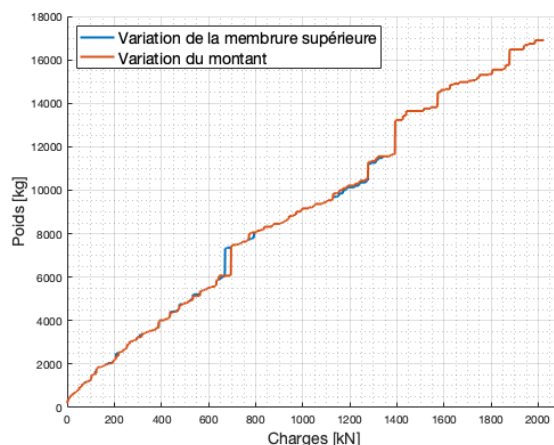


FIGURE C6 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

### C.1.2 Variation de la portée

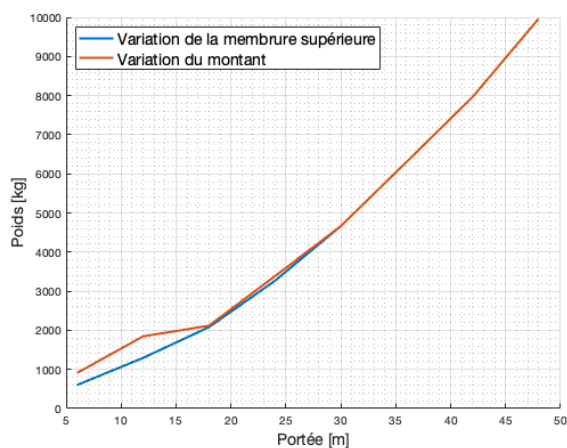


FIGURE C7 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

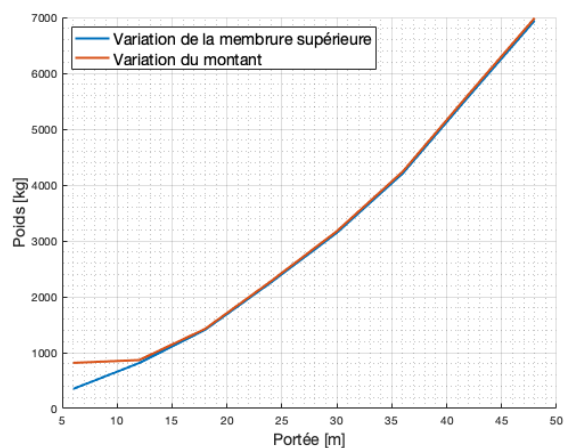


FIGURE C8 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

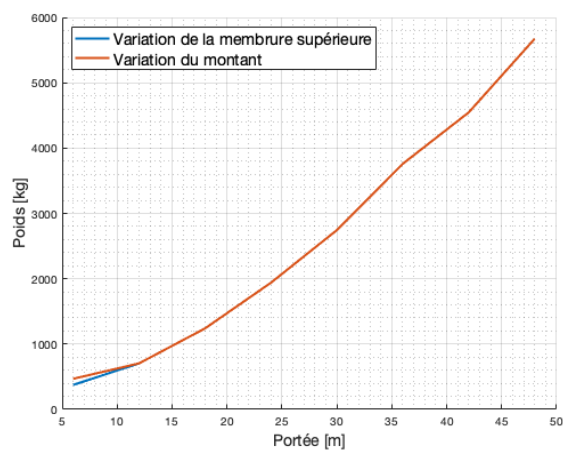


FIGURE C9 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

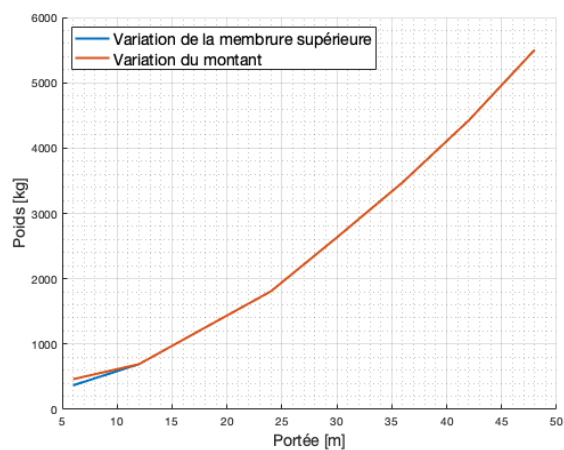


FIGURE C10 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 500$  [MPa]

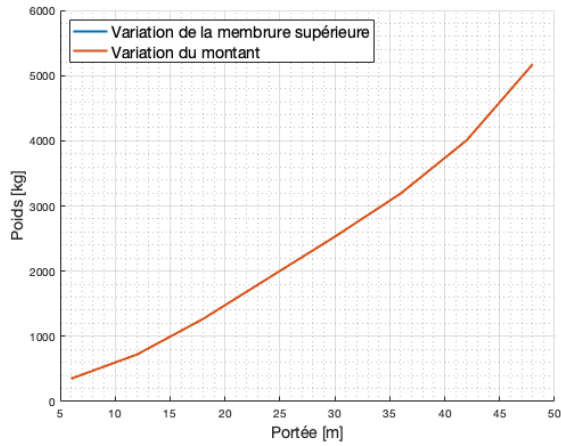


FIGURE C11 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

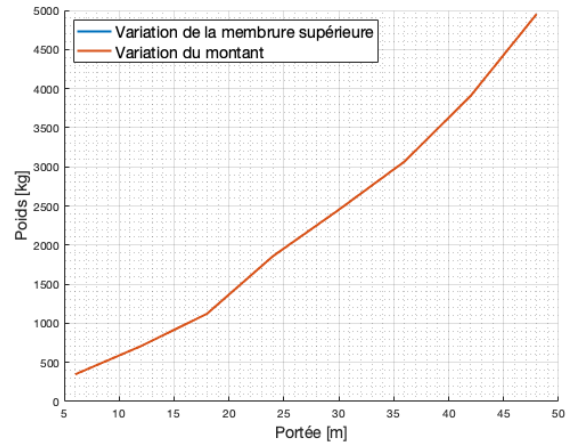


FIGURE C12 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

## C.2 Assemblage de type KT

### C.2.1 Variation du chargement

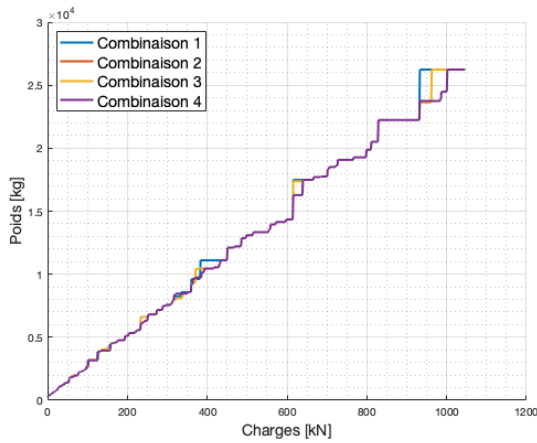


FIGURE C13 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

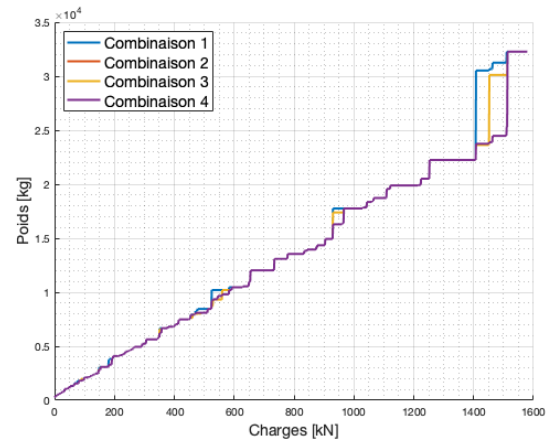


FIGURE C14 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

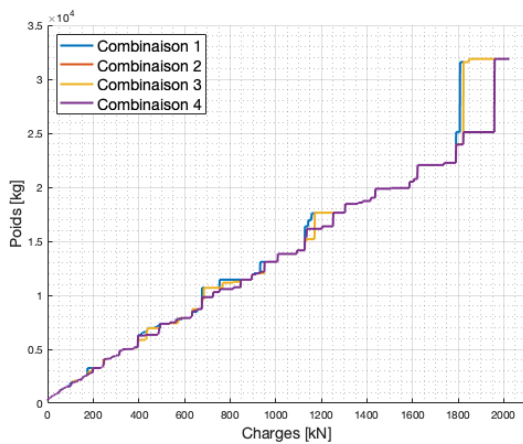


FIGURE C15 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

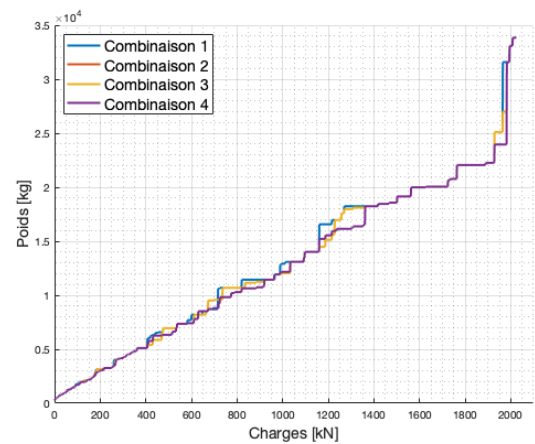


FIGURE C16 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 500$  [MPa]

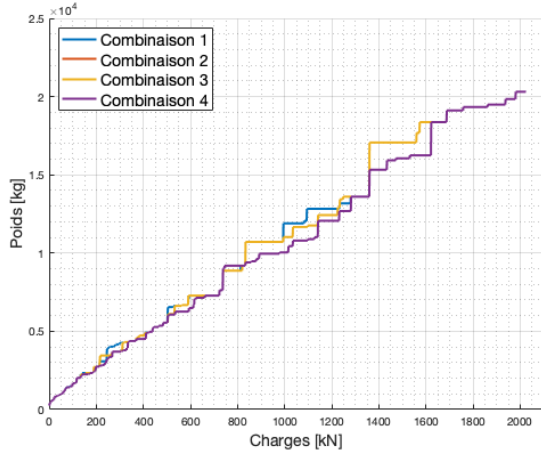


FIGURE C17 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

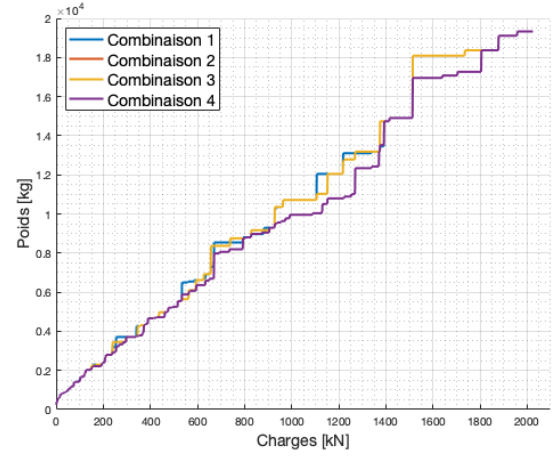


FIGURE C18 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

### C.2.2 Variation de la portée

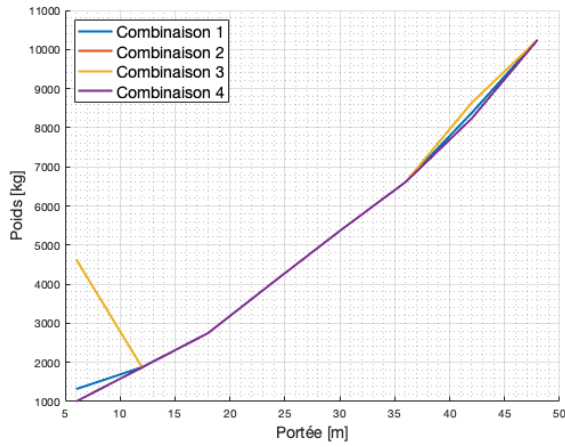


FIGURE C19 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

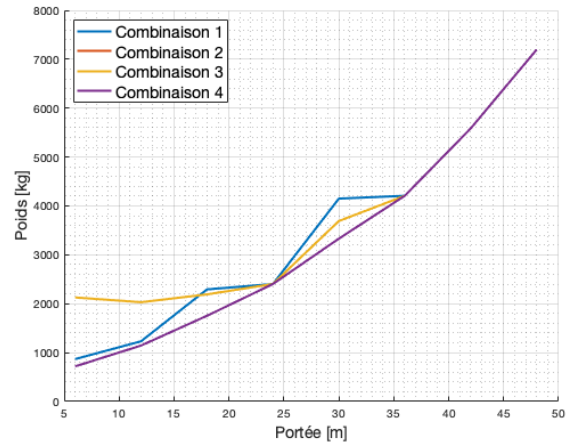


FIGURE C20 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

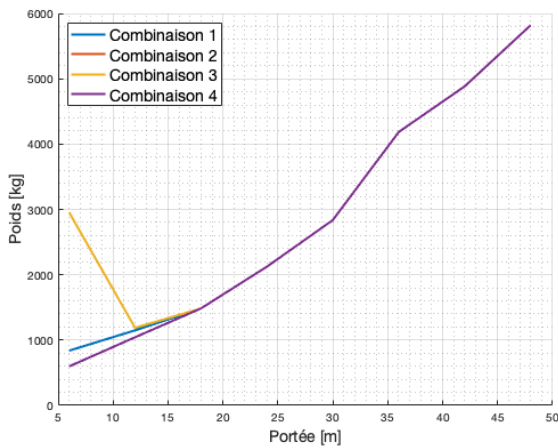


FIGURE C21 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

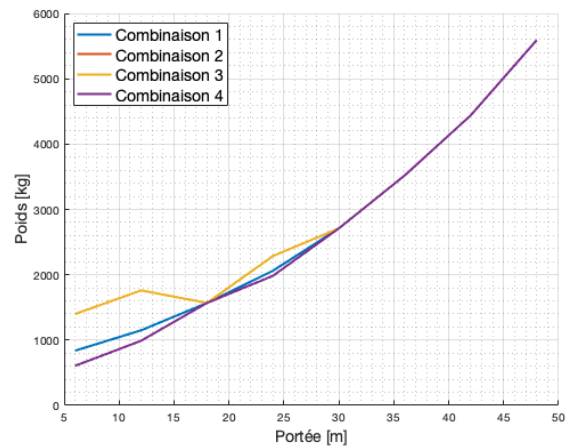


FIGURE C22 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 500$  [MPa]

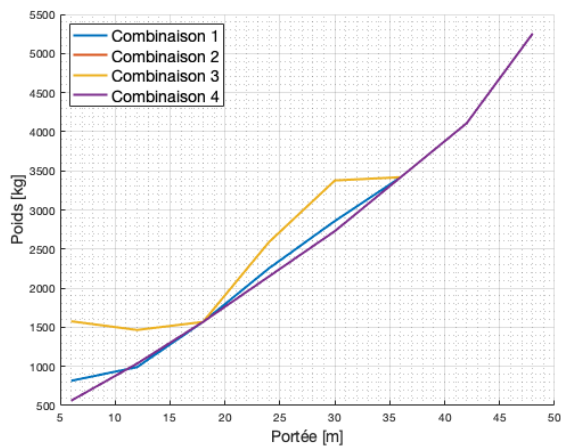


FIGURE C23 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

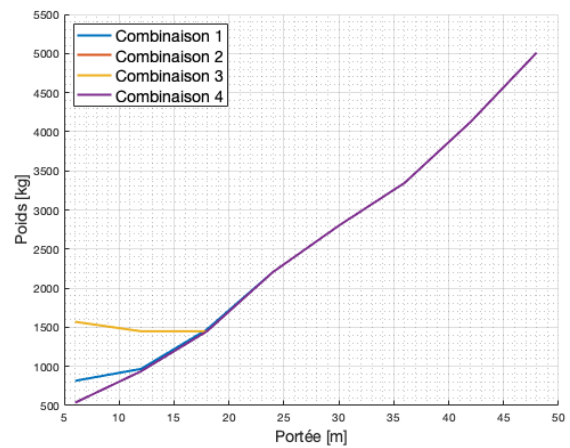


FIGURE C24 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

### C.3 Assemblage de type K

#### C.3.1 Variation du chargement

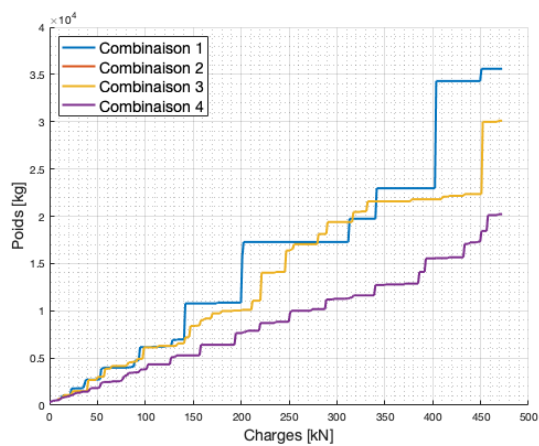


FIGURE C25 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

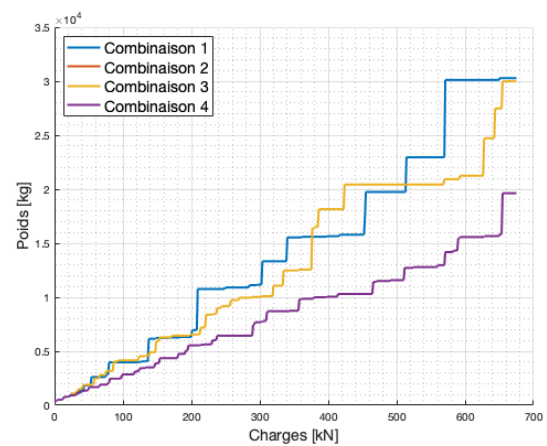


FIGURE C26 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

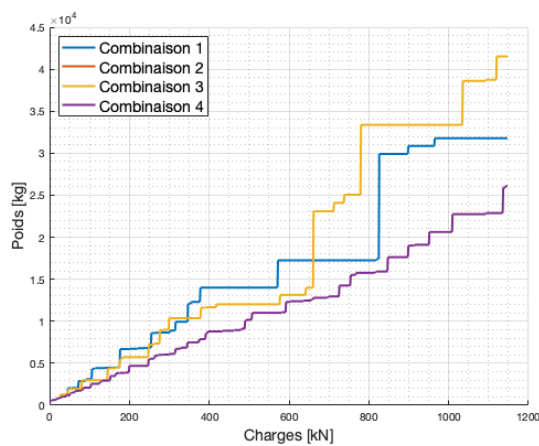


FIGURE C27 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

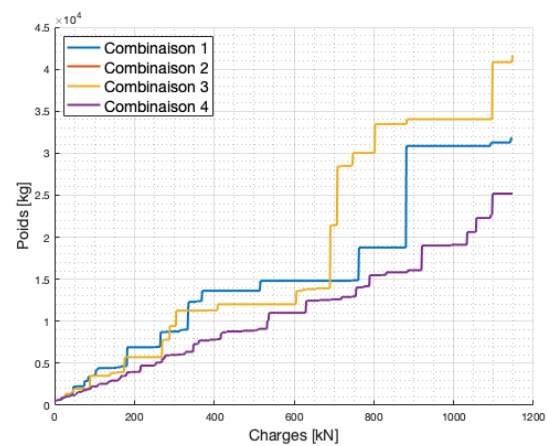


FIGURE C28 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 500$  [MPa]

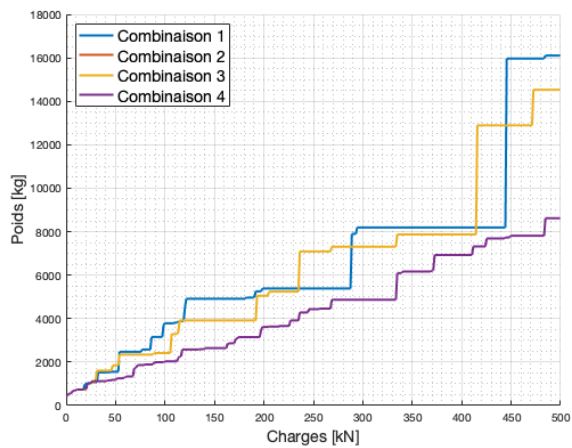


FIGURE C29 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

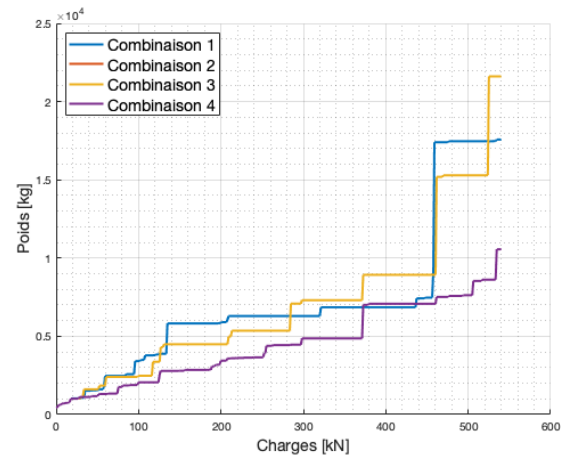


FIGURE C30 – Évolution du poids total en fonction du chargement lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

### C.3.2 Variation de la portée

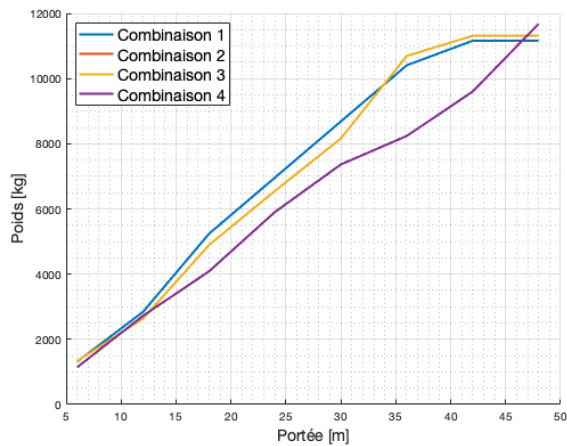


FIGURE C31 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 235$  [MPa]

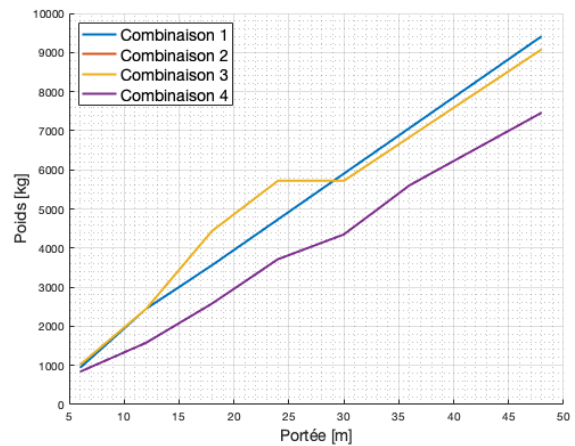


FIGURE C32 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 355$  [MPa]

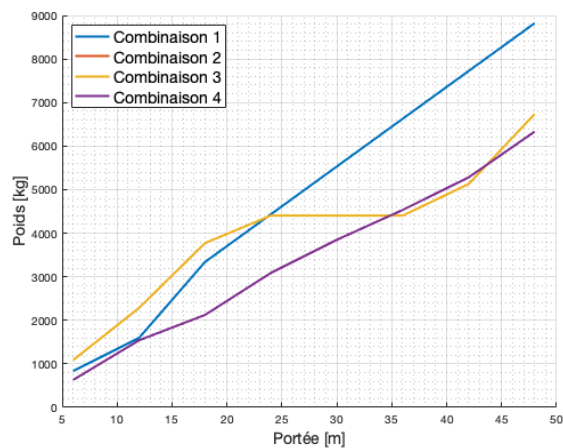


FIGURE C33 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 460$  [MPa]

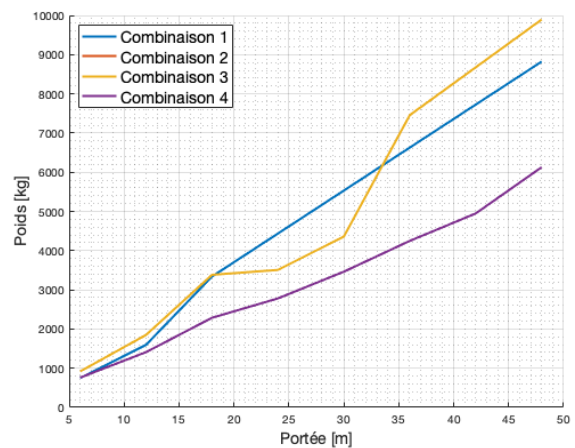


FIGURE C34 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 500$  [MPa]

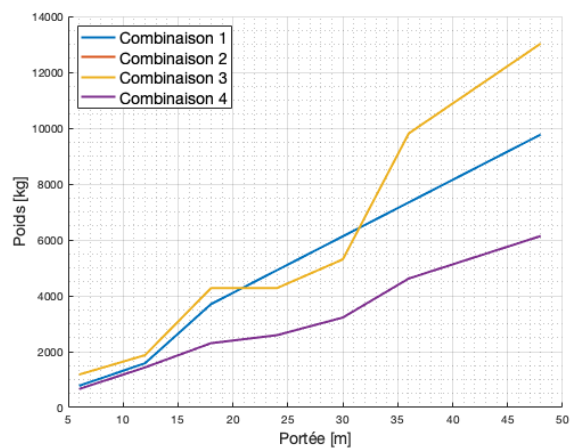


FIGURE C35 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 620$  [MPa]

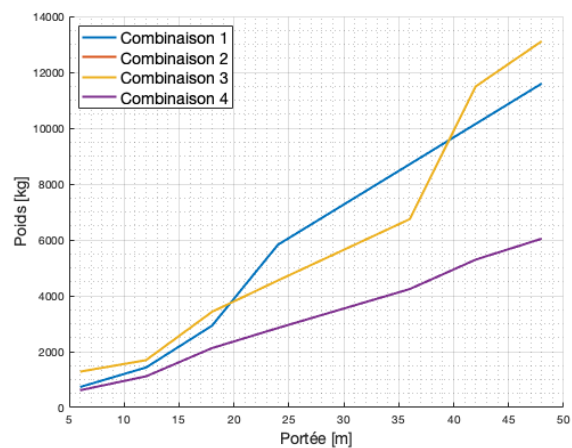


FIGURE C36 – Évolution du poids total en fonction de la portée lorsque  $f_y = 690$  [MPa]

# Annexe D

## D Étude paramétrique

Cette section développe des compléments à la Section 4.3.

### D.1 Explication des pics présents dans l'étude de la variation de la hauteur

Afin de comprendre d'où proviennent ces pics, la courbe mauve représentant la nuance S690 est analysée. La Figure D2 présente la position des différents points analysés.

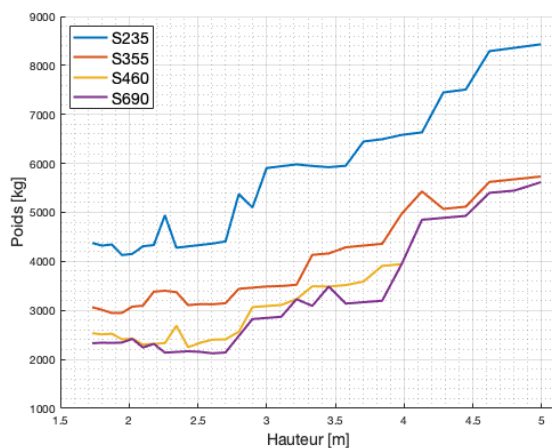


FIGURE D1 – Évolution du poids total du treillis pour différentes hauteurs et nuances d'acier

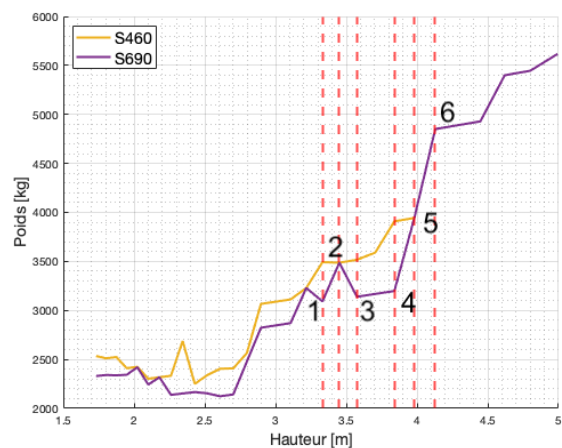


FIGURE D2 – Numérotation des points analysés de la Figure D1

La première analyse est effectuée au niveau des points 1 et 2. Les Tables ci-dessous reprennent les dimensions des profils obtenus, ainsi que l'inclinaison des diagonales par rapport aux membrures :

	A [ $mm^2$ ]	t [mm]	d [mm]	$\theta_1$ °
Diagonale	929	3	101,6	48
Memb. Inf.	5 306	8	219,1	
Memb. Sup.	6 569	10	219,1	
Montant	2 520	6	139,7	

TABLE D.1 – Dimensions des profils obtenus au point 1

	A [ $mm^2$ ]	t [mm]	d [mm]	$\theta_1$ °
Diagonale	929	3	101,6	49
Memb. Inf.	5 944	8	244,5	
Memb. Sup.	8 765	12	244,5	
Montant	2 520	6	139,7	

TABLE D.2 – Dimensions des profils obtenus au point 2

Afin de comprendre pourquoi une augmentation de poids est obtenue entre le point 1 et 2, les profils obtenus pour le point 1 sont appliqués au point 2.

Avec ces profilés, une disposition constructive n'est pas validée. Effectivement, l'excentricité  $e$  n'est pas comprise dans les limites définies avec l'équation (3.5). En effet, cette excentricité vaut :

$$e = \tan 49 \cdot \left( \frac{139,7}{2} + (6 + 3) + \frac{101,6}{2 \sin 49} \right) - \frac{219,1}{2} = 58,589 > 0,25 \cdot 219,1 = 54,775$$

Il est alors nécessaire d'augmenter la section des membrures pour la valider. Les sections des profilés n'évoluant pas linéairement dans le catalogue, cette nouvelle section ne valide pas l'ensemble du dimensionnement. Il est alors nécessaire de modifier cette section jusqu'à ce que la structure soit vérifiée aux ELU et aux ELS. Ce qui explique cette première augmentation de poids.

Deuxièmement, ce point 2 est suivi d'un point 3 qui présente lui un poids inférieur. Afin de comprendre pourquoi un poids plus faible est possible, les dimensions des profilés du points 3 sont repris à la Table suivante :

	A [ $mm^2$ ]	t [mm]	d [mm]	$\theta_3$	$\theta_4$ °
Diagonale	906	4	76,1	50	52
Memb. Inf.	5 306	8	219,1		
Memb. Sup.	6 569	10	219,1		
Montant	2 520	6	139,7		

TABLE D.3 – Dimensions des profilés obtenus aux points 3 et 4

Les profilés du point 3 sont alors appliqués au point 2. Dans ce cas-ci, c'est la résistance en section des diagonales qui n'est pas validée. Il est alors nécessaire d'augmenter la section de la diagonale. Cette modification mène à des profilés identiques à ceux du point 1 (voir Table D.1) et le scénario expliqué ci-dessus se reproduit.

Troisièmement, le passage du point 3 au point 4 montre une évolution linéaire. Ceci s'explique par le fait que les profilés obtenus pour les points 3 et 4 sont identiques. L'évolution du poids est alors proportionnelle à l'évolution de la longueur des diagonales.

Pour finir, une augmentation importante de poids est de nouveau observée entre les points 4 et 5 et puis, entre les points 5 et 6. Ces deux augmentations sont de nouveau expliquées par le critère d'excentricité qui n'est pas validé, menant à une modification des sections des membrures et ce, jusqu'à ce que l'ensemble de la structure soit validée aux ELU et aux ELS.

## D.2 Explication de l'impact de la longueur des membrures sur le dimensionnement

Dans le but d'étudier l'impact de la longueur des membrures sur le dimensionnement d'une structure, cette section se concentrera sur l'analyse de deux structures différentes. Ces structures seront dimensionnées uniquement aux ELS afin de mettre en évidence le fait qu'une longueur plus importante des membrures permet d'utiliser des profilés moins importants.

Les structures analysées sont représentées dans les Figures D3 et D4, avec des longueurs respectives de 3 et 4 [m] :

Dans le but d'obtenir des réactions d'appui identiques, une charge de 100 kN est appliquée à la première structure, tandis que la deuxième structure est soumise à une charge 1,33 fois plus importante, soit 133 kN. Cette différence de charge permet d'égaliser les réactions d'appui entre les deux structures malgré leur longueur différente.



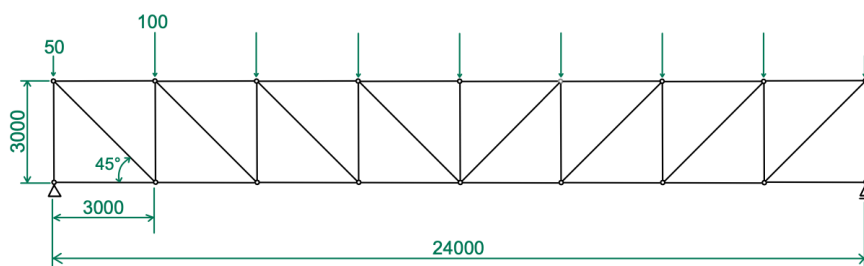


FIGURE D3 – Disposition et géométrie du treillis

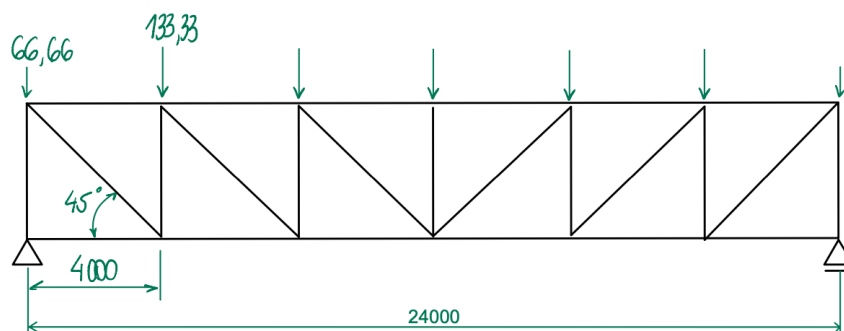


FIGURE D4 – Disposition et géométrie du treillis

Les aires des profils nécessaires pour dimensionner la structure d'une longueur de 4 mètres aux ELS sont les suivantes :

	Diagonales	Montants	Membrure supérieures	Membrures inférieures
Aire [mm <sup>2</sup> ]	1 517	1 226	2 640	1 517

TABLE D.4 – Aires des profilés pour dimensionner aux ELS la structure avec une longueur de 4 [m]

Les Figures D5 et D7 représentent respectivement le diagramme des efforts internes aux ELS pour les structures de longueur 3 [m] et 4 [m]. De même, les Figures D6 et D8 présentent le diagramme des efforts internes sous la charge unitaire pour ces structures.

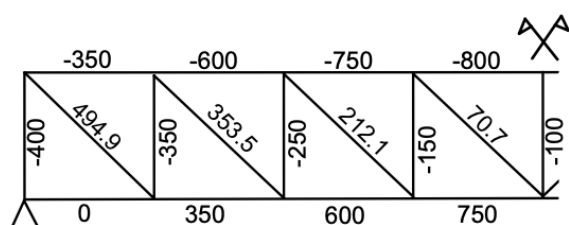


FIGURE D5 – Diagramme des efforts normaux aux ELS pour la structure de 3 [m]

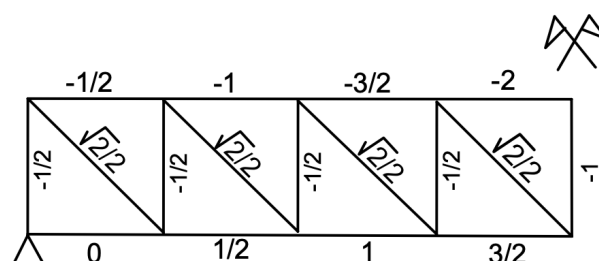


FIGURE D6 – Diagramme des efforts normaux sous une charge unitaire pour la structure de 3 [m]

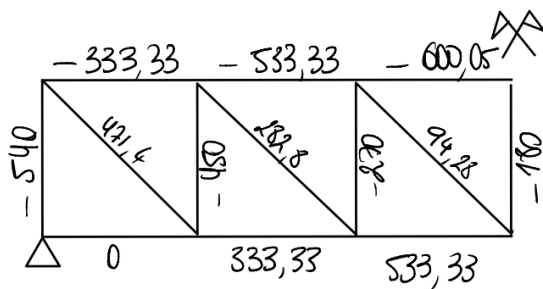


FIGURE D7 – Diagramme des efforts normaux aux ELS pour la structure de 4 [m]

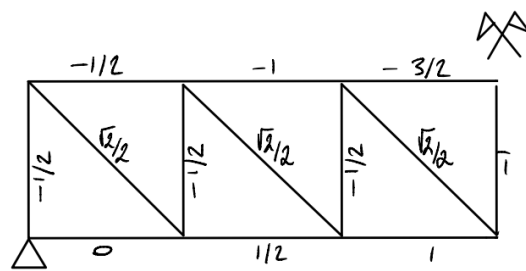


FIGURE D8 – Diagramme des efforts normaux sous une charge unitaire pour la structure de 4 [m]

Ainsi, avec ces valeurs et à l'aide de la formule suivante, le déplacement global peut être calculé :

$$\delta_v = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{N_i \cdot N_{1,i}}{E \cdot A_i} \cdot L_i < \frac{L}{300} = 80 [mm]$$

Le déplacement pour les deux structures avec les aires de la Table D.4 sont alors de :

	Déplacement [mm]	Critère de flèche [mm]
Structure avec L = 3 [m]	109,53	80
Structure avec L = 4 [m]	78,54	80

TABLE D.5 – Déplacement global de la structure

### D.3 Critère de flèche

#### D.3.1 Chargement

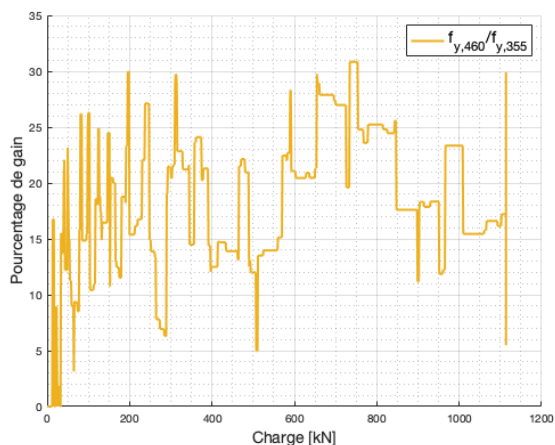


FIGURE D9 – Gain technique de la nuance S460 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/200**

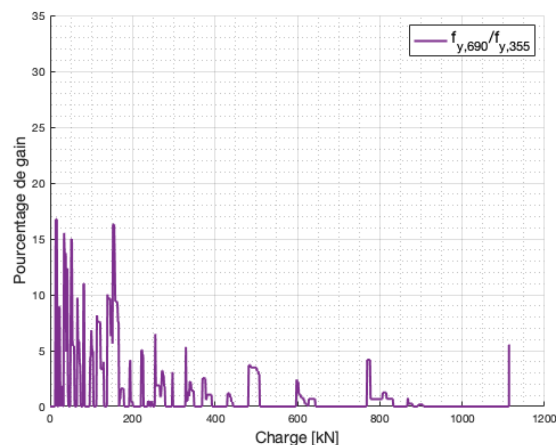


FIGURE D10 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/500**

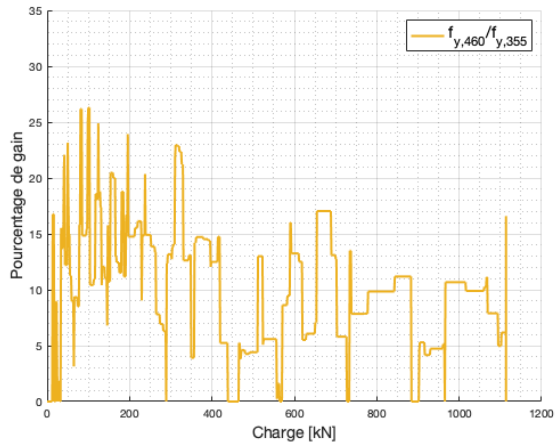


FIGURE D11 – Gain technique de la nuance S460 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/400**

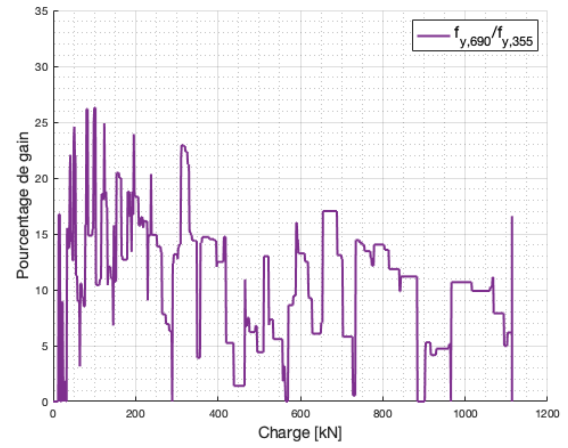


FIGURE D12 – Gain technique de la nuance S690 en fonction de la nuance standard S355 avec **L/400**

### D.3.2 Portée

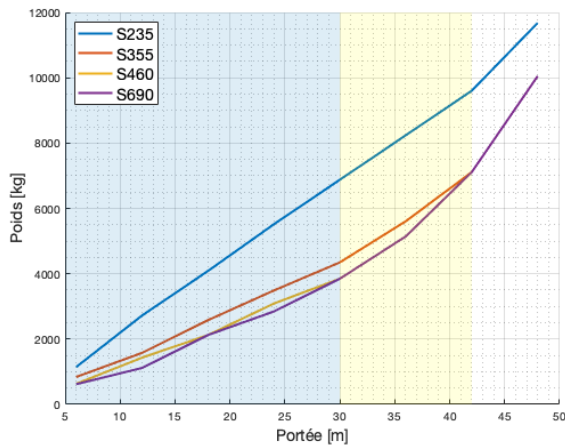


FIGURE D13 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la portée avec **L/300**

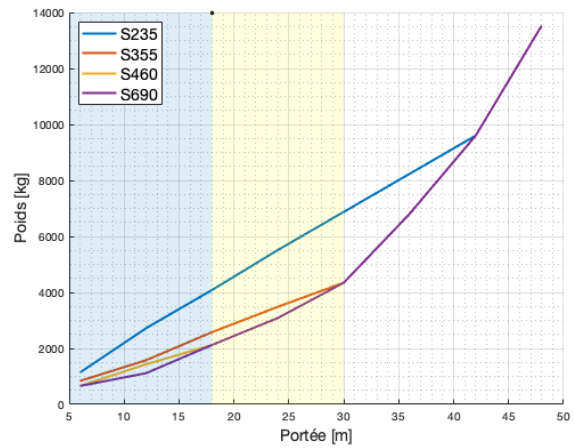


FIGURE D14 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la portée avec **L/500**

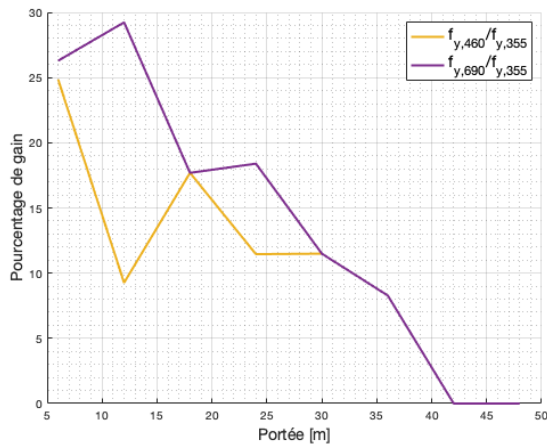


FIGURE D15 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/300**

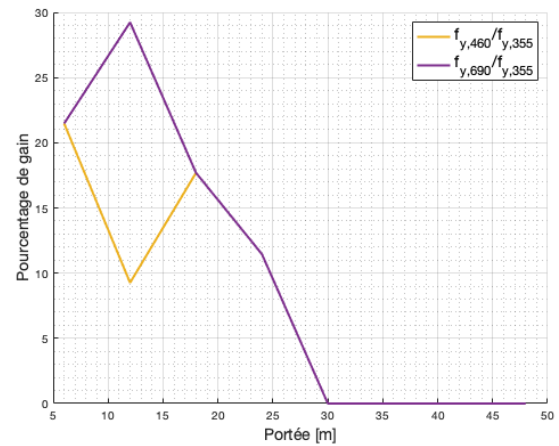


FIGURE D16 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec **L/400**

### D.3.3 Hauteur

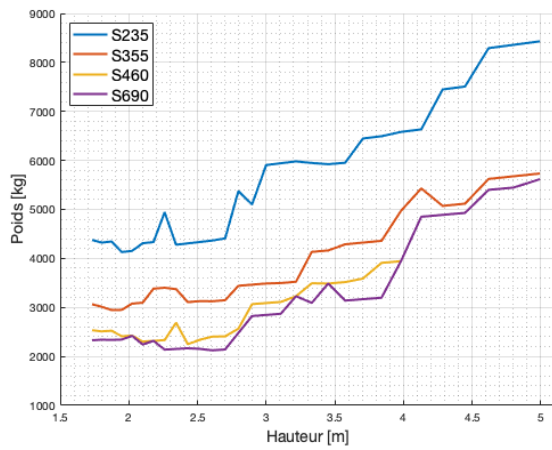


FIGURE D17 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la hauteur avec  $L/300$

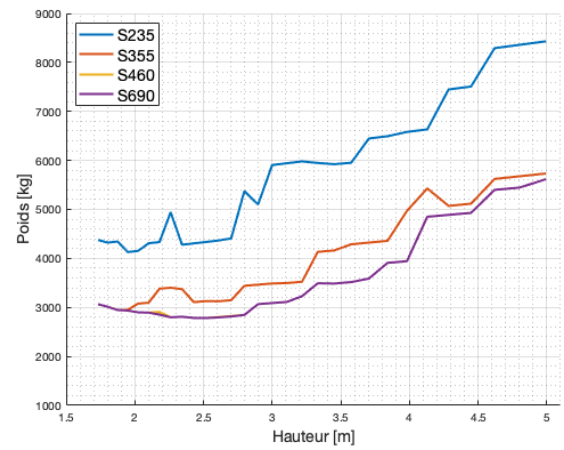


FIGURE D18 – Évolution du poids total du treillis en fonction de la hauteur avec  $L/400$

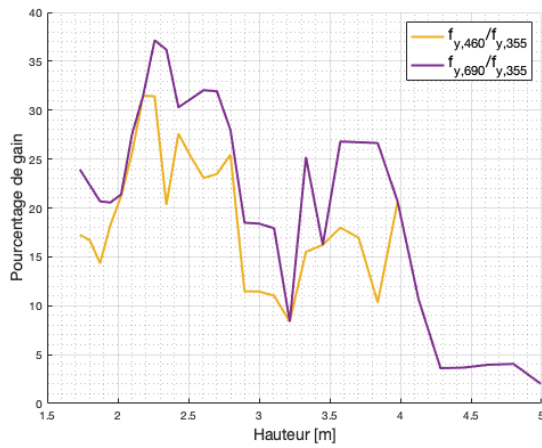


FIGURE D19 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec  $L/300$

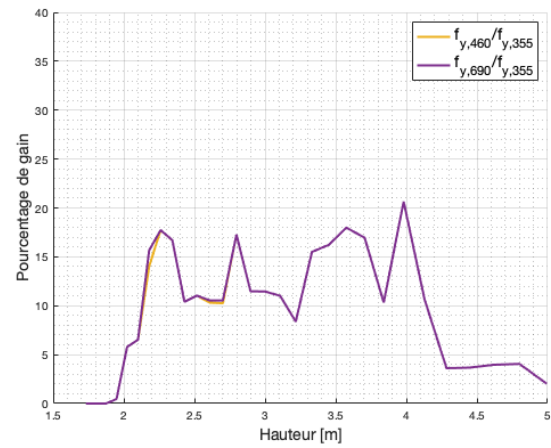


FIGURE D20 – Gain technique en fonction de la nuance standard S355 avec  $L/400$

# Annexe E

## E Étude du cas Greisch

Cette section présente des informations supplémentaires à la Section 5.

### E.1 Descente de charge

Cette section présente la descente de charge du cas concret étudié, la structure SEGAL. Les charges appliquées à la structure ont été fournies par Monsieur Seret du BUREAU D'ÉTUDES GREISCH. Le poids propre d'une structure est généralement considérée aux alentours de 40-50 [kg] du m<sup>2</sup>. Pour rappel, la composition structurelle du plancher est représentée ci-dessous :

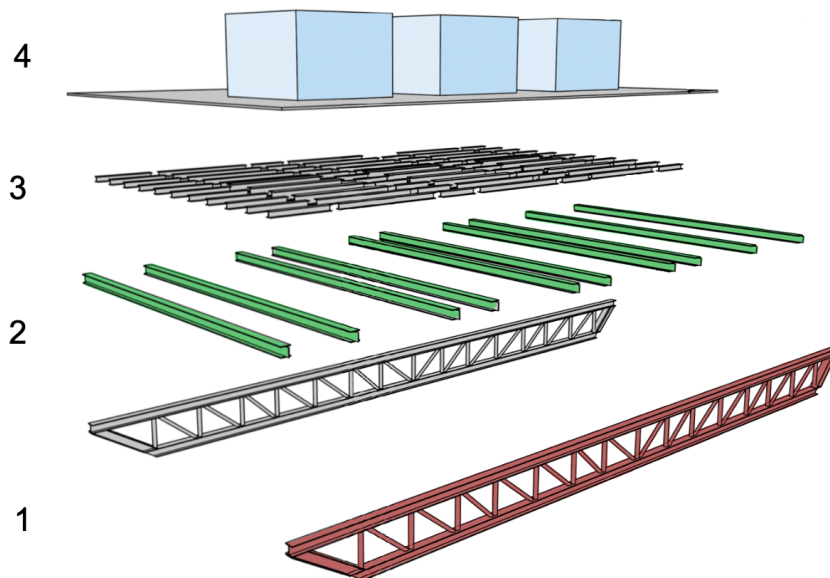


FIGURE F1 – Composition structurelle détaillée du plancher du projet SEGAL [11]

Sur toute la surface du plancher, qui mesure 215 m<sup>2</sup>, les charges non pondérées suivantes sont prises en compte :

- charge permanente due aux poutrelles :  $P = 0,85$  [kN/m<sup>2</sup>]
- charge permanente due aux poids des caillebotis :  $C = 0,4$  [kN/m<sup>2</sup>]
- surcharge d'utilisation sur l'ensemble du plancher (entretien) :  $S_1 = 2,5$  [kN/m<sup>2</sup>]

Les zones d'équipements, qui correspondent à 3 x 13,5 m<sup>2</sup>, entraînent les charges non pondérées suivantes :

- charge permanente due aux poids des équipements :  $E = 3 \times 50$  [kN]
- surcharge due au fonctionnement des équipements :  $S_2 = 3 \times 50$  [kN]

Il est intéressant de noter que les deux surcharges ne peuvent pas se produire simultanément. Ainsi, deux descentes de charges sont examinées :

1.  $P+C+E+S_1$  : Combinaison de la charge due aux poutrelles (P), de la charge due aux poids des caillebotis (C), de la charge due aux poids des équipements (E) et de la surcharge ( $S_1$ ).
2.  $P+C+E+S_2$  : Combinaison de la charge due aux poutrelles (P), de la charge due aux poids des caillebotis (C), de la charge due aux poids des équipements (E) et de la surcharge ( $S_2$ ).

Les deux combinaisons sont étudiées et la plus critique sera considérée comme la combinaison de dimensionnement.

Des plans ont été mis à disposition afin de connaître toutes les cotes nécessaires pour réaliser ces descentes de charges. Les différentes étapes ci-dessous sont réalisées avec les charges non pondérées.

### Étape 1 : Caillebotis et plancher

La première étape consiste à calculer les efforts dus aux poutrelles et au caillebotis sur le treillis ( $P+C$ ). Pour cela, il est nécessaire de connaître les réactions d'appui des poutrelles. Le développement est effectué pour une poutrelle représentée par la ligne pointillée orange sur la Figure F2. Il convient de noter que la méthode est identique pour toutes les autres poutrelles du treillis.

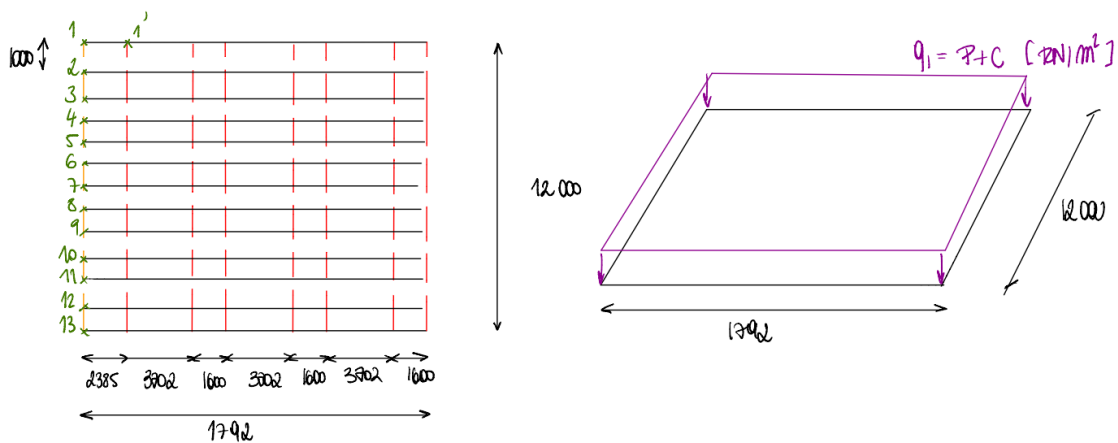


FIGURE F2 – Schématisation des poutres secondaires (lignes noires) et des poutrelles (lignes pointillées rouges)

Avant de pouvoir déterminer les réactions d'appui, il est nécessaire de connaître les charges appliquées sur cette poutrelle. Ces charges sont celles appliquées par les poutres secondaires du treillis. Comme le montre la Figure F3, les charges ( $P+C$ ) sont appliquées sur l'ensemble de la surface. La première étape est de connaître la réaction linéaire :

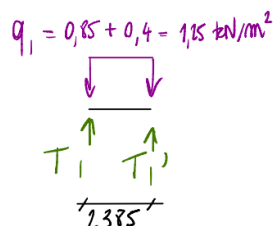


FIGURE F3 – Schématisation de la poutrelle comme étant une poutre bi-appuyée

On développe pour  $T_1$  :

$$T_1 = \frac{q_1 \times 2,385}{2} = 1,4906 \text{ [kN/m]}$$

Connaissant  $T_1$ , il est possible de calculer les réactions d'appuis  $C_1 \rightarrow C_{13}$  représentées dans la Figure ci-dessous :

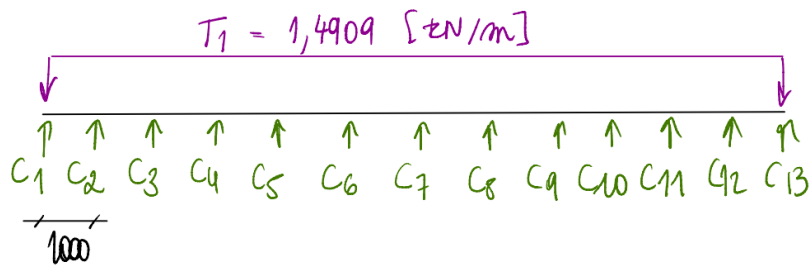


FIGURE F4 – Poutre sur 2 appuis pour les éléments développés

Au final, les réactions d'appuis valent :

$$C_1 = \frac{T_1 \times 1}{2} = 0,745 = C_{13} \text{ [kN]}$$

$$C_2 = \dots = C_{12} = \frac{T_1 \times 1 \times 2}{2} = 1,4906 \text{ [kN]}$$

En connaissant ces efforts qui sont appliqués sur la poutrelle, il est possible de déterminer la réaction d'appuis de cette poutrelle :

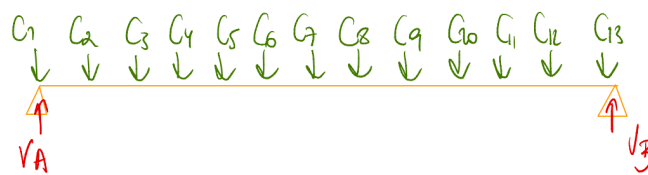


FIGURE F5 – Schématisation de la poutrelle comme une poutre bi-appuyée

$$V_A = V_B = \frac{T_1 \times 1}{2} = 8,76 \text{ [kN]}$$

Le processus est le même pour toutes les poutrelles. La première colonne de la Table E.1 reprend les charges non pondérées appliquées à chaque nœud de la Figure F6 pour le cas de chargement P+C. La deuxième colonne correspond quant à elle aux charges appliquées à ces mêmes nœuds, mais provenant des surcharges d'utilisation sur l'ensemble du plancher  $S_1$ , qui suivent exactement le même processus que décrit précédemment.

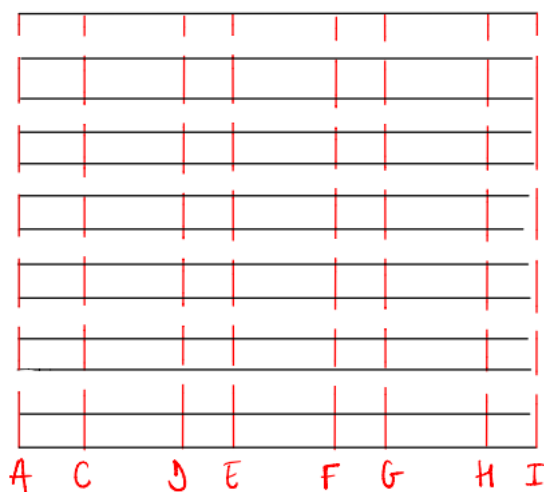


FIGURE F6 – Numérotation des réactions d'appuis des poutrelles

	P+C [kN]	S <sub>1</sub> [kN]
A	8,76	17,52
C	22,36	44,716
D	19,48	38,95
E	19,48	38,95
F	19,48	38,95
G	19,48	38,95
H	19,48	38,95
I	5,788	11,754

TABLE E.1 – Valeurs des réactions d'appuis pour les deux chargements

## Étape 2 : Zone d'équipement

La deuxième étape consiste à calculer les efforts dus à la zone d'équipement (E et S<sub>2</sub>). Schématiquement, cela correspond à :

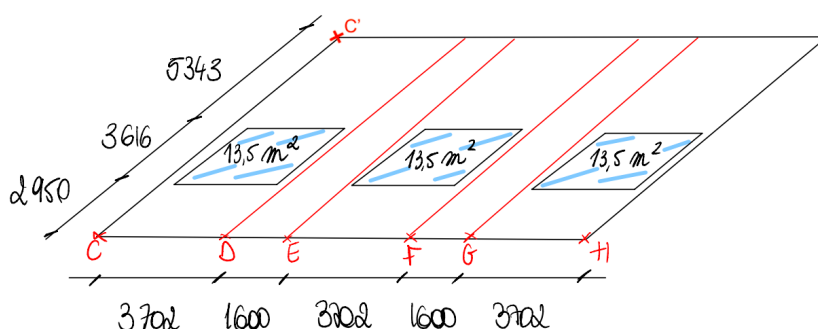


FIGURE F7 – Schématisation de la zone de chargement

Ces zones d'équipement font toutes 13,5 m<sup>2</sup> et représentent toutes 50 [kN]. Il est alors possible de déterminer la réaction linéaire appliquée à une poutrelle :

$$P_1 = \frac{50}{13,5} \times \frac{3,702}{2} = 6,849 \text{ [kN/m]}$$

Ainsi sur la poutre CC', il est possible de déterminer les réactions d'appuis :

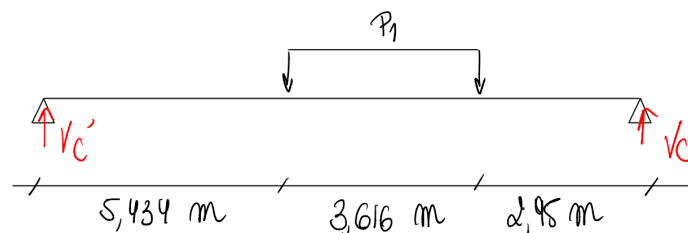


FIGURE F8 – Schématisation de la poutrelle CC' comme une poutre bi-appuyée



Afin de connaître la première réaction d'appui, il faut effectuer un équilibre de rotation. Celui-ci est effectué autour de l'appui C' :

$$V_C = \frac{P1 \times 3,616 \times (5,434 + \frac{3,616}{2})}{12} = 14,95 \text{ [kN]}$$

La deuxième réaction peut être alors déterminée par l'équilibre vertical :

$$V_{C'} = (P1 \times 3,616) - V_{B'} = 9,85 \text{ [kN]}$$

Comme on peut le voir, une réaction d'appui est plus importante que l'autre. Puisque le dimensionnement est basé sur le cas le plus critique, c'est le treillis principal du côté de la réaction C qui est traité.

Au final, les différentes charges appliquées au nœud de la Figure F7 sont reprises dans la Table suivante. Les deux chargement (E et S<sub>2</sub>) sont pris en compte dans cette Table :

	E [kN]	S <sub>2</sub> [kN]
C	14,95	14,95
D	14,95	14,95
E	14,95	14,95
F	14,95	14,95
G	14,95	14,95
H	14,95	14,95

TABLE E.2 – Valeurs appliquées à chaque nœud pour les deux chargements

### Étape 3 : Détermination du cas de chargement le plus critique

Les différents chargements sont présentés dans les Tables E.3 et E.4. La Table E.3 représente la première combinaison de chargement, tandis que la Table E.4 représente la deuxième. Ces charges sont appliquées de la sorte au treillis :

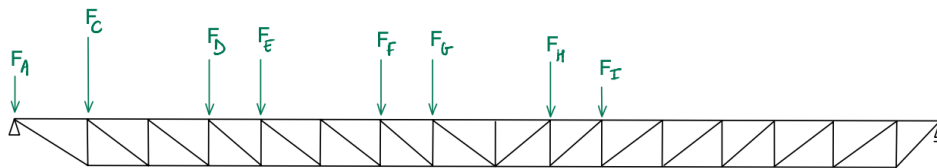


FIGURE F9 – Schématisation de la structure treillis étudiée

Les charges appliquées sont différenciées par des couleurs, soit verte soit rouge. La couleur verte correspond aux charges permanentes, qui sont caractérisées par un coefficient de pondération de 1,35. La couleur rouge, quant à elle, représente les charges variables, avec un coefficient de pondération de 1,5. Ces coefficients permettent de calculer les charges pondérées.

Il ressort de ces deux Tables que le cas de chargement le plus critique est celui obtenu avec la première combinaison : P+C+E+S<sub>1</sub>

	P+C	E	S <sub>1</sub>	F <sub>ELS</sub>	F <sub>ELU</sub>
A	8,76	/	17,52	26,28	38,106
C	22,36	14,95	44,716	81,43	121,94
D	19,48	14,95	38,95	73,78	104,9
E	19,48	14,95	38,95	73,78	104,9
F	19,48	14,95	38,95	73,78	104,9
G	19,48	14,95	38,95	73,78	104,9
H	19,48	14,95	38,95	73,78	104,9
I	5,788	/	11,754	17,75	25,45

TABLE E.3 – Valeurs appliquées à chaque nœud du treillis pour la première combinaison en [kN]

	P+C	E	S <sub>2</sub>	F <sub>ELS</sub>	F <sub>ELU</sub>
A	8,76	/	/	8,76	11,826
C	22,36	14,95	14,95	52,26	72,79
D	19,48	14,95	14,95	49,38	68,9
E	19,48	14,95	14,95	49,38	68,9
F	19,48	14,95	14,95	49,38	68,9
G	19,48	14,95	14,95	49,38	68,9
H	19,48	14,95	14,95	49,38	68,9
I	5,788	/	/	5,78	7,8138

TABLE E.4 – Valeurs appliquées à chaque nœud du treillis pour la deuxième combinaison en [kN]

## E.2 Détermination des efforts internes dans les barres GREISCH

La méthode présentée dans l'Annexe A.1 est utilisée pour analyser cette structure. En conséquence, le diagramme des efforts normaux sous le chargement pondéré est représenté ci-dessous :

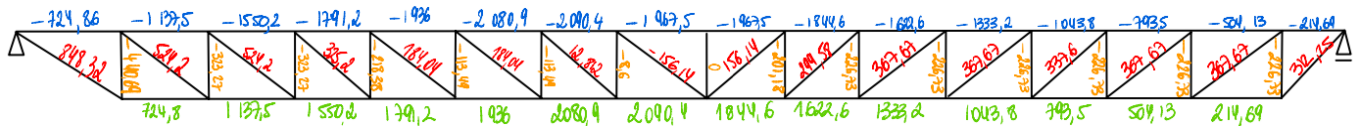


FIGURE F10 – Diagramme des efforts normaux sous le chargement pondéré

Le diagramme des efforts normaux sous le chargement non pondéré :



FIGURE F11 – Diagramme des efforts normaux sous le chargement non pondéré

Le diagramme des efforts normaux sous la charge unitaire :

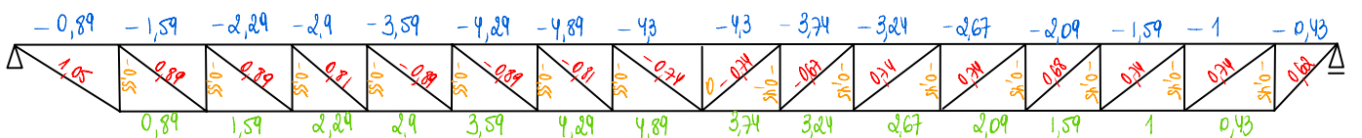


FIGURE F12 – Diagramme des efforts normaux sous la charge unitaire

## E.3 Dimensionnement de la structure treillis

Cette section vise à vérifier les résultats obtenus pour le dimensionnement de la structure treillis conçu par GREISCH. Les profils choisis pour chaque barre, ainsi que les différentes propriétés de ces

profilés, sont répertoriés dans les Tables suivantes :

	h [mm]	b [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	d [mm]	r [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]
HEB 300	300	300	14 910	11	19	208	27	25 170	8 563

TABLE E.5 – Propriétés géométriques des profilés pour les membrures supérieures et inférieures

	D [mm]	t [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	i [mm]	I [cm <sup>4</sup> ]
SHS 120x120x5	120	5	2 236	46,6	485,5
SHS 150x150x5	150	5	2 826	58,9	982,1

TABLE E.6 – Propriétés géométriques des profilés pour les diagonales et les montants

Pour rendre le dimensionnement plus compréhensible, les nœuds sont numérotés de la manière suivante :

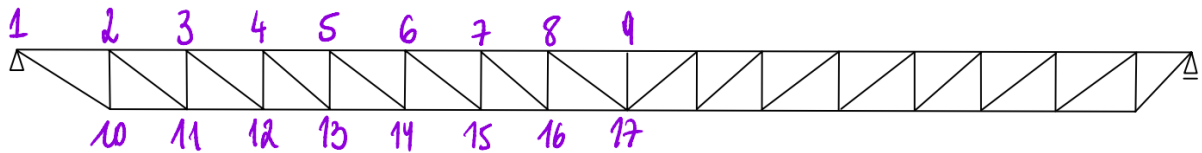


FIGURE F13 – Numérotation des nœuds du treillis

### E.3.1 Dimensionnement de la résistance en section

#### Membrane supérieure 7-8

La membrane supérieure 7-8 est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à -2 090,5 [kN].

#### • Classification de la section

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

— paroi interne :

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = 18,9 < 33 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{235}} \right)^2 = 33$$

— paroi en console :

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2r}{t_f} = 12 < 33 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{235}} \right)^2 = 33$$

La paroi interne et en console vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 1.

- **Instabilité au flambement dans le plan du treillis**

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Dans le plan du treillis, l'élément est selon son axe fort.

Les éléments étant considérés articulés à chaque nœud, le coefficient de longueur de flambement est pris égal à 1.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{fl,y}^2} = 203\,780 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = 0,1311 < 0,2$$

Cet élancement réduit est inférieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion n'est donc pas présent.

La résistance en section est basée sur la résistance plastique  $N_{pl,Rd}$  puisque la section est de classe 1 :

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd,y} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 3\,503,85 \text{ [kN]} > 2\,090,5 \text{ [kN]} \text{ Ok!}$$

- **Instabilité au flambement hors plan du treillis**

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Hors du plan du treillis, l'élément est selon son axe faible.

Les éléments étant considérés articulés à chaque nœud, le coefficient de longueur de flambement est pris égal à 1.

Les barres étant articulées les unes aux autres, le coefficient de flambement est pris égal à 1 [16]. La longueur de flambement correspond alors à la longueur de l'élément.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{fl,z}^2} = 6\,932,7 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,2248 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- section laminée à chaud ;
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2$  ;
- $t_f = 19 \text{ [mm]} < 100 \text{ [mm]}$  ;
- acier S235
- flambement selon l'axe z-z.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right) = 0,5313$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,9874 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd,z} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 3\,459,6 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 2\,090,5 \text{ [kN]} \text{ Ok!}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Membrure supérieure 5-7

La membrure supérieure 5-7 est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal de cette barre. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à -2 080,9 [kN]. Le dimensionnement de cette barre est particulier. En effet, celle-ci présente deux efforts normaux différents. Selon l'Eurocode [16], la première étape consiste à calculer la longueur de flambement :

$$L_{cr} = \beta L = 0,9825 \cdot (1851,2) = 3\,637,56 \text{ [mm]}$$

avec  $\beta$  donné par :

$$\beta = 0,75 + 0,25 \cdot \frac{N_{Ed,0}}{N_{Ed,1}} = 0,9825$$

où :

- $N_{Ed,0} = 1\,936,1 \text{ [kN]}$
- $N_{Ed,1} = 2\,080,9 \text{ [kN]}$

#### • Instabilité au flambement dans le plan du treillis

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Dans le plan du treillis, l'élément est selon son axe fort.

Toujours selon l'Eurocode [16], la charge critique d'Euler est :

$$N_{cr,1,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2} = 39\,426 \text{ [kN]}$$

$$N_{cr,0,y} = \frac{N_{Ed,0}}{N_{Ed,1}} \cdot N_{cr,1,y} = 36\,681 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,0,y}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = 0,3091 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- section laminée à chaud ;
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2$  ;
- $t_f = 19 \text{ [mm]} < 100 \text{ [mm]}$  ;
- acier S235
- flambement selon l'axe y-y.

Cette courbe est la courbe  $b$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,34. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2\right) = 0,5663$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,9608 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot N_{pl,Rd,y} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 3\,366,4 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 2\,080,9 \text{ [kN]} \text{ Ok!}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### • Instabilité au flambement hors plan du treillis

La première étape consiste à calculer la charge critique d'Euler [16]. Hors plan du treillis, l'élément est selon son axe faible.

Toujours selon l'Eurocode [16], la charge critique d'Euler est :

$$N_{cr,1,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} = 13\,413 \text{ [kN]}$$

$$N_{cr,0,z} = \frac{N_{Ed,0}}{N_{Ed,1}} \cdot N_{cr,1,z} = 12\,479 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,0,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = 0,5299 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- section laminée à chaud ;
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 1,2$  ;
- $t_f = 19 \text{ [mm]} < 100 \text{ [mm]}$  ;
- acier S235
- flambement selon l'axe z-z.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 0,7212$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,8261 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd,z} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2\,849,6 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 2\,080,9 \text{ [kN]} \text{ Ok!}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  hors plan est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Montant 2-10

Le montant 2-10 est dimensionné en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à -440,69 [kN].

#### • Classification de la section

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{c}{t} = \frac{d-3t}{t} = 27 < 33 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{235}} \right)^2 = 33$$

Le rapport  $c/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 1.

Étant donné que les profilés sont des SHS, il n'y a pas de distinction entre l'axe faible et l'axe fort. De plus, les éléments étant articulés, le coefficient de flambement est pris égal à 1. La première étape consiste à calculer la charge critique élastique d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 9\,681,4 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = 0,2624 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed ;
- nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,5497$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,9683 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 645,33 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 440,69 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Diagonale 8-17

La membrure supérieure 8-17 est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à - 156,14 [kN].

#### • Classification de la section

La classe de la section est déterminée à l'aide de la formule issue de l'Eurocode prEN 1993 1-1 [16] :

$$\frac{c}{t} = \frac{d-3t}{t} = 21 < 33 \cdot \left( \sqrt{\frac{235}{235}} \right)^2 = 33$$

Le rapport  $c/t$  vérifie le critère de classification ci-dessus, ce qui signifie que la section est de classe 1.



Étant donné que les profilés sont des SHS, il n'y a pas de distinction entre l'axe faible et l'axe fort. De plus, les éléments étant articulés, le coefficient de flambement est pris égal à 1. La première étape consiste à calculer la charge critique élastique d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{fl}^2} = 4\,786 \text{ [kN]}$$

L'élancement réduit vaut [16] :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta \cdot N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\beta \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,3313 > 0,2$$

Cet élancement réduit est supérieur à la valeur 0.2, le risque d'instabilité de flambement par flexion est donc présent.

À partir du tableau 8.3 de la future norme prEN 1993 1-1 [16], la courbe de flambement peut être déduite :

- cold-formed ;
- nuance d'acier : S355.

Cette courbe est la courbe  $c$  qui correspond au paramètre d'imperfection  $\alpha$  valant 0,49. Avec ce paramètre, il est possible de calculer le coefficient  $\phi$  [16] :

$$\phi = 0,5 \cdot \left( 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0,5871$$

Le coefficient de réduction  $\chi$  [16] :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,9331 \leq 1$$

La valeur de tous les paramètres étant déterminée, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  prenant en compte l'instabilité au flambement [16] est donnée par :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = 490,30 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 156,14 \text{ [kN]}$$

où :

- $\beta_A$  équivaut à l'unité ;
- $\gamma_{M_1}$  le coefficient de sécurité pris à 1.

Au final, la résistance axiale  $N_{b,Rd}$  est bien supérieure à l'effort axial  $N_{Ed}$ .

### Diagonale 2-11

La diagonale 2-11 est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à 524,2 [kN].

#### • Vérification aux ELU

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 525,4 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 524,2 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

- **Vérification de la limite d'élancement**

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, dans le but de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une limite d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 50,45 < 240$$

La section en terme d'élancement est donc validée.

### Membrure Inférieure 16-17

La diagonale 16-17 est dimensionnée en fonction de l'effort axial maximal. Selon la Figure F10, l'effort axial  $N_{Ed}$  maximal est égal à 2090,4 [kN].

- **Vérification aux ELU**

La première étape correspond au calcul de la résistance axiale  $N_{Rd}$  de la section choisie [16] :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 4\,678,8 \text{ [kN]} > N_{Ed} = 2\,090,4 \text{ [kN]}$$

La section choisie est donc suffisamment résistante pour supporter l'effort axial appliqué  $N_{Ed}$ .

- **Vérification de la limite d'élancement**

La deuxième étape consiste à la vérification de la limite d'élancement et ce, dans le but de restreindre la flexibilité de la barre.

Puisque l'élément n'est pas prétendu et qu'il est considéré comme porteur principal, une limite d'élancement de 240 [ / ] est appliquée [16] :

$$\lambda = \frac{L}{i} = 24,42 < 240$$

La section en terme d'élancement est ainsi validée.

### **E.3.2 Dimensionnement de la résistance des assemblages**

L'ensemble du dimensionnement des assemblages repose sur la future version de l'Eurocode 3 partie 1-8 [17].

Trois types d'assemblages sont présents dans la structure. Chacun d'entre eux est étudié individuellement ci-dessous.

Les termes qui portent l'indice 1 font référence au diagonale alors que l'indice 2 fait référence au montant.

#### Assemblage de type $K_{sup}$

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type  $K_{sup}$ . Les efforts passant dans le montant et dans la membrure sont des efforts axiaux de compression qui valent respectivement -440,69 [kN] et -1 137,5 [kN]. L'effort passant dans la diagonale est un effort de traction qui vaut 524,2 [kN].

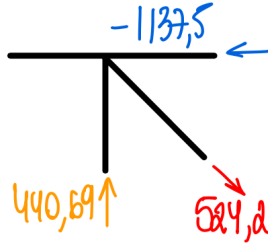


FIGURE F14 – Assemblage de type K

- **Exigences constructives**

Les exigences d'assemblage à respecter pour des nœuds soudés avec les barres de treillis en RHS et des membrures en H sont reprises à la Table suivante [17] :

Requirements for joints			
Width ratio	Angles	Gap size	Depth ratio
—	—	$g \geq t_1 + t_2$	—
Requirements for members (wall thickness $t \geq 1,5$ mm)			
Chord	$h_w \leq 400$ mm		
CHS braces	$d_i/t_i \leq 50, t_i \geq 1,5$ mm		
RHS braces	$h_i/t_i \leq 35, b_i/t_i \leq 35$ and $0,5 \leq h_i/b_i \leq 2,0, t_i \geq 1,5$ mm		
NOTE 1 RHS, CHS, webs and flanges of I or H sections should be Class 1 or 2.			
NOTE 2 Webs of chords in X-joint configurations should be Class 1.			

TABLE E.7 – Exigences d'assemblages pour les nœuds soudés avec barres de treillis en CHS, RHS et membrures en I ou H [17]

Elles correspondent à un domaine de validité où tous les nœuds doivent être compris :

1. Gap size :  $g = t_1 + t_2 = 10$  [mm]
2.  $t_1 = t_2 = 5$  [mm]  $\leq 1,5$  [mm]
3. Chord :  $h_w = d = 208$  [mm]  $\leq 400$  [mm]
4. RHS Brace :  $\frac{h_2}{t_2} = \frac{B_2}{t_2} = 30 \leq 35$  &  $\frac{h}{B} = 1 \in [0, 5; 2]$
5. RHS Brace :  $\frac{h_1}{t_1} = \frac{B_1}{t_1} = 24 \leq 35$  &  $\frac{h}{B} = 1 \in [0, 5; 2]$
6.  $e = 17,469 \in [-150; 75]$
7. Tous les profilés comprimés sont de classe 1 ou de classe 2 comme démontré dans le dimensionnement en section (voir Annexe E.3.2).

Toutes les exigences d'assemblage sont alors validées.

- **Modes de ruine**

Les exigences d'assemblage étant validées, 3 modes de ruine doit être vérifiés. Ceux-ci sont repris à la Table suivante :

T-, Y-, X- <sup>a</sup> , and K- and N-joint with gap configurations <sup>b</sup>	
	<p><b>Brace failure</b></p> $N_{1,Rd} = \frac{2C_t f_{yt} t_i b_{eff}}{\gamma_{M5}}$ <p>For steel grades up to and including S355, brace failure need not be checked if:</p> $g/t_i \leq 20 - 28\beta \quad \text{and}$ $\beta \leq 1,0 - 0,03\gamma \quad \text{and}$ <p>CHS braces: <math>0,75 \leq d_1/d_2 \leq 1,33</math>  RHS braces: <math>0,75 \leq b_1/b_2 \leq 1,33</math></p>
	<p><b>Chord web failure<sup>a, b</sup></b></p> $N_{1,Rd} = \frac{\frac{f_{y0} t_w b_w}{\sin \theta_1}}{\gamma_{M5}}$
	<p><b>Chord shear failure</b> should be checked for K- and N-joint with gap configurations and for X-joint configurations with <math>\cos \theta_1 &gt; h_i/h_0</math></p> $N_{1,Rd} = \frac{\frac{f_{y0} A_{v,0,gap}}{\sqrt{3} \sin \theta_1}}{\gamma_{M5}}$ $N_{0,gap,Rd} = \frac{(A_0 - A_{v,0,gap}) f_{y0} + A_{v,0,gap} f_{y0} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{0,gap,Ed}}{V_{0,gap,Rd}}\right)^2}}{\gamma_{M5}}$ <p>where</p> $V_{0,gap,Ed} = \max( N_{i,Ed} \sin \theta_i )$ $V_{0,gap,Rd} = \frac{\frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} A_{v,0,gap}}{\gamma_{M5}}$
<p>where</p> $A_{v,0,gap} = A_0 - (2 - \alpha) b_0 t_0 + (t_w + 2r) t_0$ <p>with <math>\alpha = 0</math> for joints with CHS brace members and for X-joint configurations with RHS brace members. For K- and N-joint with gap configurations <math>\alpha</math> should be determined from:</p> $\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}}$ $b_{eff} = t_w + 2r + 7t_0 \frac{f_{y0}}{f_{yt}} \text{ but } \leq b_i + h_i - 2t_i \quad d_{eff} = t_w + 2r + 7t_0 \frac{f_{y0}}{f_{yt}} \text{ but } \leq 0,5\pi(d_i - t_i)$ $b_w = \frac{h_i}{\sin \theta_i} + 5(t_0 + r) \text{ but } \leq \frac{2t_i}{\sin \theta_i} + 10(t_0 + r) \quad d_w = \frac{d_i}{\sin \theta_i} + 5(t_0 + r) \text{ but } \leq \frac{2t_i}{\sin \theta_i} + 10(t_0 + r)$	

TABLE E.8 – Résistance des assemblages pour les nœuds soudés avec barres de treillis en CHS, RHS et membrures en I ou H [17]

### • Ruine de la barre

Le premier mode de ruine vérifié est la ruine de la barre. La nuance d'acier utilisé étant le S235, il n'est pas nécessaire de vérifier ce mode de ruine si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{g}{t_f} = \frac{10}{19} = 0,526 \leq 20 - 28 \cdot \beta = 20 - 28 \cdot \left(\frac{120 \cdot 2 + 150 \cdot 2}{4 \cdot 300}\right) = 7.4$
- $\beta = 0,45 \leq 1 - 0,03 \cdot \gamma = 1 - 0,03 \cdot \frac{300}{2 \cdot 19} = 0,763$
- $\frac{d_1}{d_2} = 0,8 \in [0,75; 1,33]$

Les trois conditions étant satisfaites, ce mode de ruine n'a pas besoin d'être vérifié.

### • Ruine de l'âme de la membrure

Les formules de la vérification de l'assemblage sont les suivantes :

$$N_{1,Rd} = \frac{t_w \cdot b_w \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_1 \cdot \gamma_{M5}} = 1\,780 \text{ [kN]} > N_{Ed,1} = 542,2 \text{ [kN]}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{t_w \cdot b_w \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_2 \cdot \gamma_{M5}} = 982,3 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 440 \text{ [kN]}$$

où :

- $b_{w,1} = \frac{h_1}{\sin \theta_1} + 5 \cdot (t_0 + r) = 424,6 < \frac{2 \cdot t_1}{\sin \theta_1} + 10 \cdot (t_0 + r) = 425$
- $b_{w,2} = 380 < \frac{2 \cdot t_2}{\sin \theta_2} + 10 \cdot (t_0 + r) = 476,21$
- $\theta_1 = 38,07^\circ$
- $\theta_2 = 90^\circ$

#### • Cisaillement de la membrure

Les formules de la vérification de l'assemblage sont les suivantes :

$$N_{1,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_1 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} = 2\,115,8 \text{ [kN]} > N_{Ed,1} = 542,2 \text{ [kN]}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_2 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} = 1\,304,7 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 440 \text{ [kN]}$$

$$N_{0,gap} = \frac{(A_0 - A_{v,0,gap}) \cdot f_{y,0} + A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{V_{0,gap,Ed}}{V_{0,gap,Rd}}\right)^2}}{\gamma_{M5}} = 3\,371 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 1\,137,5 \text{ [kN]}$$

où :

- $\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot g^2}{3 \cdot t_0^2}}} = 0,8546$
- $A_{v,0,gap} = A_0 - (2 - \alpha) \cdot b_0 \cdot t_0 + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_0 = 9\,616,22 \text{ [mm}^2\text{]}$
- $V_{0,gap,Ed} = \max(N_{1,Ed} \cdot \sin \theta_1 ; N_{2,Ed} \cdot \sin \theta_2) = 440,69 \text{ [kN]}$
- $V_{0,gap,Rd} = \frac{f_{y,0}}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,0,gap} = 1\,304,7 \text{ [kN]}$

#### Assemblage de type $K_{inf}$

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type  $K_{inf}$ . L'effort passant dans le montant est un effort axial de compression qui vaut 323,27 [kN]. L'effort passant dans la diagonale et la membrure inférieure sont des efforts de traction qui valent respectivement 524,2 [kN] et 1 137,5.

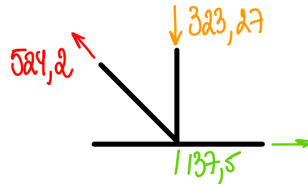


FIGURE F15 – Assemblage de type K

- **Exigences constructives**

Les éléments étant identiques que pour l'assemblage  $K_{sup}$ , les exigences d'assemblages sont également validées.

- **Ruine de la barre**

Le premier mode de ruine vérifié est la ruine de la barre, les éléments étant identiques, les trois conditions développées pour l'assemblage  $K_{sup}$  sont de nouveau validées pour celui-ci. Ainsi, il n'y pas besoin de vérifier ce mode.

- **Ruine de l'âme de la membrure**

La vérification de ce mode de ruine est identique à celui obtenu avec l'assemblage  $K_{sup}$ . Effectivement, les profilés et les inclinaisons étant identiques, les résultats obtenus sont identiques. Ce mode est alors vérifié pour cet assemblage.

- **Cisaillement de la membrure**

Les formules de la vérification de l'assemblage sont les suivantes :

$$N_{1,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_1 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M_5}} = 2\,115,8 \text{ [kN]} > N_{Ed,1} = 542,2 \text{ [kN]}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_2 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M_5}} = 1\,304,7 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 440 \text{ [kN]}$$

$$N_{0,gap} = \frac{(A_0 - A_{v,0,gap}) \cdot f_{y,0} + A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{V_{0,gap,Ed}}{V_{0,gap,Rd}}\right)^2}}{\gamma_{M_5}} = 3\,433 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 1\,137,5 \text{ [kN]}$$

où :

—  $\alpha = 0,8546$

—  $A_{v,0,gap} = 9\,616,22 \text{ [mm}^2\text{]}$

—  $V_{0,gap,Ed} = \max(N_{1,Ed} \cdot \sin \theta_1 ; N_{2,Ed} \cdot \sin \theta_2) = 323,27 \text{ [kN]}$

—  $V_{0,gap,Rd} = \frac{f_{y,0}}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,0,gap} = 1\,304,7 \text{ [kN]}$

### Assemblage de type KT

La Figure ci-dessous représente l'assemblage de type KT. L'effort passant dans le montant est un effort axial de compression qui vaut 0 [kN]. Les efforts passant dans la diagonale et la membrure inférieure sont des efforts de traction qui valent respectivement 156,14 [kN] et 2 090,4.

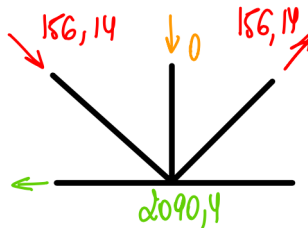


FIGURE F16 – Assemblage de type KT

- **Exigences constructives**

Les éléments étant identiques que pour l'assemblage  $K_{sup}$ , les exigences d'assemblages sont également validées.

- **Ruine de la barre**

Le premier mode de ruine vérifié est la ruine de la barre. La nuance d'acier utilisé étant le S235, il n'est pas nécessaire de vérifier ce mode de ruine si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} - \frac{g}{t_f} &= \frac{10}{19} = 0,526 \leq 20 - 28 \cdot \beta = 20 - 28 \cdot \left( \frac{120 \cdot 4 + 150 \cdot 2}{6 \cdot 300} \right) = 7.87 \\ - \beta &= 0,4333 \leq 1 - 0,03 \cdot \gamma = 1 - 0,03 \cdot \frac{300}{2 \cdot 19} = 0,763 \\ - \frac{d_1}{d_2} &= 0,8 \in [0,75; 1,33] \end{aligned}$$

Les trois conditions étant satisfaites, ce mode de ruine n'a pas besoin d'être vérifié.

- **Ruine de l'âme de la membrure**

La vérification de ce mode de ruine est identique à celui obtenu avec les assemblages de type  $K_{sup}$  et  $K_{inf}$ . Effectivement, les profilés et les inclinaisons étant identiques, les résultats obtenus sont identiques.

Ce mode est alors vérifié pour cet assemblage.

- **Cisaillement de la membrure**

Les formules de la vérification de l'assemblage sont les suivantes :

$$N_{1,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_1 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M_5}} = 2\,115,8 \text{ [kN]} > N_{Ed,1} = 542,2 \text{ [kN]}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0}}{\sin \theta_2 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M_5}} = 1\,304,7 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 440 \text{ [kN]}$$

$$N_{0,gap} = \frac{(A_0 - A_{v,0,gap}) \cdot f_{y,0} + A_{v,0,gap} \cdot f_{y,0} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{V_{0,gap,Ed}}{V_{0,gap,Rd}} \right)^2}}{\gamma_{M_5}} = 3\,497 \text{ [kN]} > N_{Ed,2} = 2\,090,4 \text{ [kN]}$$

où :

$$\begin{aligned} - \alpha &= \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4^2}{3^2}}} = 0,8546 \\ - A_{v,0,gap} &= A_0 - (2 - \alpha) \cdot b_0 \cdot t_0 + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_0 = 9\,616,22 \text{ [mm}^2\text{]} \\ - V_{0,gap,Ed} &= \max(N_{1,Ed} \cdot \sin \theta_1 ; N_{2,Ed} \cdot \sin \theta_2) = 96,28 \text{ [kN]} \\ - V_{0,gap,Rd} &= \frac{f_{y,0}}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,0,gap} = 1\,304,7 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

### E.3.3 Vérification de la flèche

La dernière étape est alors de vérifier la flèche globale du treillis pour s'assurer de sa stabilité et de sa sécurité. Le déplacement global de la structure est calculé en utilisant le théorème de la force unité,

tel qu'enseigné dans le cours d'analyse des structures 1 du professeur Vincent Denoël à l'Université de Liège [12].

Mathématiquement, ce théorème se traduit par :

$$\delta_v = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{N_i \cdot N_{1,i}}{E \cdot A_i} \cdot L_i = 71,35 \text{ [mm]} < \frac{L}{400} = 71,67 \text{ [mm]}$$

où :

- $E = 210\,000 \text{ [Mpa]}$  ;
- $N_{1,i}$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet d'une sollicitation verticale unitaire. Les efforts sont repris à la Figure F11 ;
- $N_i$  correspond à l'effort axial dans la barre  $i$  sous l'effet des sollicitations extérieures. Les efforts sont repris à la Figure F12.

Le déplacement global est d'environ  $71,35 \text{ [mm]}$  et le critère de flèche est de  $71,67 \text{ [mm]}$ . La flèche de la structure est validée.

### E.3.4 Validation du critère d'optimisation d'un dimensionnement régi par les ELS

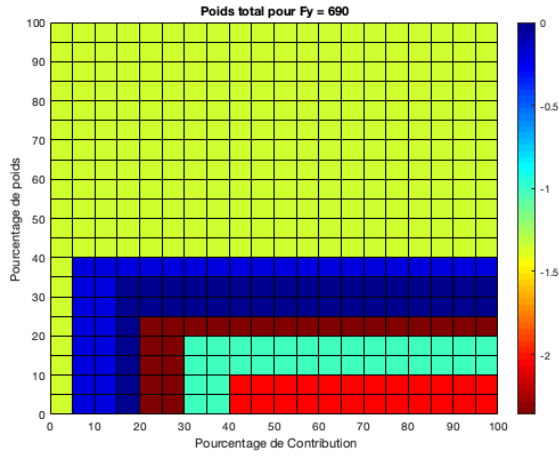


FIGURE F17 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/400$  et une nuance d'acier S690

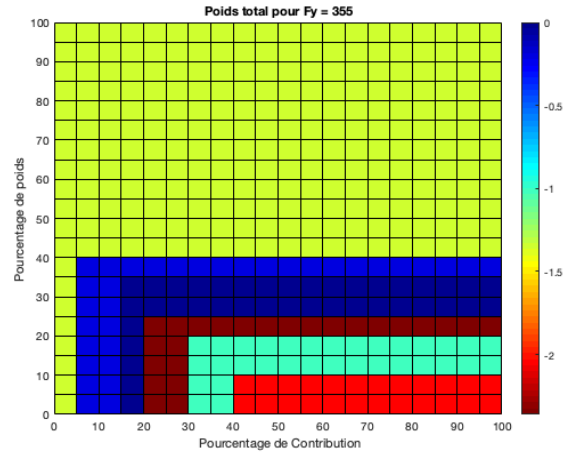


FIGURE F18 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/400$  et une nuance d'acier S355

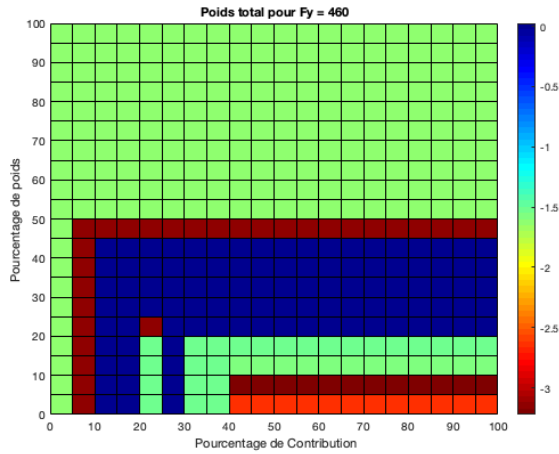


FIGURE F19 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/300$  et une nuance d'acier S460

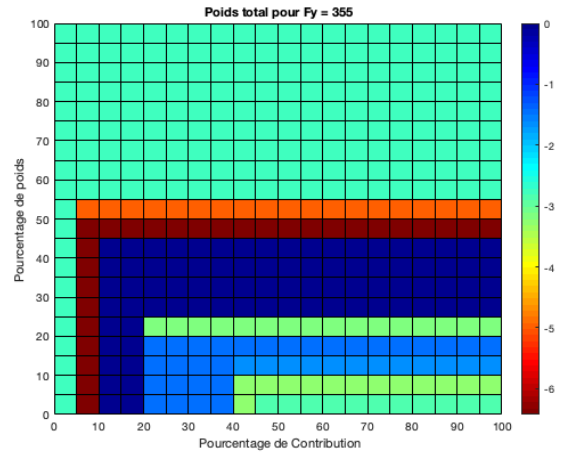


FIGURE F20 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/300$  et une nuance d'acier S355



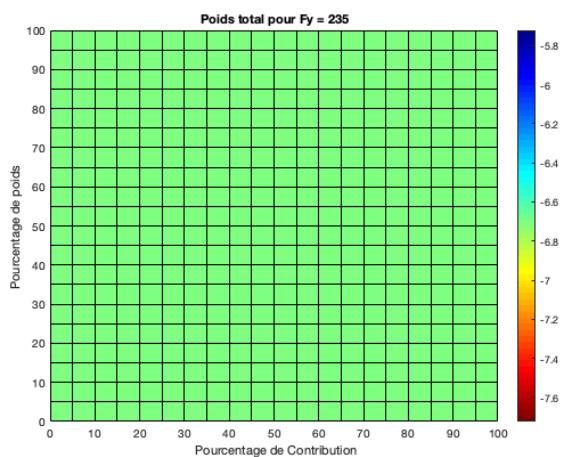


FIGURE F21 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/300$  et une nuance d'acier S235

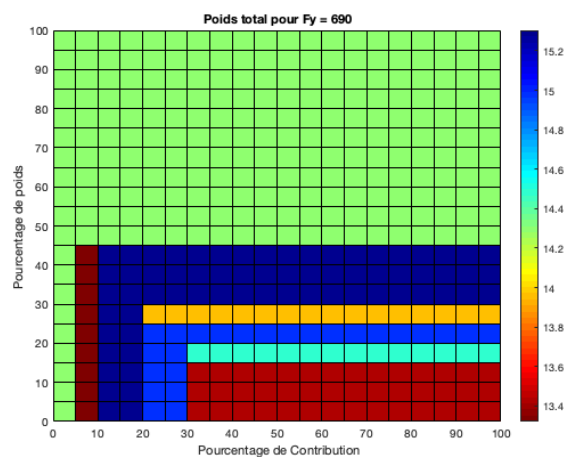


FIGURE F22 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/200$  et une nuance d'acier S690

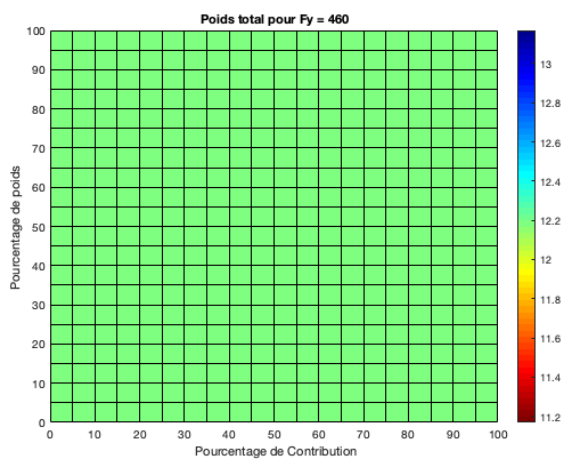


FIGURE F23 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/200$  et une nuance d'acier S460

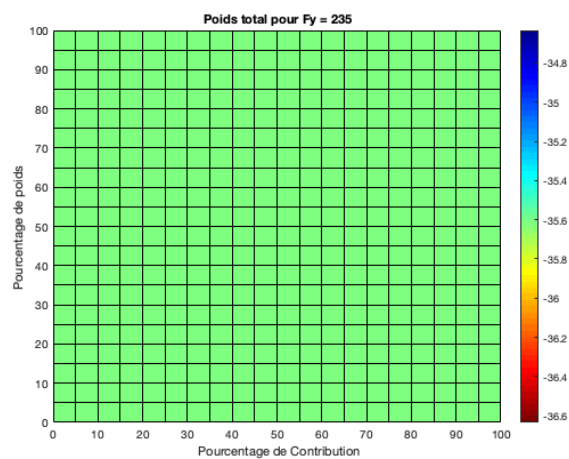


FIGURE F24 – Résultats obtenus pour un critère de flèche  $L/200$  et une nuance d'acier S235

# Bibliographie

- [1] EN 10210-1. *Profils creux de construction finis à chaud en aciers non alliés et à grains fins - Partie 1 : Conditions techniques de livraison*. 2006.
- [2] EN 10210-2. *Profils creux de construction finis à chaud en aciers - Partie 2 : Tolérances, dimensions et caractéristiques de section*. juin 2019.
- [3] EN 10219-1. *Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steel - Part 1 : Technical delivery conditions*. 2006.
- [4] EN 10219-2. *Profilés creux structuraux en acier soudés formés à froid - Partie 2 : Tolérances, dimensions et propriétés de section*. juin 2019.
- [5] EN 1993-1-1. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. octobre 2005.
- [6] CEN/TR 1993-1-103. *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-103 : Elastic Critical Buckling of Members*. january 2023.
- [7] EN 1993-1-12. *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 S 700*. août 2007.
- [8] EN 1993-1-8. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages*. octobre 2005.
- [9] Vaidas Alechnavičius and József Bálint. *Long span high strength steel trusses*. PhD thesis, Master's thesis, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources ..., 2014.
- [10] N Baddoo and A Chen. High strength steel design and execution guide. *SCI (the Steel Construction 397 Institute)*, 398, 2020.
- [11] Dylan Defoy et al. Optimisation des structures métalliques grâce à l'utilisation d'acier à haute limite d'élasticité structures. 2023.
- [12] Vincent Denoël. *Analyse des structures 1*. Université de Liège version 2021-2022.
- [13] International Molybdenum Association. High-strength steel - sustainable and money saving. Excerpt from MolyReview 1/2013, 2013.
- [14] J.-P.Jaspart. *Cours de calcul d'éléments métalliques*. Université de Liège 2015-2016.
- [15] P Ongelin, I Valkonen, and SSAB Domex Tube. Structural hollow sections, 1993.
- [16] prEN 1993 1-1. *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1.1 : General rules and rules for buildings*. novembre 2022.
- [17] prEN 1993 1-8. *Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1.8 : Design of joints*. january 2023.
- [18] Loris Saufnay et al. Intérêt des aciers laminés à haute limite d'élasticité dans le domaine de la construction métallique. 2019.

- [19] Ilkka Sorsa. Breakthrough of high strength steels in construction. Présentation donnée lors de Stålbyggnadsdagen, organisé par Ruukki Construction, octobre 2014.
- [20] SSAB. *Design guides for high strenght structural hollow sections manufactured by SSAB*. 2014.
- [21] Teemu Tiainen, Kristo Mela, Timo Jokinen, and Markku Heinisuo. High strength steel in tubular trusses. In *Proceedings of the METNET Seminar 2013 in Lulea*, pages 56–59, 2013.