



Université
de Liège

Faculté des Sciences Appliquées

Année Académique 2009-2010

Intérêt des aciers à haute performance pour des structures de stockage soumises à charges exceptionnelles

Travail de fin d'études présenté par **DESPA Marie-Amélie** en vue de
l'obtention du grade d'Ingénieur civil des Constructions

Intérêt des aciers à haute performance pour des structures de stockage soumises à charges exceptionnelles

Les structures de stockage sont des structures composées d'éléments formés à froid qui sont utilisés autant pour les colonnes (les montants), les poutres (les lisses) ainsi que les contreventements.

Le comportement statique d'une structure de stockage est régi par une norme européenne, la EN 15512, publiée en 2008.

Dans un premier temps, ce travail comporte l'analyse et la vérification d'une structure de stockage à palettes type de 5 niveaux et 7 travées selon cette même norme. Les cas d'une structure non contreventée et contreventée longitudinalement seront étudiés.

Dans le but de mettre en avant un domaine d'utilisation des aciers à haute performance, des études paramétriques sur ces structures seront menées.

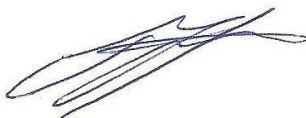
Enfin, une étude sera réalisée ayant pour but la mise en évidence de l'intérêt économique des aciers à haute performance dans une structure de stockage soumise à un chargement statique.

Dans un second temps, un bas de montant d'une structure de stockage à palettes sera soumis à un choc, tel que celui causé par un clark. On identifie si la structure est capable de soutenir un tel choc.

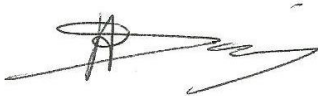
Ensuite, un modèle post-collapse sera créé afin de rendre compte de la redistribution des efforts dans la structure suite à la perte du montant. L'intérêt des aciers à haute performance, dans ces conditions, sera discuté.

Membres du jury :

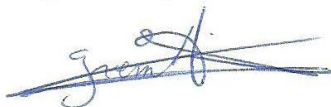
Jean-Pierre Jaspard (Promoteur)



Hervé Degée



Gremling Michaël (Membre extérieur ArcelorMittal)



Jean-François Demonceau (Co-promoteur)



André Plumier



Abstract

Steel storage pallet racks are made up of cold formed members which are used for the columns (uprights), the beams (stringers) as well as for the bracing systems.

The static behavior of such a structure is governed by European Norm, EN 15512, published in 2008.

Firstly, this work includes the analysis and the verification of a typical five storey, seven bay steel storage rack according to at norm. The case of a braced and un-braced structure in the down-aisle direction will be studied.

Parametrical studies will be performed in order to find out a field of application for high strength steel.

Eventually, a study will be performed in order to highlight the economic interest of those high strength steels in a steel storage pallet rack under static loading.

Secondly, the bottom of an upright will be submitted to an impact, the same as could be inflicted by a fork lift truck. In this case, it will be checked if the structure is able to survive the impact.

Then, a post-collapse model will be created in order to highlight the distribution of the load originally carried by the missing leg. The interest of high strength steel in those conditions will be discussed.

Remerciements

Je tiens à remercier les personnes qui de près ou de loin m'ont aidée, soutenue lors de l'élaboration de ce travail.

Parmi ces personnes, je tiens à remercier plus particulièrement Monsieur Denis Jehin qui m'a prodigué de judicieux conseils et a toujours répondu avec beaucoup de gentillesse à mes nombreuses questions ainsi que pour sa relecture du présent travail.

Je n'oublie pas Messieurs Jean-Pierre Jaspert, Jean-François Demonceau et Hervé Degée qui m'ont suivie tout le long de ce travail malgré leur emploi du temps chargé et leurs conseils avisés.

Un tout dernier remerciement s'adresse encore à Messieurs Jaspert et Demonceau pour le dévouement et la compréhension dont ils ont fait par à mon égard.

Table des matières

I	INTRODUCTION	13
I.1	Objectifs du travail	13
I.2	Caractérisation d'une structure de stockage	13
I.3	Quelques remarques introductives	14
I.4	Particularités du dimensionnement des structures de stockage	16
I.4.1	Démarche de calcul et modes de ruine particuliers	16
I.4.2	Quelques essais	19
I.4.2.1	Détermination de la rigidité de la connexion lisse-montant . . .	19
I.4.2.2	Détermination de la rigidité du pied de montant	20
I.4.2.3	Essai de tronçon court	21
I.4.2.4	Test de panneau d'échelle	22
II	CALCUL STATIQUE SELON LA EN 15 512 [1]	24
II.1	Exemple 1 - Structure non contreventée longitudinalement	24
II.1.1	Enoncé du problème	24
II.1.2	Résistance	27
II.1.2.1	Lisses	27
II.1.2.2	Montants	32
II.1.2.3	Panneautage d'échelle	43
II.1.3	Analyse de la structure par PEP Micro	50
II.1.3.1	Présentation du logiciel de calcul élastoplastique PEP Micro . .	50
II.1.3.2	Imperfection globale	50
II.1.3.3	Analyse globale au second ordre de la structure - Direction lon- gitudinale	52
II.1.3.4	Analyse globale au second ordre de la structure - Direction trans- versale	57
II.1.3.5	Identification des modes de ruine	60
II.1.4	Etudes paramétriques et intérêt de l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité	61
II.1.4.1	Cas de base - Exemple 1	62
II.1.4.2	Modification de la restreinte du connecteur lisse-montant	62
II.1.4.3	Influence de l'assemblage de pied de montant	71
II.1.4.4	Influence de la hauteur entre niveaux de pose	74
II.1.5	Intérêt des aciers HLE - Structure non-contreventée longitudinalement .	76
II.2	Exemple 2 - Structure contreventée longitudinalement	77
II.2.1	Présentation de la structure	77
II.2.2	Résistance	78
II.2.3	Analyse de la structure par PEP	78
II.2.3.1	Imperfection globale	78
II.2.3.2	Analyse globale au second ordre du portique longitudinal	78

II.2.3.3	Identification des modes de ruine	81
II.2.4	Etudes paramétriques et intérêt de l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité	81
II.2.4.1	Cas de base - Exemple 2	81
II.2.4.2	Modification de la restreinte du connecteur lisse-montant	82
II.2.4.3	Influence de l'assemblage de pied de montant	83
II.2.4.4	Influence de la hauteur entre niveaux de pose	84
II.2.5	Intérêt des aciers HLE - Structure contreventée longitudinalement	85
II.3	Utilité des aciers à haute limite d'élasticité	86
II.3.1	Introduction	86
II.3.2	Prise en compte de la diminution de l'aire efficace	89
II.3.3	Prise en compte de la manifestation du distorsionnel	90
II.3.4	Méthodologie	92
II.3.5	Résultats	93
II.4	Conclusion	96
III	COMPORTEMENT SUITE A UN IMPACT CAUSANT LA PERTE D'UN ELEMENT DE MONTANT	98
III.1	Introduction	98
III.2	Modélisation de la structure en 3 dimensions	98
III.2.1	Validation du modèle 3D	100
III.3	Comportement de la structure sous sollicitation exceptionnelle	100
III.3.1	Impact	101
III.3.1.1	Introduction	101
III.3.1.2	Simulation de l'impact	102
III.3.2	Modèle <i>Post-collapse</i>	105
III.3.2.1	Méthodologie	105
III.3.2.2	Comportement <i>post-collapse</i>	106
III.4	Conclusion	118
IV	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	121
V	ANNEXES	124
A	Détail du calcul selon la norme EN 15512[1]	124
A.1	Calcul des longueurs de flambement pour l'axe fort à l'aide des abaques de Wood	124
B	Données encodées dans le logiciel de calcul PEP Micro	129
C	Calcul de l'aire efficace d'un profilé à parois minces avec raidisseurs de bords et intermédiaires	130

D	Intérêt des aciers HLE - cas statique	143
D.1	Variation de l'effort normal	143
D.2	Variation de l'effort normal et de la longueur du montant	144
E	Modélisation de la structure en 3 dimensions	146
E.1	Structure et hypothèse de chargement	146
E.2	Modélisation des assemblages	146
E.3	Éléments constituant la structure	148

Table des figures

1	Caractérisation d'une structure - <i>www.stow-group.com</i>	13
2	Caractérisation d'une structure en plan - [2]	14
3	Protection de la structure - <i>www.stow-group.com</i>	15
4	Méthode des forces horizontales équivalentes pour la prise en compte de l'imperfection initiale [1]	16
5	Distorsion [1]	17
6	Demi-longueur d'onde	17
7	Modes d'instabilité en fonction de la longueur d'onde [9]	18
8	Connecteur lisse-montant - <i>www.stow-group.com</i>	19
9	Comportement semi-rigide de la connexion	19
10	Rigidité du pied fonction de l'effort P	20
11	Rigidité du pied fonction de l'effort P - Graphe	20
12	Rigidité et moment ultime en pied de montant en fonction de l'effort normal[6]	21
13	Essai de tronçon court [1]	22
14	Test de panneau d'échelle [1]	22
15	Structure - vue transversale	24
16	Structure - vue en plan et vue longitudinale	25
17	Section d'un montant	25
18	Section d'une lisse	25
19	Section d'une diagonale	26
20	Fixation des boulons aux diagonales	26
21	Section d'une lisse	29
22	Section d'une lisse - 2 profils C emboîtés - <i>www.stow-group.com</i>	30
23	Redistribution des moments de flexion sur la lisse [1]	31
24	Section d'un montant	32
25	Montants - Flambement selon l'axe fort	33
26	Modèle de calcul pour k_i et k_s [13]	34
27	Hypothèse de rotation sur les poutres [13]	35
28	Longueurs de flambement - axe faible	36
29	Longueur de flambement - axe faible	36
30	Longueur de flambement - axe faible [1]	37
31	Ames des diagonales en contact - <i>www.stow-group.com</i>	38
32	Contraintes critiques de distorsion en fonction de la longueur d'onde	39
33	Diagonales d'échelle - <i>www.stow-group.com</i>	43
34	Modélisation de la flexibilité des diagonales d'échelle	44
35	Section de droite d'une diagonale[1]	44
36	Diagonales d'échelle	47
37	Courbe moment de flexion - rotation - Calcul du jeu de l'assemblage lisse-montant [1]	51
38	Structure longitudinale	53
39	Déplacement selon x - noeud 6	53
40	Déplacement selon x - noeud 6	55
41	Allure de la déformée - Direction longitudinale	55
42	Moments 1 ^{er} ordre et dûs au second ordre	56
43	Structure transversale	57
44	Déplacement selon x - noeud 18 - analyse au second ordre	58
45	Panneautage d'échelle - Zoom - Noeud 19	58

46	Déplacement selon x - noeud 18 - analyse au premier ordre	59
47	Allure de la déformée - Direction transversale	59
48	Moment de flexion - Lisse 41	60
49	Moment de flexion - Lisse 45 - Mécanisme plastique formé	61
50	Mécanisme formé	61
51	Distribution des moments de flexion dans la lisse [14]	63
52	Rigidité en rotation [14]	64
53	Distribution moment de flexion sur une lisse centrale - Analyse au premier ordre	66
54	Influence de la restrainte offerte par le connecteur lisse-montant sur la distribution des moments de flexion	67
55	Influence de la restrainte offerte par le connecteur lisse-montant sur la flèche à mi-travée des lisses	68
56	Modélisation d'une lisse isolée	69
57	Influence de la rigidité du connecteur lisse-montant sur les multiplicateurs de ruine et de service	70
58	Relation entre le moment résistant et la rigidité en pied de montant	71
59	Relation entre α_u , $\alpha_{s,2}$ et la rigidité en pied de montant	73
60	Influence de la hauteur entre niveaux de pose sur le multiplicateur de ruine α_u et de service $\alpha_{s,2}$	75
61	Structure contreventée dans le sens longitudinal	77
62	Structure contreventée dans le sens longitudinal	79
63	Structure contreventée dans le sens longitudinal - Répartition des moments de flexion	80
64	Structure contreventée dans le sens longitudinal - Répartition des moments de flexion dans la lisse 53	80
65	Structure contreventée dans le sens longitudinal - Déplacement du noeud 6 selon x	80
66	Mécanisme de ruine de type poutre dans une lisse[10]	81
67	Paramètres définissant la géométrie d'une section de montant	88
68	Valeur de la contrainte critique de distorsion pour une géométrie donnée et en fonction de la demi-longueur d'onde [5]	91
69	Gain ou perte (équation (74)) en fonction de l'effort normal - Longueur=160cm - Acier 420MC par rapport à 355JR	94
70	Aire minimale requise en fonction de l'effort normal - Acier S355 - L=160cm	95
71	Aire minimale requise en fonction de l'effort normal - Acier S420 - L=160cm	95
72	Gain en fonction de l'effort normal et de la longueur du montant - Acier 420	96
73	Modélisation de la structure de l'exemple 1 en 3 dimensions	99
74	1 ^{er} mode propre de la structure	99
75	Allure de la déformée à la ruine	100
76	Montant impacté	101
77	Dimensions des chariots élévateurs en fonction des classes FL [3]	102
78	Classification des sections [16]	102
79	Loi du ressort en rotation selon x au point d'impact	103
80	Loi d'interaction M-N du montant	104
81	Evolution du moment selon l'axe faible du montant au point d'impact	104
82	Protections de montants intérieurs <i>www.stow-group.com</i>	105
83	Remplacement du montant disparu par des efforts équivalents	105

84	Evolution du moment de flexion d'axe fort dans le montant impacté au point A en fonction du facteur de charge	106
85	Allure de la déformée de la structure suite à la perte du montant - vue en perspective, en plan et de face	107
86	Définition de la partie directement affectée	108
87	Diminution du moment résistant de l'assemblage en présence d'effort normal	108
88	Courbe d'interaction M-N adoptée	109
89	Modification de la distribution des efforts de flexion selon l'axe fort dans les lisses avant du premier niveau	110
90	Modification de la distribution des moments de flexion selon l'axe faible des lisses avant du dernier niveau	111
91	Modification de la distribution des moments de flexion selon l'axe faible des lisses arrière du dernier niveau	113
92	Modélisation de l'assemblage lisse montant	113
93	Redistribution des efforts dans les montants adjacents	114
94	Diagramme des efforts de flexion dans les montants internes	115
95	Diagramme des efforts de flexion selon l'axe fort dans les montants adjacents a) gauche b) droite avant et après la perte du montant	116
96	Montants - Flambement selon l'axe fort	124
97	Géométrie du montant	131
98	Largeur b_p à considérer pour le calcul [9]	131
99	Répartition de la largeur efficace sur la paroi [9]	133
100	Raidisseur de bord [9]	134
101	Modèle équivalent [9]	134
102	Aire efficace du raidisseur de bord [9]	136
103	Calcul de la contrainte critique élastique de voilement d'un raidisseur [9] .	137
104	Raidisseur intermédiaire [9]	138
105	Modèle équivalent - Raidisseur intermédiaire [9]	139
106	Aire efficace du raidisseur intermédiaire[9]	140
107	Calcul de la contrainte critique élastique de voilement d'un raidisseur intermédiaire[9]	141
108	Intérêt des aciers HLE - L=160cm	143
109	Intérêt des aciers HLE - L=160cm	143
110	Intérêt des aciers HLE - L=160cm	144
111	Intérêt des aciers HLE - L=160cm	144
112	Intérêt des aciers HLE - S460 par rapport à S355	145
113	Intérêt des aciers HLE - S500 par rapport à S355	145
114	Intérêt des aciers HLE - S600 par rapport à S355	145
115	Intérêt des aciers HLE - S700 par rapport à S355	146
116	Modélisation des assemblages	147

Nomenclature

Caractères latins

A_{eff}	aire efficace
A_g	aire brute
A_s	section résistante du boulon
d	diamètre, distance
E	module de Young
e_1	pince
f_{Lisse}	flèche verticale à mi-travée de la lisse
$f_{Latrale}$	flèche latérale en tête de structure
f_u	limite ultime
f_{ub}	résistance à la traction du boulon
f_y	limite d'élasticité de base de l'acier
f_{yb}	limite d'élasticité de l'acier après formage à froid
G	module de cisaillement
H	hauteur
I_t	constante de torsion de Saint-Venant
I_y	inertie d'axe fort de la section droite
I_z	inertie d'axe faible de la section droite
K_h	rigidité de l'assemblage en pied de montant
$K_{lisse-montant}$	rigidité du connecteur lisse-montant
L	longueur en général, portée
L_{fl}	longueur de flambement
l_T	longueur de flambement par flexion-torsion
M	moment en général, moment de flexion
M_{Rd}	moment résistant
M_u	moment ultime de l'assemblage lisse-montant
$N_{b,Rd,y}$	résistance au flambement d'axe fort
$N_{b,Rd,z}$	résistance au flambement d'axe faible
$N_{c,Rd}$	résistance à la compression
N_{cr}	charge critique d'Euler
$N_{t,Rd}$	résistance à la traction
p	charge uniformément répartie
p_p	poids propre
p_{utile}	chargement utile de la structure
q	charge uniformément répartie
R_k	effort résistant caractéristique
t	épaisseur
T	effort tranchant
v	flèche à mi-travée
V	effort tranchant

Caractères grecs

α	coefficient d'imperfection
α_{sd}	multiplicateur de charge de service
$\alpha_{s,1}$	multiplicateur de charge associé à la flèche maximale autorisée des lisses
$\alpha_{s,2}$	multiplicateur de charge associé à la flèche maximale horizontale autorisée de la structure
α_{cr}	multiplicateur critique
α_u	multiplicateur associé à la ruine de la structure
β_A	rapport entre l'aire efficace A_{eff} et l'aire brute A_g
Δ_L	allongement
χ	coefficient de réduction dû à une instabilité
γ_{M1}	coefficient de sécurité partiel sur le matériau
γ_{M2}	coefficient de sécurité partiel sur les assemblages
γ_F	coefficient de pondération du chargement
$\bar{\lambda}$	élancement réduit
Φ	imperfection globale de la structure
Φ_s	tolérance de montage rapportée à la hauteur
Φ_l	connecteur lisse-montant
θ	rotation

Unités

Longueur	cm, mm
Force et chargement	$kN, kN/cm^2$
Contraintes et résistances	$kN/cm^2, N/mm^2$
Moment de flexion	$kN.cm$
Rigidité	$kN.cm/rad$

Première partie

INTRODUCTION

I.1 Objectifs du travail

Dans le présent travail, on va tenter de mieux comprendre le fonctionnement des structures de stockage à palettes. D'une part sous chargement statique et ensuite sous chargement exceptionnel.

Les sections suivantes de cette introduction mettent en avant les particularités du calcul des structures de stockage.

Il est en effet indispensable de prendre connaissance de certains principes avant d'entrer dans le détail du dimensionnement et de la vérification de ce genre de structure.

I.2 Caractérisation d'une structure de stockage

Les éléments constituant les racks sont illustrés à la figure 1 :

- Les lisses : éléments horizontaux, poutres
- Les montants : éléments verticaux, colonnes
- Les diagonales de montants
- Les connecteurs lisses-montants



FIGURE 1 – Caractérisation d'une structure - *www.stow-group.com*

Ces composants présentent les caractéristiques suivantes :

- Les montants sont perforés sur toute leur hauteur
- Les composants sont généralement des éléments à parois minces formés à froid
- Les diagonales de montants et les montants ont des sections ouvertes

- Les connecteurs lisses-montants constituent des assemblages semi-rigides

On distingue également la direction longitudinale (down-aisle direction) et la direction transversale (cross-aisle direction) que l'on peut voir sur la figure 2. Lors d'une analyse statique, on effectue une vérification en 2 dimensions pour chacun de ces plans.

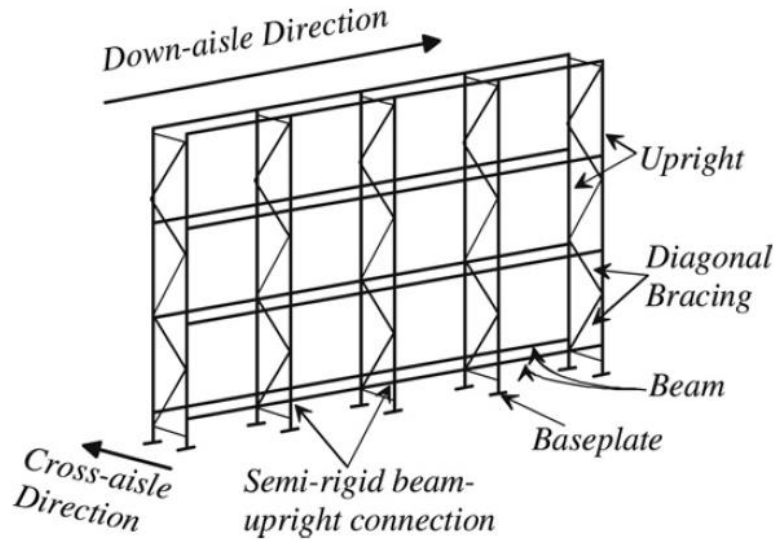


FIGURE 2 – Caractérisation d'une structure en plan - [2]

Il faut savoir que les palettes déposées sur les lisses ont des dimensions standards :

- Profondeur : 1200mm
- Largeur : 800mm -1000mm - 1200mm
- Poids : 800-1000kg

I.3 Quelques remarques introductives

Auparavant, il n'existait pas de norme concernant le calcul de ce genre de structure. On ne parlait pas des profilés minces et encore moins des effets du second ordre. Un document s'avérait donc nécessaire pour ce domaine. En octobre 2008, est sortie la EN 15512[1], cette norme a eu besoin de pas moins de 8 années pour voir le jour. Le document à la base de cette norme est la FEM 10.2.02.

Néanmoins, les structures de stockage étant composées d'éléments à parois minces, une grande partie du dimensionnement fait référence à la partie 1.3 de l'Eurocode 3 (Eléments à parois minces)[9].

Le calcul de structure de rayonnage est un domaine assez particulier dans le sens où ce domaine requiert une précision extrême des dimensions des composants, du montage et la hauteur de ces structures peut être très importante. D'un point de vue calcul, la précision est aussi de mise, en effet, il ne faut pas sortir des tolérances et bien faire attention à la

charge critique d'Euler.

Les structures de stockage sont des structures très souples où la prise en compte du second ordre est obligatoire. Il est impensable de considérer une structure rigide qui ne se déformerait pas sous son chargement.

Le type de ruine dont il faut se prémunir est une ruine de type *domino*, c'est-à-dire une ruine que l'on peut qualifier de ruine en chaîne. La ruine d'un petit élément de structure entraîne la ruine globale de la structure.

Concernant les dispositions constructives, afin d'éviter les ruines de type *dominos*, il faut :

- Utiliser des contreventements. Néanmoins, il en découle une perte de flexibilité pour l'utilisateur.
- Protéger la structure en utilisant des protections d'angle et de montants (figure 3)



FIGURE 3 – Protection de la structure - www.stow-group.com

De plus, d'un point de vue masse et d'un point de vue résistance, ces structures n'ont rien à voir avec des structures en acier usuelles. En général, on tourne autour du rapport :

$$\frac{p_p}{P_{utile}} = 3 - 4\%$$

Ces structures sont donc très légères tandis que les charges verticales peuvent être très importantes si on sait que le poids moyen d'une palette est de 800 – 1000kg.

Pour se donner une idée, dans des structures traditionnelles en acier, le rapport poids propre sur poids utile avoisine les 15 à 20%.

I.4 Particularités du dimensionnement des structures de stockage

I.4.1 Démarche de calcul et modes de ruine particuliers

Une particularité du domaine est qu'il fait appel à énormément d'essais soit pour confirmer les résultats théoriques, soit dans le but de déterminer les caractéristiques en terme de résistance de ces éléments.

Par exemple, la présence de perforations dans les montants complique fortement toute

démarche analytique classique et les essais sont alors d'une grande aide pour contrer les difficultés rencontrées.

Une seconde particularité concernant la démarche de calcul de ces structures est qu'il est impératif de prendre en compte l'imperfection globale de la structure. En effet, les racks sont des structures constituées de profilés à parois minces perforés. La norme en vigueur, la EN 15512[1], préconise de prendre en compte l'imperfection globale à l'aide de la méthode des forces horizontales équivalentes.

Pour rappel, cette méthode consiste à redresser la structure inclinée suite à l'imperfection globale en venant lui appliquer des forces horizontales proportionnelles aux charges verticales (figure 4). Le facteur de multiplication Φ fait référence à l'imperfection globale de la structure, il est la somme de la tolérance de montage rapportée à la hauteur Φ_s et du jeu du connecteur lisse-montant Φ_l (équation (1)) :

$$\Phi = \Phi_s + \Phi_l \quad (1)$$

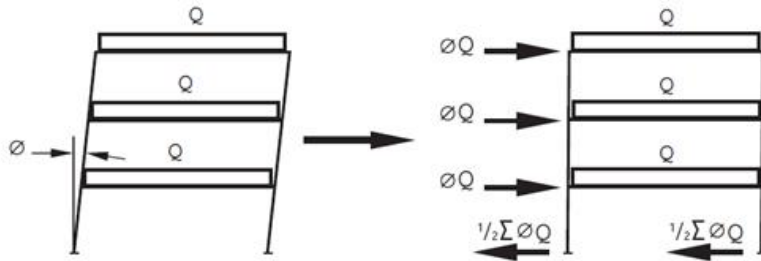


FIGURE 4 – Méthode des forces horizontales équivalentes pour la prise en compte de l'imperfection initiale [1]

La prise en compte des imperfections locales se fait lors de la vérification à l'aide des coefficients de réduction relatifs aux différents modes de flambement. Les longueurs de flambement étant alors calculées pour une structure à noeuds fixes, l'imperfection globale étant prise en compte dans l'analyse.

Enfin, une dernière remarque s'impose quant aux modes de ruine par instabilité à prendre en compte. La distorsion est un nouveau mode de ruine à considérer. Il s'agit d'un mode de ruine par instabilité des éléments comprimés au même titre que le flambement (buckling) ou voilement (local buckling), son terme anglais est d'ailleurs *distorsional buckling*.

Tandis que le flambement (d'axe fort, faible et par flexion-torsion) et le voilement sont des modes de ruine bien compris, il y a beaucoup moins de résultats tant analytiques qu'expérimentaux concernant le mode de ruine par distorsion [7].

Le *distorsional buckling* est une instabilité d'un ensemble de parois (voir figure 5).

On peut remarquer sur la figure 7 que la ruine par distorsion n'apparaît que pour un élancement bien précis. L'axe des abscisses représente la demi-longueur d'onde (figure 6), c'est un reflet de l'élancement λ . Pour de faibles élancements, on aura plutôt un voilement local de parois tandis que pour un élancement important on aura affaire à un flambement

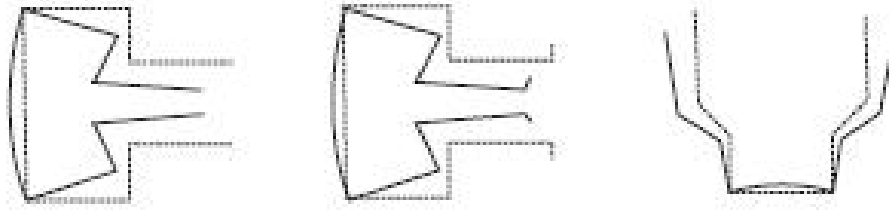


FIGURE 5 – Distorsion [1]

d'ensemble. Sur la figure 7, on voit apparaître le distorsionnel pour des élancements intermédiaires.

Une étude de l'Université fédérale de Rio de Janeiro au Brésil [7] a également mis en évidence l'influence de l'élancement des parois de la section de droite, de la présence et de la géométrie des raidisseurs sur ce mode de ruine par instabilité. Si le lecteur est intéressé par le sujet, il peut se référer à cette étude.

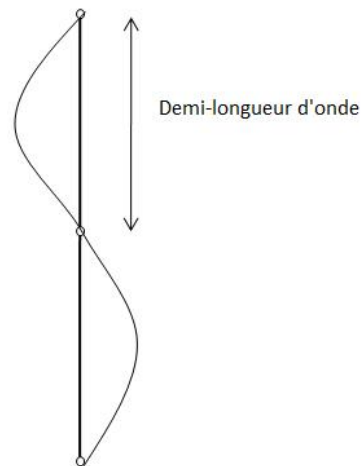


FIGURE 6 – Demi-longueur d'onde

Il est cependant difficile de prédire le minimum de la courbe b) de la figure 7. Pour déterminer l'effet du voilement, on se base par exemple sur des essais de tronçon court (voir paragraphe I.4.2) mais cela ne met pas en évidence le distorsionnel.

A ce jour, une approche éléments finis peut être réalisée à l'aide du programme CUFMSM [5] et effectuer la comparaison entre les résultats théoriques et les résultats d'essais. Cette approche a été réalisée chez Stow où les résultats d'essais concordaient aux alentours des 97% par rapport à la simulation éléments finis.

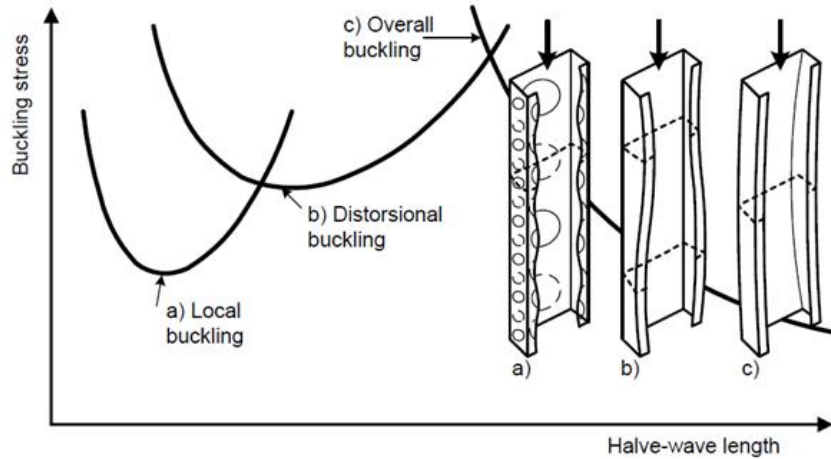


FIGURE 7 – Modes d’instabilité en fonction de la longueur d’onde [9]

I.4.2 Quelques essais

Les différents essais ont leur mode opératoire détaillé dans l’annexe A de la norme EN 15512[1]. Le recours aux essais et leur utilité ont déjà été introduits plus haut. On discute plutôt ici de la manière de procéder pour quelques essais importants.

I.4.2.1 Détermination de la rigidité de la connexion lisse-montant

Les assemblages lisse-montant (figure 8) sont des assemblages semi-rigides. Il est courant de modéliser un assemblage par un encastrement parfait ou par une rotule parfaite, mais dans la réalité, on se trouve plutôt dans une situation intermédiaire.



FIGURE 8 – Connecteur lisse-montant - www.stow-group.com

L’essai pour caractériser cette rigidité est illustré à la figure 9.

On applique un effort concentré P croissant à une distance $d = 400\text{mm}$ du montant, le moment appliqué au connecteur est trivialement (équation (2)) :

$$M = P.d \quad (2)$$

A partir de là, la courbe moment-rotation à droite de la figure 9 est obtenue et on prendra ici la convention de nommer $M_{j,Rd}$ par M_u , le moment ultime de l’assemblage et $S_{j,ini}/\eta$ par $K_{\text{lisse-montant}}$, la rigidité de l’assemblage lisse-montant.

La valeur de la rigidité de la connexion lisse-montant $K_{\text{lisse-montant}}$ en $[\text{kN.cm/rad}]$ est obtenue en linéarisant la courbe entre $M = 0$ et $M = M_u$, le moment ultime de l’assemblage.

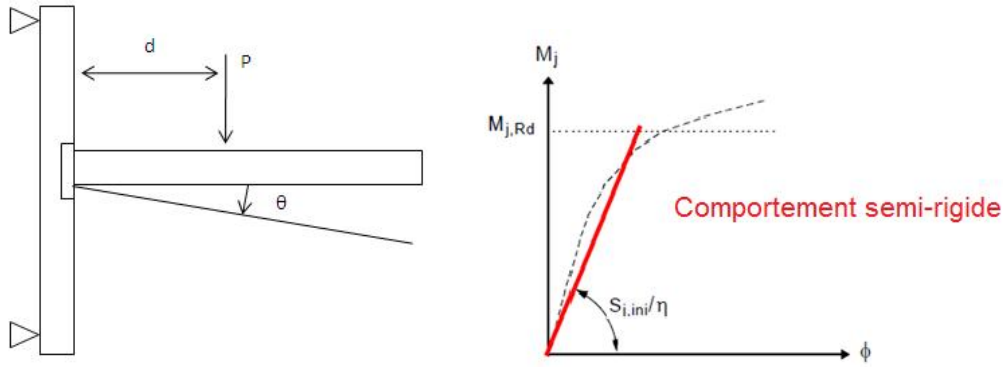


FIGURE 9 – Comportement semi-rigide de la connexion

Dès lors, pour chaque couple lisse-montant, l'essai doit être réalisé. Une connexion est caractérisée par sa rigidité ainsi que son moment ultime. En général, on trouve une rigidité lisse-montant comprise entre 5000 et 20000 $kN.cm/rad$.

I.4.2.2 Détermination de la rigidité du pied de montant

Le pied de montant est considéré comme une rotule lorsqu'aucun effort de compression ne lui est appliqué tandis qu'il se rapproche d'un encastrement lorsque l'effort normal est très important (figure 10).

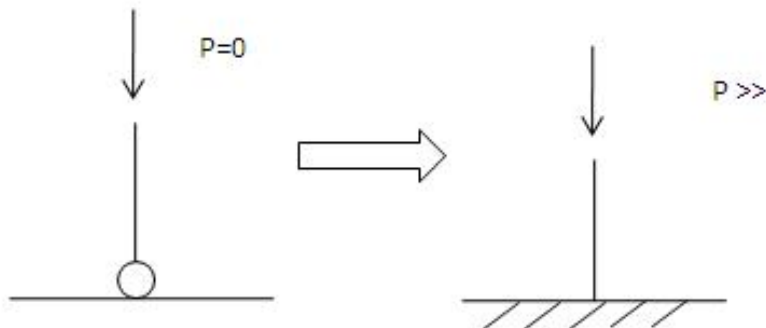


FIGURE 10 – Rigidité du pied fonction de l'effort P

En réalité, l'encastrement n'est pas atteint et l'appui peut être considéré comme semi-rigide.

Différents essais sont réalisés afin de dresser un graphe $K_h(P)$ où K_h est la rigidité de la connexion en pied de montant et P l'effort normal régnant dans le montant (figure 11) :

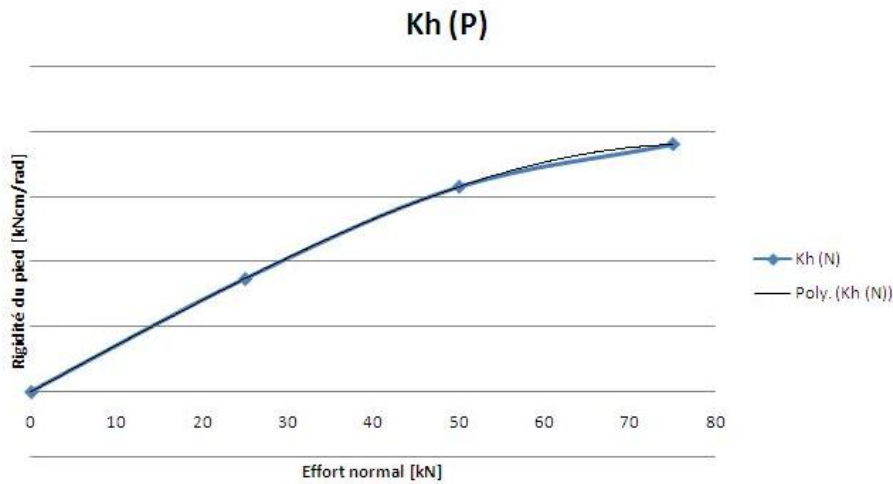


FIGURE 11 – Rigidité du pied fonction de l’effort P - Graphe

Les valeurs de rigidité du pied de montant K_h en fonction de l’effort normal ont été otées du graphe de la figure 11 pour un souci de confidentialité envers le constructeur Stow.

Dès lors, un pied de montant est caractérisé par une rigidité et un moment ultime variables en fonction de l’effort régnant dans le montant (figure 12).

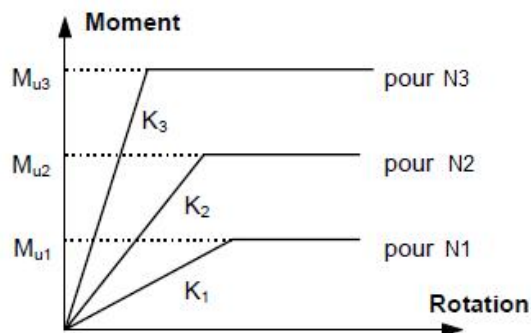


FIGURE 12 – Rigidité et moment ultime en pied de montant en fonction de l’effort normal[6]

I.4.2.3 Essai de tronçon court

Les montants sont des éléments à parois minces de classe 4 et sont sujets au voilement local de leurs parois. Lors du calcul de la capacité portante de la structure, l’effet du voilement local des parois doit être considéré en utilisant une aire dite efficace. En effet, le voilement local des parois cause une diminution de la rigidité du montant et dès lors, sa charge ultime est plus faible qu’un élément non sensible au voilement. Les endroit sujets au voilement ne sont plus capables de reprendre les efforts et l’aire disponible pour la reprise des efforts est dès lors plus faible que l’aire brute du profilé.

Cette diminution de résistance peut être modélisée à l’aide d’une aire efficace, elle représente l’aire réellement disponible pour la reprise des efforts.

Dans le paragraphe I.4.1, sur la figure 7, on voit apparaître, pour de faibles longueurs d'onde, l'instabilité par voilement local des parois.

L'essai de tronçon court, comme son nom l'indique, utilise des éléments de faibles longueurs d'onde pour mettre en évidence le voilement local de leurs parois. On applique une compression sur le tronçon au centre de gravité de sa section. En connaissant l'effort résistant caractéristique de l'élément R_k et sa limite d'élasticité f_y , on détermine l'aire efficace par la relation (3) :

$$A_{eff} = \frac{R_k}{f_y} \quad (3)$$

L'essai est illustré à la figure 13.

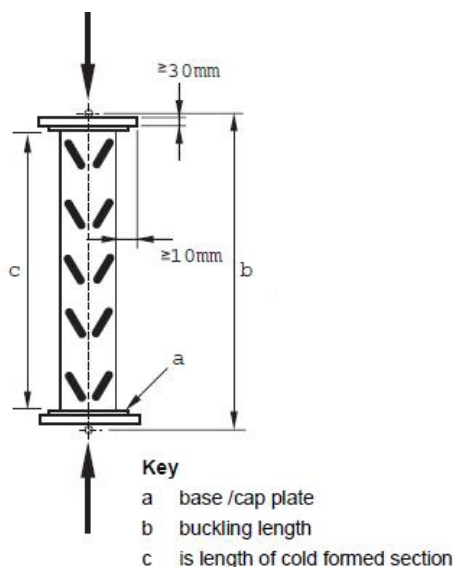


FIGURE 13 – Essai de tronçon court [1]

Ce test ne peut pas être utilisé pour mettre en évidence le distorsionnel car la ruine par distorsion ne se manifeste que pour des élancements intermédiaires.

I.4.2.4 Test de panneau d'échelle

La section droite à considérer lors de l'analyse pour les diagonales de montants n'est pas la surface brute de la diagonale pour une raison de rigidité. L'essai de panneau d'échelle (figure 14) permet donc de déterminer la rigidité en cisaillement du panneau et d'en dériver une aire réduite de section de diagonale.

F est la force horizontale croissante qui est appliquée et V est l'effort tranchant, on déduit de la figure 14 que :

$$\begin{aligned} M &= F.d \\ &\rightarrow \\ V &= \frac{M}{h} \end{aligned}$$

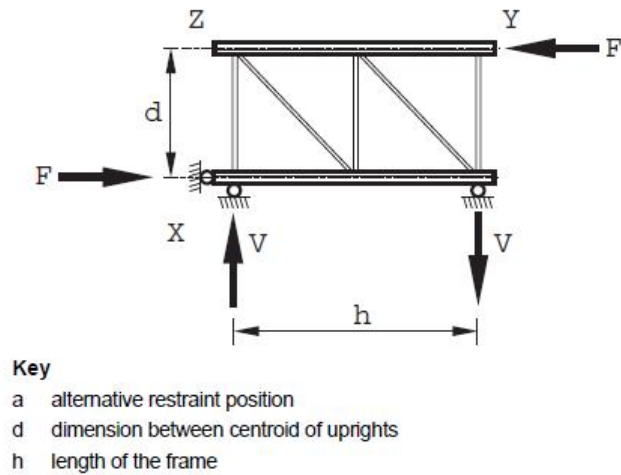


FIGURE 14 – Test de panneau d'échelle [1]

On trace ensuite un graphe $\delta - F$, où δ est le déplacement horizontal mesuré au point Z (figure 14). De ce graphe, peut être déduite la surface de la diagonale à considérer pour l'analyse afin d'avoir une concordance entre les essais et les calculs.

En général, pour l'analyse, on considère une surface de diagonale égale à 25% de son aire brute.

Une autre voie, qui a été menée dans ce qui suit, consiste à considérer la surface brute de la diagonale couplée à un ressort pour modéliser la flexibilité. Elle est détaillée dans le paragraphe II.1.2 de la seconde partie.

Deuxième partie

CALCUL STATIQUE SELON LA EN 15 512 [1]

II.1 Exemple 1 - Structure non contreventée longitudinalement

Ci-dessous, on traite d'un exemple type de vérification d'une structure de stockage de 7 travées et 5 étages. L'illustration sur base d'un exemple est plus parlante et les différents points théoriques seront abordés lors des différentes vérifications.

Les éléments utilisés sont des éléments dimensionnés par la société Stow dont les dimensions ont été modifiées pour des raisons de confidentialité.

La structure 1 est une structure non contreventée longitudinalement, c'est-à-dire que la stabilité longitudinale est obtenue grâce à l'effet de restrainte de la connexion lisse-montant, des montants eux-mêmes et de l'assemblage en pied de montant. Dans la direction transversale, des systèmes de contreventement, les diagonales de montant, sont présents pour assurer la stabilité.

II.1.1 Enoncé du problème

Il est demandé de vérifier la résistance (ELS et ELU) de la structure suivante :

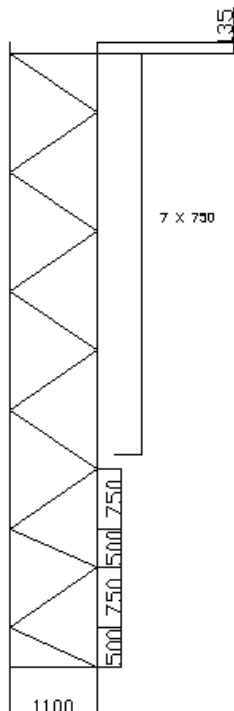


FIGURE 15 – Structure - vue transversale

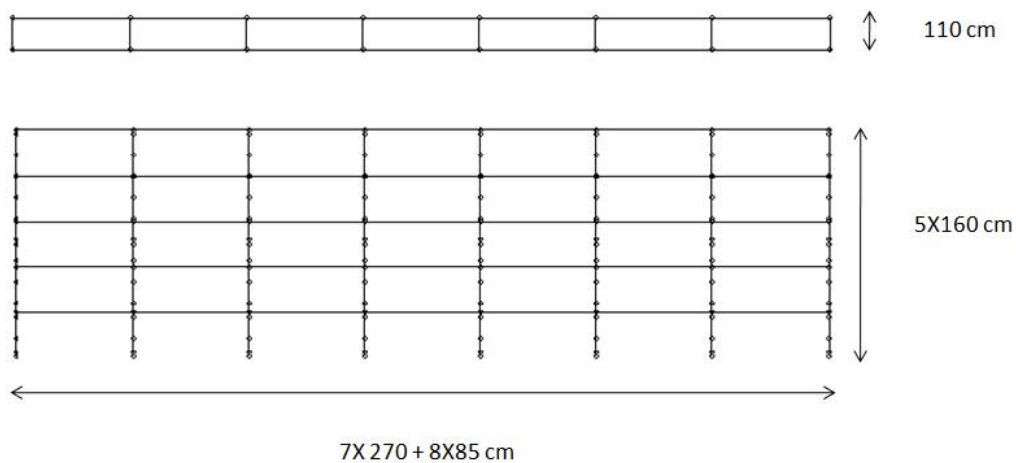


FIGURE 16 – Structure - vue en plan et vue longitudinale

- Montants (façade/profondeur/épaisseur) : 85/65/1,75 mm avec $f_y = 38kN/cm^2$

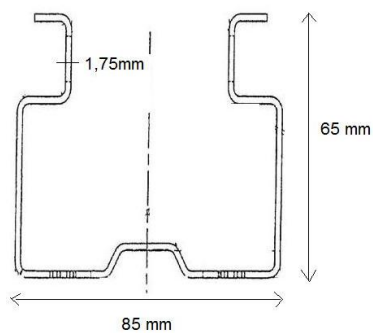


FIGURE 17 – Section d'un montant

- Lisses (façade/profondeur/épaisseur) : 110/50/1,5 mm avec $f_y = 36kN/cm^2$

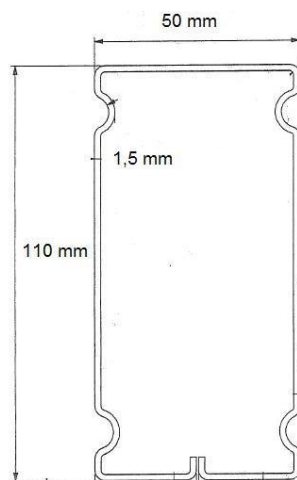


FIGURE 18 – Section d'une lisse

- Le connecteur de la lisse est caractérisé par une rigidité et un moment ultime :

$$K_{\text{lisse-montant}} = 7700 \text{ kN.cm/rad}$$

$$M_u = 215 \text{ kN.cm}$$

- Le jeu du connecteur¹ :

$$\text{jeu} = \frac{1}{600}$$

- La tolérance de montage est de 15 mm^2
- Diagonales (façade/profondeur/épaisseur) : 25/35/1,5 mm avec $f_y = 24 \text{ kN/cm}^2$

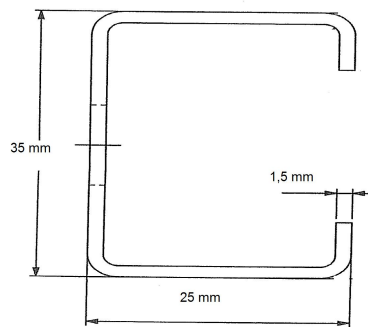


FIGURE 19 – Section d'une diagonale

- Les boulons fixant les diagonales aux montants sont des M10 (8.8) (figure 20)

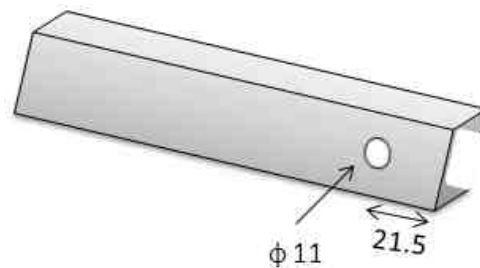


FIGURE 20 – Fixation des boulons aux diagonales

Les caractéristiques des boulons M10 sont :

$$A_s = 58 \text{ mm}^2$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

1. Le jeu du connecteur est pris dans le sens du moment sollicitant et n'intervient que pour la direction longitudinale.

2. La tolérance de montage s'applique dans les deux directions, longitudinale et transversale.

Les caractéristiques des diagonales sont :

$$\begin{aligned}t &= 1,5\text{mm} \\e_1 &= 21,5\text{mm} \\f_u &= 360\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

– La flèche maximale autorisée à mi-travée des lisses (de longueur L) :

$$f_{Lisse} \leq \frac{L}{200}$$

– La flèche latérale maximale autorisée de la structure de hauteur H :

$$f_{Laterale} \leq \frac{H}{300}$$

– Le chargement est de 2 tonnes/paire de lisses. Soit un chargement uniformément réparti de $0,037\text{kN/cm}$ sur chaque lisse. Le poids propre de la structure peut être négligé.

Les grands principes du calcul sont expliqués ci-dessous, pour plus de détails, le lecteur peut se référer à l'annexe A du présent travail.

Dans ce qui suit, seules les résistances à l'effort axial et à la flexion seront déterminées. En effet, le logiciel d'analyse utilisé PEP Micro (paragraphe II.1.3) est capable de prendre en compte l'interaction des efforts normaux et de flexion.

II.1.2 Résistance

Les coefficients :

$$\begin{aligned}\gamma_{M_1} &= 1,1 \\ \gamma_F &= 1,5\end{aligned}$$

seront adoptés. γ_{M_1} correspond au coefficient de minoration sur la résistance tandis que γ_F fait référence au coefficient de pondération des charges.

II.1.2.1 Lisses

Résistance en traction

La résistance en traction des lisses se déduit de l'équation (4) :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \quad (4)$$

Dès lors :

$$N_{t,Rd} = \frac{5.36}{1,1} = 163,64\text{kN}$$

Résistance en compression

Résistance en section La résistance en compression des lisses :

$$N_{c,Rd} = \frac{\beta_A \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5)$$

Dès lors :

$$N_{c,Rd} = \frac{1.5.36}{1,1} = 163,64kN$$

Où,

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A_g} \quad (6)$$

Avec l'aire efficace A_{eff} prise égale à l'aire brute, profilés de classe 3.

Cependant, la résistance à l'effort axial de compression des lisses doit être diminuée à cause de l'éventuel risque de flambement (axe fort, axe faible et flexion-torsion).

Flambement D'une manière générale, en considérant le mode de flambement adéquat, l'effort résistant vaut d'après l'Eurocode 3 :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (7)$$

Avec :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (8)$$

$$\Phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad (9)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (10)$$

Où χ est le coefficient de réduction de résistance pour le mode de flambement adéquat et α le coefficient d'imperfection qui dépend de la courbe de flambement (elle prend en compte l'effet des contraintes résiduelles et le sens du flambement).

– Axe fort

Le flambement d'axe fort n'est pas déterminant et ne sera pas calculé. Cela est dû au fait que l'on considère une longueur de flambement identique pour l'axe fort et pour l'axe faible.

– Axe faible

La charge critique d'Euler pour un flambement d'axe faible :

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{fl,z}^2} \quad (11)$$

La longueur de flambement peut être prise égale à 60% de la longueur de lisse entre 2 montants car les palettes offrent une certaine restriction au flambement latéral (flambement d'axe faible $z - z$ sur la figure 21) (EN 15512[1]) :

$$\begin{aligned} L_{fl,z} &= 0,6 \cdot L_{Lisse} \\ &= 0,6 \cdot 270cm \\ &= 162cm \end{aligned}$$

La charge critique d'Euler selon l'axe faible (axe $z - z$ de la figure 21 et équation (11)) :

$$\begin{aligned} N_{cr,z} &= \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 22}{162^2} \\ &= 168,85kN \end{aligned}$$

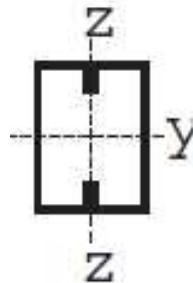


FIGURE 21 – Section d'une lisse

La courbe de flambement utilisée est la courbe b, $\alpha = 0,34$ conseillée par la EN 15512[1] et l'élanement réduit obtenu par (8) vaut 1,02.

Le coefficient de réduction pour l'axe faible obtenu par (10) :

$$\chi_z = 0,59$$

Selon (7) :

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,59 \cdot 1,5 \cdot 36}{1,1} \quad (12)$$

$$= 95,85kN \quad (13)$$

– Flambement par torsion et flexion-torsion

Les sections utilisées pour les lisses sont assimilées³ à des sections fermées. Le centre de torsion et le centre de gravité de ces sections sont confondus. Le risque de flambement par torsion ou flexion-torsion est écarté (figure 22).



FIGURE 22 – Section d'une lisse - 2 profils C emboîtés - www.stow-group.com

Distorsion Le coefficient de réduction dû à la distorsion :

$$\chi_{db} = 1$$

Selon (7) :

$$\begin{aligned} N_{b,Rd,db} &= \frac{1.5.36}{1,1} \\ &= 163,64kN \end{aligned}$$

Il vaut 1 car les sections assimilées à des sections fermées, comme c'est le cas des lisses, ne subissent pas de distorsion de leur section droite.

Résistance en flexion

Résistance en section

– Axe fort

$$M_{Rd,y,base} = \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (14)$$

Selon l'équation (14) :

$$\begin{aligned} M_{Rd,y,base} &= \frac{14.36}{1,1} \\ &= 458kN.cm \end{aligned}$$

– Axe faible

$$M_{Rd,z} = \frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (15)$$

3. Elles sont formées à partir de profilés en C soudés ou emboîtés

Selon l'équation (15) :

$$\begin{aligned} M_{Rd,z} &= \frac{9.36}{1,1} \\ &= 294,5kN.cm \end{aligned}$$

Déversement Le risque de déversement n'apparaît que lorsque la lisse est soumise à un moment de flexion la faisant tourner autour de son axe fort. Ce sont des essais de flexion qui fournissent la valeur du coefficient de réduction χ_{LT} à adopter pour la vérification. Dans notre cas, nous prendrons :

$$\chi_{LT} = 1$$

Et nous éloignons ainsi tout risque de déversement de la lisse. Donc :

$$M_{Rd,LT} = M_{Rd,y,base}$$

Redistribution La EN 15512[1] nous autorise à effectuer une redistribution des moments de flexion dans le connecteur lisse-montant d'une valeur de 15% (ce qui revient à lui conférer un moment ultime $M_u = 1,15.M_{u,base}$). Dès lors, il faut diminuer en conséquence le moment résistant selon l'axe fort de la lisse $M_{Rd,y,base}$ suite à la redistribution (voir figure 23).

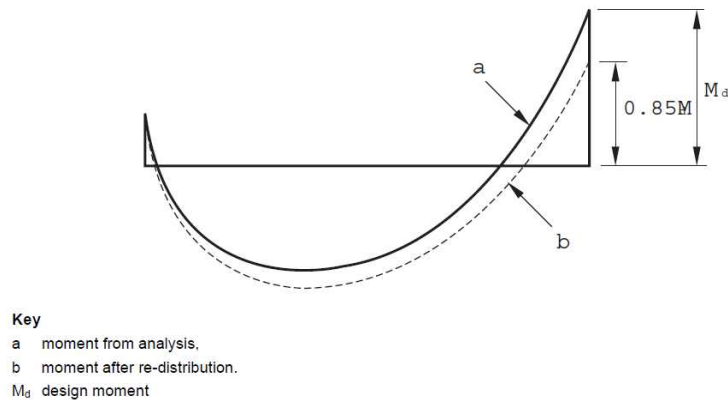


FIGURE 23 – Redistribution des moments de flexion sur la lisse [1]

$$\begin{aligned} M_{Rd,y,base} &= 458kN.cm \\ \longrightarrow \\ M_{Rd,y} &= M_{Rd,y,base} - \frac{7,5}{100} \cdot M_{u,connecteur} \\ &= 458 - \frac{7,5}{100} \cdot 200 \\ &= 443kN.cm \end{aligned}$$

Récapitulatif

1. Longueurs de flambement

$$l_z \quad | \quad 162 \text{ cm}$$

TABLE 1 – Longueurs de flambement - Lisses

2. Résistance en compression

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z; \chi_{FT}; \chi_{db}) \quad (16)$$

χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
0,59	1	1	0,59
$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
95,85 kN	163,64 kN	163,64 kN	95,85 kN

TABLE 2 – Coefficients de réduction - Lisses

Le mode de ruine des lisses en compression est une ruine par flambement d'axe faible.

3. Résistance en flexion

Axe fort				Axe faible
$M_{Rd,y}$	χ_{LT}	$M_{b,Rd,LT}$	$M_{Rd,y,min}$	$M_{Rd,z}$
443 kN.cm	1	443 kN.cm	443 kN.cm	294,5 kN.cm

TABLE 3 – Moments résistants - Lisses

II.1.2.2 Montants

Les montants ont des sections ouvertes non symétriques par rapport à l'axe faible telles que la figure 24.

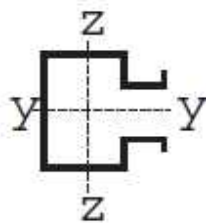


FIGURE 24 – Section d'un montant

Résistance en compression

Résistance en section L'aire efficace des montants nous a ici été fournie. Cette dernière est déterminée à l'aide d'essais de tronçons courts (paragraphe I.4.2) en raison des perforations du montant qui rendent sa détermination analytique compliquée. Dès lors :

$$\begin{aligned}\beta_A &= \frac{A_{eff}}{A_g} \\ &= \frac{3,8}{4,5} \\ &= 0,85\end{aligned}$$

La résistance en compression des montants selon (5) :

$$\begin{aligned}N_{c,Rd} &= \frac{0,85 \cdot 4 \cdot 5,38}{1,1} \\ &= 132,14 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cependant, cette résistance doit être diminuée afin de tenir compte des effets d'instabilité tels que le flambement et la distorsion.

Flambement

– Axe fort

Les conditions de restrainte étant différentes selon que le montant se situe à l'extrémité ou au centre de la structure et selon le niveau auquel il se trouve, différents cas sont à envisager.

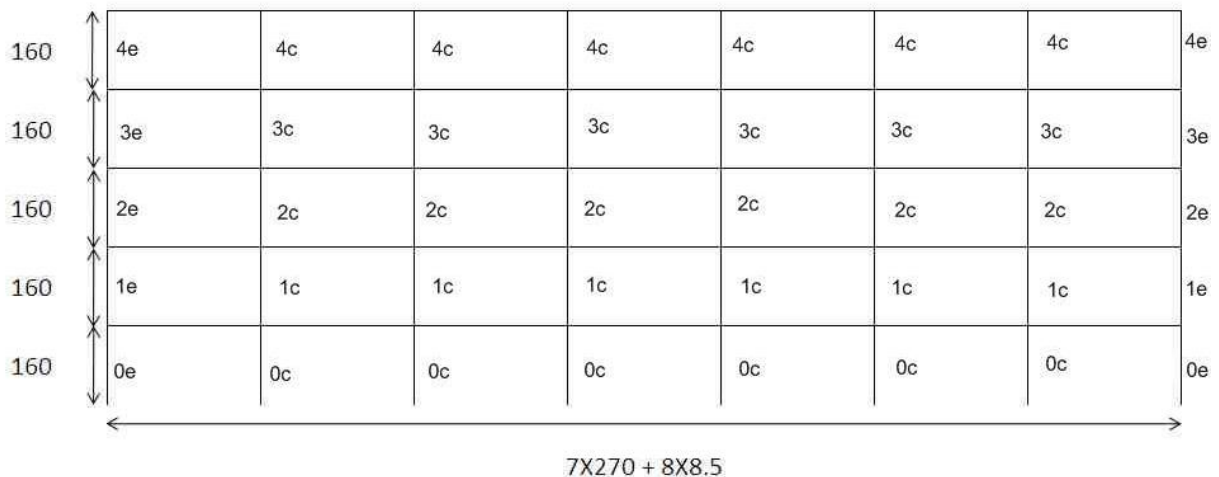


FIGURE 25 – Montants - Flambement selon l'axe fort

A la figure 25, l'indice e est pour extrême, c pour central et les chiffres dénominent le niveau auquel appartient le montant.

Il faut considérer le cas d'un flambement d'une structure à noeuds fixes, l'imperfection globale étant prise en compte dans l'analyse globale de la structure au second ordre (voir paragraphe II.1.3).

Les longueurs de flambement sont déterminées à l'aide des abaques de Wood fournis dans l'Annexe E de l'Eurocode 3 (voir figure 26). k_i et k_s sont les coefficients d'encastrement inférieurs et supérieurs respectivement.

$$k_i = \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + \sum R_{p,i}} \quad (17)$$

$$k_s = \frac{R_c + R_s}{R_c + R_s + \sum R_{p,s}} \quad (18)$$

$$K = \frac{1 + 0,145(k_i + k_s) - 0,265k_i k_s}{2 - 0,364(k_i + k_s) - 0,247k_i k_s} \quad (19)$$

Et la longueur de flambement L_{fl} d'une barre comprimée de longueur L se calcule communément par l'équation (20) :

$$L_{fl} = K.L \quad (20)$$

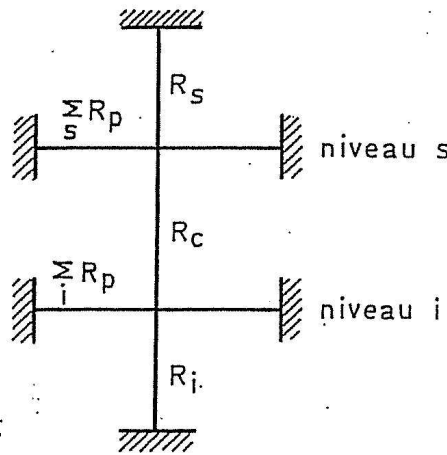


FIGURE 26 – Modèle de calcul pour k_i et k_s [13]

Avec R_c la rigidité d'une colonne et R_p la rigidité d'une poutre se déformant avec une simple courbure (voir figure 27) :

$$R_c = \frac{4.E.I_{y,montant}}{L_{montant}} \quad (21)$$

$$= R_i \quad (22)$$

$$= R_s \quad (23)$$

$$R_p = \frac{2.E.I_{y,lisse}}{L_{lisse}} \quad (24)$$

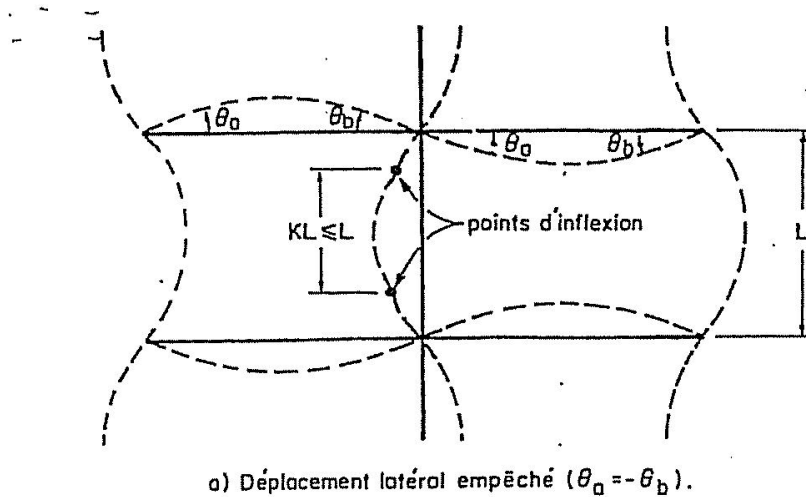


FIGURE 27 – Hypothèse de rotation sur les poutres [13]

On utilise la courbe b, $\alpha = 0,34$ comme préconisé par la EN 15512[1] dans le cas de ce type de section de droite.

Le calcul des longueurs de flambement selon l'axe fort basé sur les équations (17), (18) et (19) étant relativement répétitif au vu de tous les cas à considérer, il a été placé en annexe A.1.

Les résultats se trouvent plus loin dans le tableau récapitulatif (tableau 7).

– Axe faible

La EN 15512[1] préconise d'utiliser un facteur K valant 1 où

$$L_{fl} = K.L$$

dans la configuration de panneau d'échelle qui nous occupe (voir figure 28). L étant la distance séparant 2 points d'attache des diagonales aux montants.

Dans le cas du calcul au flambement des montants, cette même norme nous indique d'utiliser la courbe de flambement b, $\alpha = 0.34$.

1. Montants au niveau 0

Pour ces montants, selon la figure 28, il y a encore deux cas à considérer (en rouge et en bleu) car il faut tenir compte des 11,5cm de montant en bas d'échelle.

$$\begin{aligned} L_{fl,z,1} &= 50 + 75 + 11,5 \\ &= 136,5cm \\ L_{fl,z,2} &= 50 + 75 \\ &= 125cm \end{aligned}$$

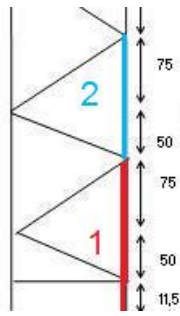


FIGURE 28 – Longueurs de flambement - axe faible

Les coefficients de réduction pour l'axe faible par (7) et selon (10) :

$$\begin{aligned} \chi_{z,1} &= 0,76 \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,z,1} &= 99,9kN \\ \chi_{z,2} &= 0,79 \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,z,2} &= 103,8kN \end{aligned}$$

2. Montants du niveau 1 à 4

Pour ces montants, figure 29 :

$$L_{fl,z} = 150cm$$

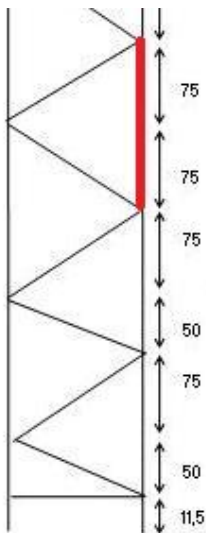


FIGURE 29 – Longueur de flambement - axe faible

Le coefficient de réduction pour l'axe faible obtenu par (7) et selon (10) :

$$\begin{aligned} \chi_z &= 0,7 \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,z} &= 92,8kN \end{aligned}$$

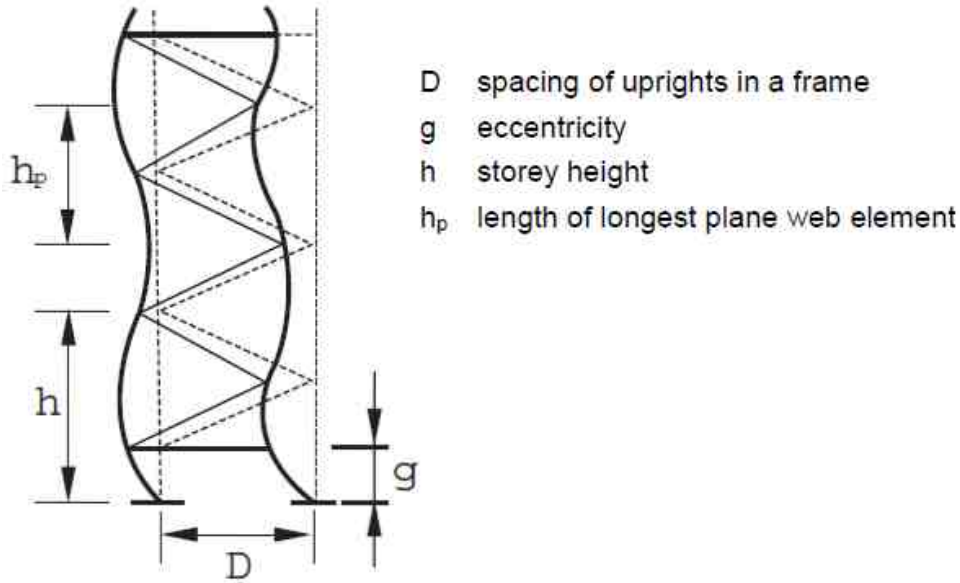


FIGURE 30 – Longueur de flambement - axe faible [1]

– Flambement par torsion et flexion-torsion

Les profilés à section ouverte et à parois minces ont une faible raideur torsionnelle et leur centre de gravité et leur centre de torsion ne coïncident pas. Le risque de flambement par torsion et flexion-torsion doit dès lors être vérifié.

Pour cette géométrie, l’Eurocode 3 partie 1.3 [9] préconise d’adopter la courbe de flambement b, $\alpha = 0.34$.

L’Eurocode 3 partie 1.3 [9] nous indique également comment déterminer la longueur de flambement l_T pour le flambement par torsion ou flexion-torsion. Elle est obtenue en multipliant par un coefficient ξ , dépendant des conditions de restrainte à la torsion et au gauchissement du montant, la distance séparant deux points d’attache des diagonales sur les montants (équation (25)) :

$$l_T = \xi \cdot L_{fl,z} \quad (25)$$

La longueur de flambement l_T différera donc pour les montants du niveau 0 et les autres du niveau 1 à 4.

Ce coefficient ξ sera pris égal à 0,7, en accord avec la partie 1.3 de l’Eurocode 3 [9], car les âmes des diagonales (profilés de type C) sont placées dos à dos afin que la transmission des efforts le long du panneau d’échelle se fasse sans engendrer de la torsion dans les montants (voir figure 31).

Montants niveau 0 ($L = 136,5cm$)	$l_T = 0,7 \cdot 136,5 = 99,5cm$
Montants niveau 0 ($L = 125cm$)	$l_T = 0,7 \cdot 125 = 87,5cm$
Montants niveaux 1 à 4	$l_T = 0,7 \cdot 150 = 105cm$

TABLE 4 – Longueurs de flambement par flexion-torsion



FIGURE 31 – Ames des diagonales en contact - www.stow-group.com

On calcule successivement la charge critique de flambement par torsion (équation (26)) et la charge critique de flambement par flexion-torsion (équation (27)) :

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left[G.I_t + \frac{\pi^2.E.I_w}{l_T^2} \right] \quad (26)$$

$$N_{cr,FT} = \frac{N_{cr,y}}{2.\beta} \left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right) \quad (27)$$

Où :

- $i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2$ avec i_y et i_z les rayons de giration selon l'axe fort et l'axe faible respectivement ;
- y_0 est la distance entre le centre de gravité de la section et son centre de cisaillement ;
- G est le module de cisaillement ;
- I_t est la constante de torsion de Saint-Venant ;
- E est le module de Young ;
- $\beta = 1 - \frac{y_0^2}{i_0^2}$.

On obtient dès lors autant de contraintes critiques de flambement par flexion-torsion que de contraintes critiques de flambement selon l'axe fort et dès lors autant de coefficients de réduction correspondants, les résultats sont repris dans les tableaux récapitulatifs (tableau 7).

Distorsion Le coefficient de réduction dû à la distorsion est calculé à l'aide du logiciel éléments finis CUFSM[5], il permet de calculer la contrainte critique $\sigma_{cr,S}$ pour la distorsion des parois en fonction de la longueur d'onde (figure 32). Il faut néanmoins être attentif aux valeurs de $\sigma_{cr,S}$ pour des valeurs multiples de la longueur d'onde et en choisir le minimum.

La demi-longueur d'onde est la distance entre deux points d'attache des montants selon l'axe faible, soit ici, entre deux points d'attache aux diagonales de contreventement transversal.

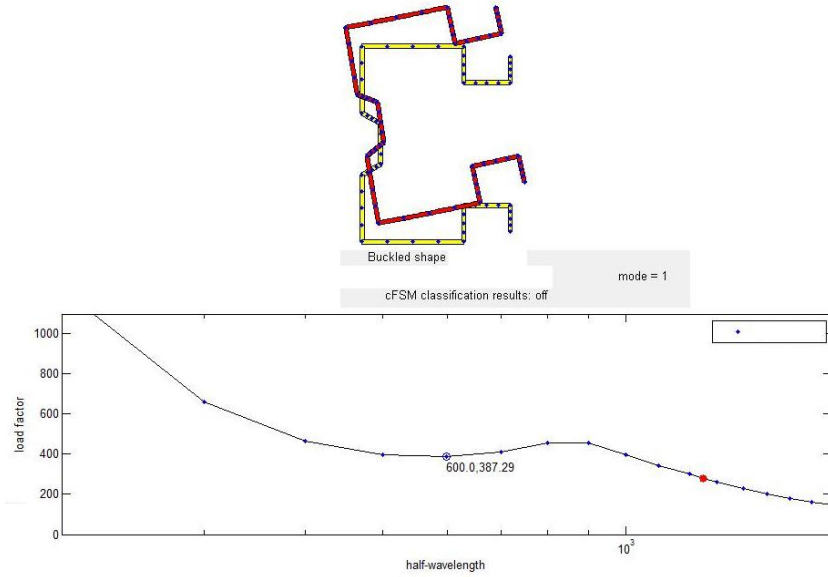


FIGURE 32 – Contraintes critiques de distorsion en fonction de la longueur d’onde

La valeur de la contrainte critique de distorsion $\sigma_{cr,S}$ en fonction de la demi-longueur d’onde connue, l’élanement réduit λ_d , peut être calculé (formule (28)) :

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,S}}} \quad (28)$$

Le coefficient de réduction dû à la distorsion ρ est calculé selon la norme américaine de l’American Iron and Steel Institute[12] ; en fonction de la valeur de λ_d , il y a une réduction de la résistance de l’élément ou non (équations (29) et (30)) :

$$\lambda_d \leq 0,561 \rightarrow \rho = 1 \quad (29)$$

$$\lambda_d > 0,561 \rightarrow \rho = (1 - 0,25 \cdot (\frac{\sigma_{cr,S}}{f_y})^{0,6}) \cdot \frac{\sigma_{cr,S}^{0,6}}{f_y} \quad (30)$$

Enfin, une approximation du coefficient de réduction dû au *distorsional buckling* χ_{db} peut être obtenue par l’équation (31) :

$$\chi_{db} = \rho \cdot \frac{A_g}{A_{eff}} \quad (31)$$

Ceci a été validé par des tests et constitue une approche sécuritaire.

Selon les équations (28), (29), (30) et (31), on trouve pour les montants du niveau 0 (demi-longueur d’onde de 136,5 et 125cm, figure 28) et les montants du niveau 1 à 4 (demi-longueur d’onde de 150cm, figure 29).

	χ_{db}	$N_{b,Rd,db}$
Montants niveau 0 ($L = 136,5$)	0,73	96,50 kN
Montants niveau 0 ($L = 125$)	0,75	99,10 kN
Montants niveaux 1 à 4	0,65	85,9 kN

TABLE 5 – Distorsion - Montants

Récapitulatif Le tableau 6 synthétise les valeurs calculées pour les différentes longueurs de flambement (axe fort, axe faible et flexion-torsion) selon la position du montant dans la structure (figure 25).

	l_y	l_z	l_T
Montants 0e	131,2 cm	136,5 cm	95,5 cm
	131,2 cm	125 cm	87,5 cm
Montants 0c	120 cm	136,5 cm	95,5 cm
	120 cm	125 cm	87,5 cm
Montants 1e ,2e et 3e	135,6 cm	150 cm	105 cm
Montants 1c ,2c et 3c	123,2 cm	150 cm	105 cm
Montants 4e	127 cm	150 cm	105 cm
Montants 4c	131,7 cm	150 cm	105 cm

TABLE 6 – Longueurs de flambement

Après avoir calculé les coefficients de réduction pour le flambement d'axe fort, d'axe faible, par flexion-torsion et le coefficient de réduction dû à la distorsion, le mode de ruine déterminant est obtenu en déterminant le coefficient de réduction minimum (équation (32)) :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z; \chi_{FT}; \chi_{db}) \quad (32)$$

Dans le tableau 7, pour les montants du niveau 0, on a fait la distinction entre les montants dont la distance entre attaches de diagonales vaut 136,5 et 125cm (figure 28).

Ce qu'il faut retenir du tableau 7 est que le mode de ruine, quelle que soit la position du montant dans la structure, est une ruine par flambement par flexion-torsion.

Montants 0e	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
$L = 136,5cm$	0,88	0,76	0,69	0,73	0,69
$L = 125cm$	0,88	0,79	0,71	0,75	0,71
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
$L = 136,5cm$	116,4 kN	100,5 kN	91,3 kN	96,5 kN	91,3 kN
$L = 125cm$	116,4 kN	103,8 kN	94 kN	99,10 kN	94 kN
Montants 0c	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
$L = 136,5cm$	0,9	0,76	0,70	0,73	0,70
$L = 125cm$	0,9	0,79	0,725	0,75	0,725
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
$L = 136,5cm$	118,9 kN	100,5 kN	92,6 kN	96,50 kN	92,60 kN
$L = 125cm$	118,9 kN	103,8 kN	95,81 kN	99,10 kN	95,81 kN
Montants 1e ,2e et 3e	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
	0,87	0,7	0,59	0,65	0,59
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
	115,4 kN	92,8 kN	78 kN	85,9 kN	78 kN
Montants 1c ,2c et 3c	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
	0,89	0,7	0,61	0,65	0,61
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
	117,3 kN	92,8 kN	80,6 kN	85,9 kN	80,6 kN
Montants 4e	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
	0,885	0,70	0,61	0,65	0,61
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
	120,05 kN	94,30 kN	80,6 kN	85,9 kN	80,6 kN
Montants 4c	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
	0,89	0,70	0,60	0,65	0,60
	$N_{b,Rd,y}$	$N_{b,Rd,z}$	$N_{b,Rd,FT}$	$N_{b,Rd,db}$	$N_{b,Rd,min}$
	116,3 kN	92,8 kN	79,3 kN	85,9 kN	79,3 kN

TABLE 7 – Coefficients de réduction et efforts résistants

Résistance en flexion

Résistance en section Les montants sont des profilés à parois minces de classe 4 dont la méthode de détermination de la résistance d'une section (en flexion) est élastique avec prise en compte du voilement des parois, le module de flexion à utiliser est le module de flexion efficace W_{eff} .

Les montants sont des profilés non symétriques par rapport à leur axe faible. Deux modules de flexion sont donc à considérer (voir figure 24).

La résistance en flexion des montants est calculée par les équations (33) et (35) pour l'axe fort et l'axe faible respectivement.

– Axe fort

$$M_{Rd,y} = \frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (33)$$

Dès lors,

$$\begin{aligned} M_{Rd,y} &= \frac{9,438}{1,1} \\ &= 323kN.cm \end{aligned}$$

Avec comme hypothèse que le module de flexion efficace se calcule par la relation (34) :

$$W_{eff,y} = \frac{A_{eff}}{A_g} \cdot W_y \quad (34)$$

Il vient,

$$W_{eff,y} = 9,4cm^3$$

– Axe faible

$$M_{Rd,z} = \frac{1,1 \cdot W_{eff,z,2} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (35)$$

Donc

$$M_{Rd,z} = 221kN.cm$$

Pour les montants, la résistance en flexion selon l'axe faible est considérée avec un module de flexion minimum selon z, $W_{eff,z,2}$, valant 110% de sa valeur calculée. Ceci a été validé par des essais de flexion d'axe faible sur des montants du constructeur Stow.

Déversement Le risque de déversement n'a lieu d'être que lorsque le montant est soumis à un moment de flexion le faisant tourner autour de son axe fort. Ce sont des essais de flexion qui fournissent la valeur du coefficient de réduction χ_{LT} à adopter pour la vérification. On prendra ici comme valeur du coefficient de réduction la valeur fournie par l'équation (36) :

$$\chi_{LT} = \frac{A_{eff}}{A_g} \quad (36)$$

On trouve alors $\chi_{LT} = 0,85$.

Ce sont des essais de flexion sur des montants qui ont permis de mettre en évidence que le coefficient de réduction dû au déversement des montants peut être pris comme égal au rapport de l'équation (36). Cette approche est utilisée chez le constructeur

Stow.

On a donc :

$$\begin{aligned}M_{Rd,LT} &= 0,85.M_{Rd,y} \\ &= 274,5kN.cm\end{aligned}$$

Récapitulatif Le tableau 8 récapitule les moments résistants des montants.

Axe fort				Axe faible
$M_{Rd,y}$	χ_{LT}	$M_{b,Rd,LT}$	$M_{Rd,y,min}$	$M_{Rd,z}$
334,65 kN.cm	0,85	274,5 kN.cm	274,5 kN.cm	221 kN.cm

TABLE 8 – Moments résistants - Montants

II.1.2.3 Panneautage d'échelle

Les diagonales d'échelle (figure 33) sont des profilés à parois minces en C (sections ouvertes) et sont assemblées aux montants à l'aide de boulons. Les efforts doivent transiter dans le panneautage d'échelle afin de rejoindre le sol.



FIGURE 33 – Diagonales d'échelle - www.stow-group.com

Le panneautage d'échelle de l'exemple 1 est illustré à la figure 15.

Son calcul est similaire à celui des montants (paragraphe II.1.2.2) et il faut également réaliser un calcul d'assemblage donné dans l'Eurcode 3 partie 1.3[9].

Pour l'analyse, il faut prendre une section réduite de diagonales pour tenir compte de leur flexibilité (paragraphe I.4.2). Cette section réduite n'intervient pas ici au niveau de la vérification mais bien au niveau de l'analyse globale de la structure. Cette analyse est réalisée à l'aide du logiciel PEP Micro (paragraphe II.1.3).

Il est cohérent de prendre pour l'analyse une aire égale à 25% de l'aire brute de la diagonale.

Un système équivalent de 2 ressorts en série possédant une rigidité axiale adéquate peut également être utilisé. Le premier ressort a une rigidité de $\frac{E.A_{brute}}{L}$ où L est la longueur de la diagonale. Le second ressort possède une rigidité axiale K qui doit

être calibrée afin que la rigidité du système en série soit équivalent à un système d'un ressort unique où l'aire de la diagonale est égale à 25% de son aire brute (figure 34).

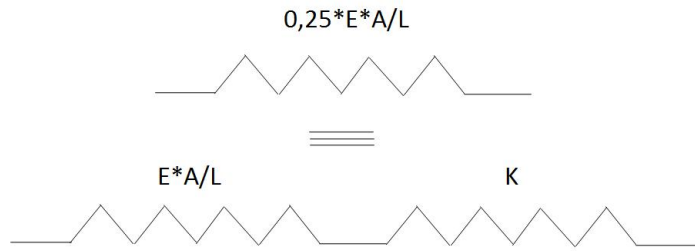


FIGURE 34 – Modélisation de la flexibilité des diagonales d'échelle

On trouve la valeur de la rigidité axiale du ressort par compatibilité des déplacements entre le cas où l'aire est égale 25% de l'aire brute $\Delta_{L_{25\%}}$ et le cas où 2 ressorts sont mis en série $\Delta_{L_{modele}}$ (équation (37)).

La relation est trouvée grâce à la loi de Hooke :

$$\Delta_{L_{25\%}} = \Delta_{L_{modele}} \quad (37)$$

$$\Delta_{L_{25\%}} = \frac{L}{E \cdot A_{25\%}} \quad (38)$$

$$\Delta_{L_{modele}} = \frac{L}{E \cdot A_{brute}} + \frac{1}{K} \quad (39)$$

Pour le calcul de l'effort normal résistant, il ne faut pas oublier de prendre en compte l'effet des excentricités des efforts. En effet, comme on le voit sur la figure 35, les efforts transitent par les âmes des diagonales, il y a donc un bras de levier entre l'âme des diagonales et le centre de gravité de la section. Ce bras de levier induit des moments de flexion autour de l'axe faible dont il faut tenir compte lors de l'évaluation de l'effort normal résistant. Il faut également être attentif au signe des moments (le module de flexion W_z à considérer est différent).

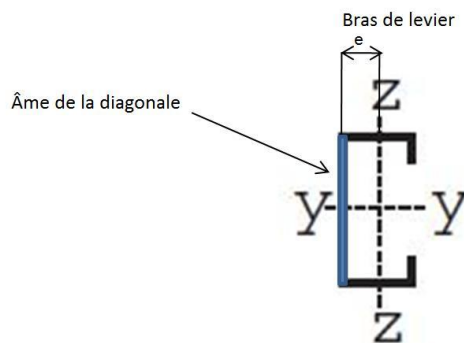


FIGURE 35 – Section de droite d'une diagonale[1]

Assemblages Les diagonales sont assemblées avec des boulons M10 (8.8). Le coefficient de minoration sur la résistance de l'assemblage est pris selon l'Eurocode 3 partie 1.3 [9] :

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Les caractéristiques des boulons M10 sont :

$$\begin{aligned} A_s &= 58mm^2 \\ d &= 10mm \\ f_{ub} &= 800N/mm^2 \end{aligned}$$

Les caractéristiques des diagonales sont :

$$\begin{aligned} t &= 1,5mm \\ e_1 &= 21,5mm \\ f_u &= 360N/mm^2 \end{aligned}$$

t est l'épaisseur de la diagonale, e_1 , la pince et f_u est la limite ultime d'élasticité de l'acier constituant la diagonale.

La ruine de l'assemblage peut survenir suite au cisaillement du fût du boulon ou par suite d'un excès de pression diamétrale dans les éléments assemblés.

– Résistance à la pression diamétrale

La résistance à la pression diamétrale se calcule par 2 conditions (équations (40) et (41) Eurocode 3 part. 1.3[9]). On a pour la diagonale :

$$F_{b,Rd1} = \frac{2,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd1} &= \frac{2,5 \cdot 360 \cdot 11 \cdot 1,5}{1,25} \\ &= 10,8kN \end{aligned}$$

$$F_{b,Rd2} \leq \frac{f_u \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad (41)$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd2} &\leq \frac{360 \cdot 21,5 \cdot 1,5}{1,2 \cdot 1,25} \\ &\leq 7,74kN \end{aligned}$$

Pour les montants, $t = 1,75mm$, $f_u = 510N/mm^2$ et e_1 vaut $23mm$, dès lors, c'est la résistance à la pression diamétrale des diagonales qui est dimensionnante (équations (40) et (41)).

– Résistance des boulons au cisaillement

Pour un boulon 8.8, la résistance au cisaillement fournie par l'Eurocode 3 partie 1.3 [9] (équation (42)) :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (42)$$

$$F_{v,Rd} = 22,3kN$$

La résistance de l'assemblage est finalement donnée par (équation (43)) :

$$F_{b,Rd} = \min(F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2}; F_{v,Rd}) \quad (43)$$

$$F_{b,Rd} = 7,74kN$$

C'est la résistance à la pression diamétrale qui est dimensionnante.

La pression diamétrale n'est à considérer que lorsque la diagonale est en traction. La pince e_1 à considérer (équation (41)) est la distance entre le trou et le bord de la diagonale, lorsque la diagonale est en compression cette distance devient beaucoup plus importante et c'est la résistance à la compression de la diagonale elle-même qui conditionne le dimensionnement.

On vérifie également la condition ([9]) :

$$\begin{aligned} \frac{F_{v,Rd}}{F_{b,Rd}} &= 2,88 \\ &> 1,2 \end{aligned}$$

Diagonales Comme cela a été mentionné plus haut, les vérifications à réaliser pour les diagonales sont similaires à celles effectuées pour les montants :

– Résistance à la compression pure

Les diagonales de montants doivent faire transiter les efforts horizontaux vers le sol. Selon le sens des efforts horizontaux les diagonales seront tendues ou comprimées.

1. **Résistance en section**

La résistance en section d'un élément comprimé de classe 3 se détermine par l'équation (5) :

$$\begin{aligned} N_{c,Rd} &= \frac{1,327.24}{1,1} \\ &= 28,95kN \end{aligned}$$

2. **Résistance au flambement**

Tout comme pour les montants, trois types de flambement sont considérés :

(a) *Flambement d'axe fort*

La longueur de flambement étant identique pour l'axe fort et l'axe faible, le flambement d'axe fort n'est pas déterminant.

(b) *Flambement d'axe faible*

La longueur de flambement est prise égale à la longueur entre boulons de la diagonale comme le suggère la norme EN 15512[1] et le coefficient de flambement α suggéré par cette même norme pour les profilés en C est de 0,34.

Dès lors, dans l'exemple considéré, il y a 3 longueurs de diagonales différentes et l'effort résistant de chacune de ces diagonales doit être déterminé (figure 36).

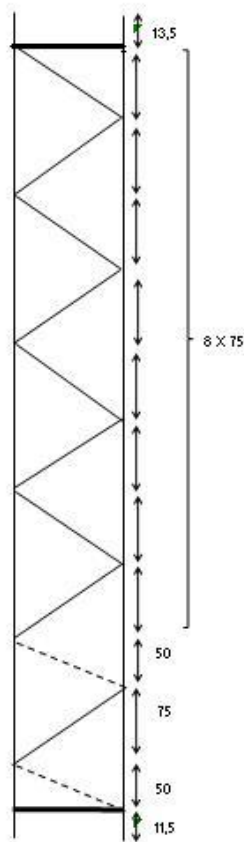


FIGURE 36 – Diagonales d'échelle

Le tableau 9 synthétise les longueurs de flambement $L_{fl,z}$, le coefficient de réduction pour le flambement d'axe faible χ_z ainsi que l'effort résistant pour un flambement d'axe faible $N_{b,Rd,z}$. Ces derniers sont obtenus par les équations (7), (9), (10) et (11).

Les barres horizontales sont nommées diagonales 1 et sont en gras sur la figure 36. Les diagonales 2 sont les diagonales en pointillé sur la figure 36. Enfin, les diagonales 3 correspondent aux diagonales en trait continu de la figure 36.

	$L_{fl,z}$	χ_z	$N_{b,Rd,z}$
Diagonales 1	$110 - 5,4.2 = 99,2cm$	0,46	13,4 kN
Diagonales 2	$\sqrt{50^2 + 99,2^2} - 5,4.2 = 100,2cm$	0,42	11,8 kN
Diagonales 3	$\sqrt{75^2 + 99,2^2} = 113,6cm$	0,36	10,14 kN

TABLE 9 – Récapitulatif - Flambement d'axe faible - Diagonales

(c) *Flambement par flexion-torsion*

Il faut également distinguer les 3 différentes longueurs de diagonales (figure 36).

La démarche est identiquement la même que pour le cas des montants au paragraphe II.1.2.2 de cette seconde partie. On détermine donc les charges critiques de flexion et flexion-torsion par les équations (26) et (27). La longueur de flambement l_T est prise égale à la longueur de flambement selon l'axe faible $L_{fl,z}$ comme la EN 15512[1] le préconise.

Le tableau 10 reprend les valeurs des longueurs de flambement par flexion torsion l_t , le coefficient de réduction dû au flambement par flexion-torsion χ_{FT} et l'effort normal résistant suite au flambement par flexion-torsion $N_{b,Rd,FT}$. Ces valeurs sont calculées par (7), (9) et (10). Le coefficient de la courbe de flambement est pris à $\alpha = 0,34$

	l_t	χ_{FT}	$N_{b,Rd,FT}$
Diagonales 1	99,2	0,45	12,75 kN
Diagonales 2	100,2	0,45	12,75 kN
Diagonales 3	113,6	0,41	11,60 kN

TABLE 10 – Récapitulatif - Flambement par flexion-torsion - Diagonales

3. Résistance à la distorsion

Les coefficients de réduction pour la distorsion ont été calculés à l'aide du logiciel aux éléments finis CUFSM [5]. Pour une longueur d'onde de $100cm$ (longueur moyenne d'une diagonale), on trouve :

$$\begin{aligned}\chi_{db} &= 0,81kN \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,db} &= 23,45kN\end{aligned}$$

Récapitulatif

1. Longueurs de flambement

	l_y	l_z	l_t
Diagonale 1	99,2 cm	99,2 cm	99,2 cm
Diagonale 2	100,2 cm	100,2 cm	100,2 cm
Diagonale 2	113,6 cm	113,6 cm	113,6 cm

TABLE 11 – Longueurs de flambement - Diagonales

2. Résistance en compression

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z; \chi_{FT}; \chi_{db}) \quad (44)$$

	χ_y	χ_z	χ_{FT}	χ_{db}	χ_{min}
Diagonale 1	0,75	0,46	0,45	0,81	0,46
Diagonale 2	0,69	0,42	0,45	0,81	0,42
Diagonale 3	0,62	0,36	0,41	0,81	0,36

TABLE 12 – Coefficients de réduction - Diagonales

Les diagonales sont dimensionnées par un flambement d'axe faible prépondérant.

Il s'agit maintenant de tenir compte de l'excentricité de l'effort dans les diagonales. L'effort transite par leur âme et non par leur centre de gravité. On tient compte de cette interaction M-N pour la détermination de la résistance à l'effort normal par la formule (45) :

$$N_{Sd} \left[\frac{1}{\chi_{min} A_{eff}} + \frac{k_z \cdot e}{\frac{I}{\nu}} \right] \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (45)$$

e est la distance entre l'âme de la diagonale et son centre de gravité (figure 35) et k_z est pris égal à 1, cette valeur est confirmée par des résultats d'essais sur des diagonales.

Les diagonales sont alternativement soit tendues, soit comprimées selon la direction de l'imperfection globale considérée. La résistance à considérer doit être différenciée selon que l'on soit en présence de diagonales tendues ou comprimées.

On trouve alors les valeurs pondérées des efforts minimaux axiaux résistants (que ce soient en compression ou traction) pour chaque pas de diagonales dans le tableau 13 :

	$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$
Diagonale 1	7,74 kN	9,43 kN
Diagonale 2	7.74 kN	8,72 kN
Diagonale 3	7.74 kN	7,85 kN

TABLE 13 – Efforts résistants- Diagonales

II.1.3 Analyse de la structure par PEP Micro

II.1.3.1 Présentation du logiciel de calcul élastoplastique PEP Micro

PEP Micro (**P**rogramme en **E**lasto-**P**lasticité) a été développé par le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM). Il s'agit d'un logiciel d'analyse statique non-linéaire de structures planes à barres, principalement métalliques[6]. Pour le calcul statique d'une structure de stockage, PEP Micro est très intéressant car il permet de prendre en considération :

- Les effets du second ordre ;
- La plastification en section des barres⁴ ainsi que l'interaction effort normal - moment de flexion ;
- Les liaisons semi-rigides caractéristiques des connecteurs lisses-montants ;
- La variation de la rigidité en fonction d'un effort normal comme c'est le cas pour les pieds de montant ;
- le voilement local de parois est pris en compte par l'introduction d'une aire efficace dans les données.

On peut également effectuer une analyse élastique second ordre pour calculer la valeur des charges critiques élastiques.

La réponse globale de la structure est obtenue en augmentant proportionnellement toutes les charges extérieures par un multiplicateur de charge jusqu'à la ruine.

Une remarque peut être faite, si, pour la suite, on évoque le terme *rotule plastique*, il faut entendre par là atteinte du moment élastique (calculé avec le module de flexion efficace pour des profilés de classe 4).

II.1.3.2 Imperfection globale

Direction longitudinale Dans la direction longitudinale, on est face à une structure non contreventée (voir figure 16). Dès lors, la EN 15512[1] nous informe quant à l'imperfection à considérer (équation (46)) :

4. Pour des profilés de classe 3 (lisses) et 4 (montants), le terme plastification en section ne peut pas vraiment être utilisé dans le cas de la flexion puisque la redistribution en section ne peut s'effectuer

$$\Phi = \Phi_s + \Phi_l \quad (46)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \Phi_s &= \frac{\textit{tolerance}_{\textit{montage}}}{\textit{Hauteur}} \\ &= \frac{15}{8000} \\ &= 0.001875 \\ \Phi_l &= \textit{jeu}_{\textit{connecteur}} \\ &= \frac{1}{600} \\ \rightarrow \\ \Phi &= 0.0035 \end{aligned}$$

Ce qui fait un hors-plomb de :

$$\Phi = \frac{1}{282}$$

à entrer dans le fichier de données. Le logiciel PEP considère un sens conventionnel positif dans le sens trigonométrique.

Le jeu du connecteur lisse-montant est mesuré par test selon l'annexe A de la EN 15512[1]. Le dispositif expérimental est identique à celui effectué pour obtenir la courbe moment-rotation de la connexion lisse-montant excepté que le vérin hydraulique appliquant une force concentrée doit être réversible dans le but d'appliquer une force en sens inverse. On augmente progressivement l'effort appliqué et on trace la courbe moment de flexion - rotation illustrée à la figure 37. De là, on peut déduire le jeu du connecteur lisse-montant.

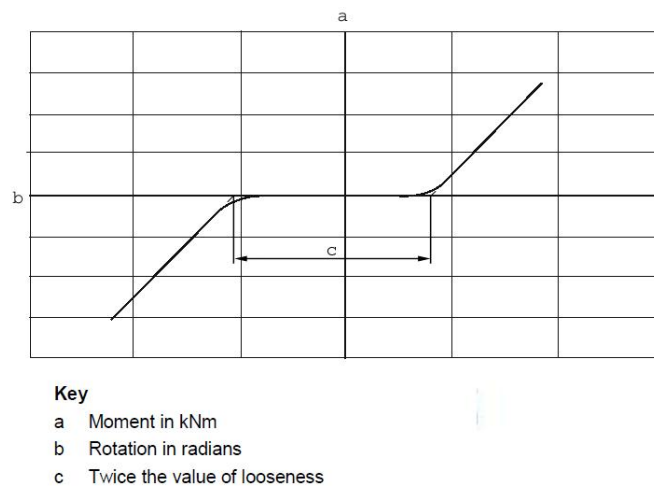


FIGURE 37 – Courbe moment de flexion - rotation - Calcul du jeu de l'assemblage lisse-montant [1]

Direction transversale Dans la direction transversale, la structure est contreventée par un panneautage d'échelle, la EN 15512[1] nous fournit l'expression de l'imperfection globale à considérer pour l'analyse (équation (48)) :

$$\Phi = \sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{n_f} 2\Phi_s} \quad (47)$$

Où n_f , dans la direction transversale, doit être pris comme égal au nombre de montants connectés ensemble. Sur la figure 15, $n_f = 2$. Φ_s est la tolérance de montage rapportée à la hauteur.

Dès lors,

$$\begin{aligned} \Phi &= \sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 2.0,001875} \\ &= 0,0038 \\ &\rightarrow \\ \Phi &= \frac{1}{267} \end{aligned}$$

Les données qui ont été entrées dans le logiciel PEP Micro figurent en annexe B.

II.1.3.3 Analyse globale au second ordre de la structure - Direction longitudinale

On a modélisé la structure dans le logiciel PEP Micro. En ce qui concerne les assemblages, les connecteurs lisse-montant sont modélisés comme des assemblages semi-rigides (figure 9) et les assemblages en pied de montant, dans la direction longitudinale, sont assimilés à des assemblages semi-rigides dont la rigidité et le moment résistant dépendent de l'effort normal régnant dans le montant (figure 12). La direction longitudinale est illustrée sur la figure 38.

Le chargement considéré est deux tonnes par paire de lisses sur toutes les lisses de la structure (paragraphe II.1).

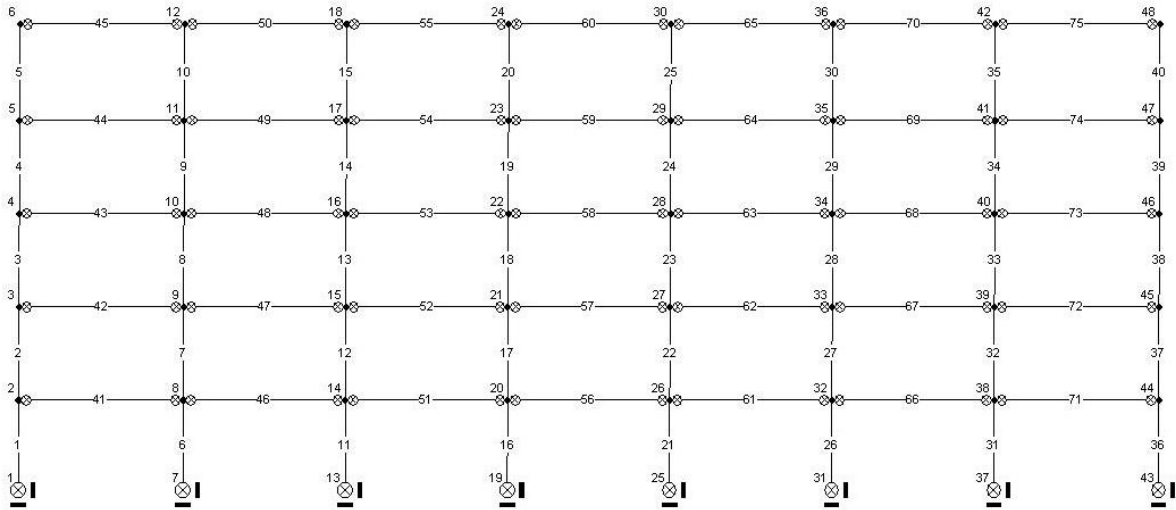


FIGURE 38 – Structure longitudinale

Analyse élastique géométriquement non linéaire Une analyse élastique au second ordre permet d'obtenir la valeur du facteur de charge d'instabilité élastique de la structure. Sur la figure 39, on peut observer le déplacement du noeud 6 (voir figure 38) en fonction du facteur de charge. Lorsque ce dernier atteint la valeur de 2, 1, la structure élastique devient instable, on a atteint la charge critique d'Euler.

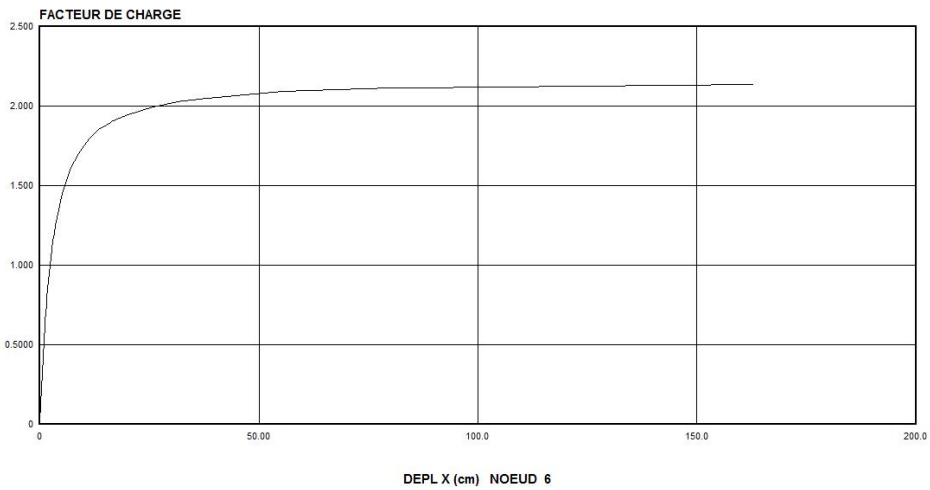


FIGURE 39 – Déplacement selon x - noeud 6

Les structures de stockage sont des structures très souples, surtout lorsque la direction longitudinale n'est pas contreventée. Dès lors, la restrainte latérale est uniquement procurée par les connexions semi-rigides lisse-montant ainsi que par les assemblages de pied de montant. Il n'est dès lors pas rare que la charge critique élastique α_{cr} ne soit pas éloignée de la charge de design α_{Sd} :

$$\begin{aligned}\alpha_{Sd}/\alpha_{cr} &= \frac{1}{2,1} \\ &= 0.48 \\ &> 0.3\end{aligned}$$

Si le rapport α_{Sd}/α_{cr} est supérieur à 0,3, une analyse où les effets du second ordre sont traités indirectement n'est pas réalisable[1], la méthode d'amplification des moments transversaux ne peut être mise en oeuvre. Les effets du second ordre doivent être traités directement, à l'aide d'un logiciel comme PEP Micro par exemple.

Analyse non linéaire complète On va maintenant prendre en compte la non-linéarité matérielle. C'est-à-dire que dans les zones atteignant leur résistance plastique pour les efforts normaux et le moment élastique pour la flexion, ou encore une interaction de ces deux modes, la section n'est plus capable de reprendre d'efforts et une redistribution des efforts dans les parties encore élastiques de la structure s'établira sous réserve d'une ductilité suffisante⁵.

Grâce à l'analyse plastique⁶ second ordre, qui reflète la réalité, on va pouvoir estimer la sécurité de la structure.

Le facteur de charge est défini comme étant le facteur multiplicatif des charges s'appliquant en service sur la structure. Les charges sont pondérées à l'aide d'un facteur de sécurité $\gamma_F = 1,5$, il faudrait que sous ce facteur, la structure soit viable.

La figure 40 illustre le déplacement du noeud 6. Pour un facteur de charge de 1,5 on est presque déjà quasiment sur le palier horizontal, en effet, le déplacement grandit très rapidement pour un facteur de charge quasiment constant.

L'atteinte du moment ou de l'effort résistant dans une section est modélisée sur la figure 40 par un rond.

On voit également sur la figure 40 que les atteintes du moment élastique au milieu des lisses apparaissent pour un facteur de charge supérieur à 1,5 et on constate une ruine de la structure pour un facteur de charge de 1,6.

Le multiplicateur de ruine est plus faible lorsqu'on prend en compte la non-linéarité matérielle, la structure n'est pas capable d'atteindre la charge critique eulérienne.

Le mode de ruine observé est une ruine par instabilité globale suite aux atteintes successives du moment élastique en milieu de lisses. En d'autres termes, il s'agit d'une ruine prématurée de la structure avant même qu'un mécanisme ait eu le

5. L'article *Plastic design of pallets racks beams* [10] autorise un calcul plastique des lisses.

6. Dans le sens où elle prend en compte la non-linéarité matérielle du matériau

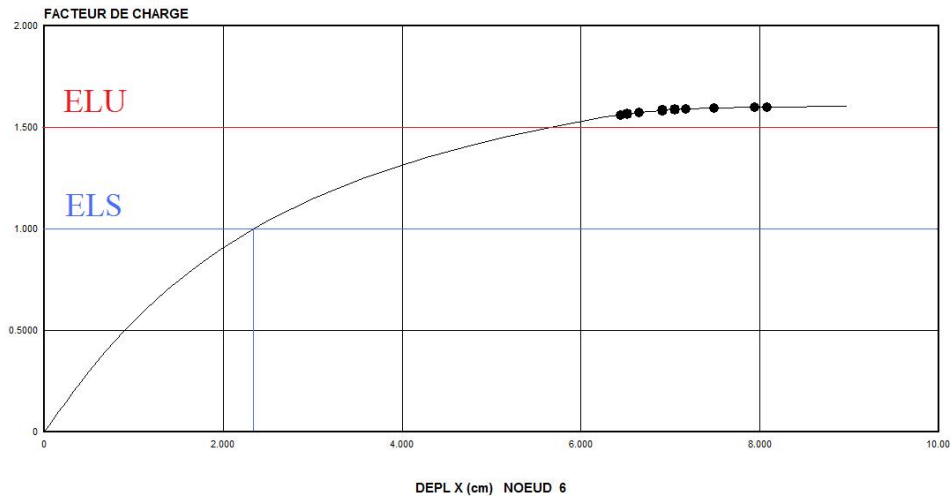


FIGURE 40 – Déplacement selon x - noeud 6

temps de se former.

Les non-linéarités nombreuses (connexion lisse-montant, assemblage en pied de montant, effets du second ordre, ...) sont les responsables de cette ruine prématurée.

La structure est stable sous charge statique selon le coefficient de sécurité choisi. Néanmoins, il apparaît évident que la réserve que procure la structure est très faible.

Ci-dessous sur la figure 41, on voit l'allure de la déformée, l'imperfection globale a été prise dans le sens horloger :

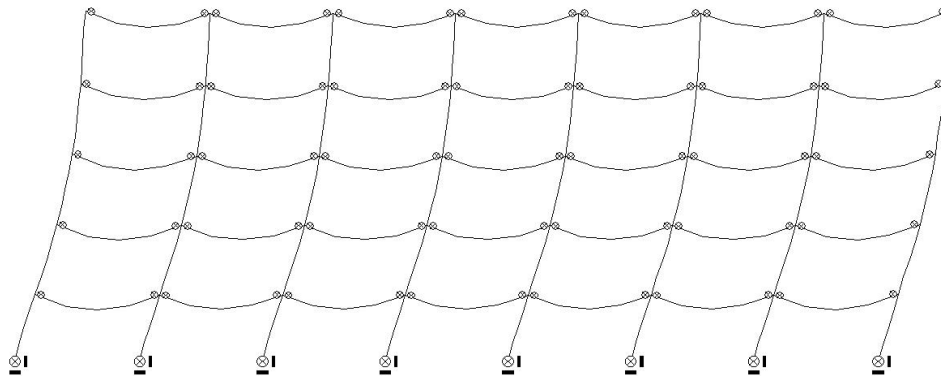


FIGURE 41 – Allure de la déformée - Direction longitudinale

Critère de flèche On vérifie ici les états limite de service, on demande que les critères suivants soient vérifiés :

$$\begin{aligned}
 f_{Lisses} &< \frac{L_{lisses}}{200} \\
 &< \frac{2785}{200} \\
 &< 13,925mm
 \end{aligned}$$

La longueur d'une lisse est considérée comme la distance entre centres de gravité de deux montants adjacents.

Les états limites de service se vérifient pour un facteur de charge unitaire, soient des charges non pondérées.

La flèche maximale à mi-longueur d'une barre apparaît dans la barre 45 (figure 38) avec une valeur de $13,6mm$. L'ELS est vérifié.

Un autre critère de flèche, une flèche horizontale en tête de rack, doit également être vérifié :

$$\begin{aligned} \text{deplacement}_{tete} &< \frac{H_{rack}}{300} \\ &< \frac{800}{300} \\ &< 2.67cm \end{aligned}$$

Pour des charges non pondérées, *i.e.* un facteur de charge égal à 1, on remarque sur la figure 40, que ce critère est vérifié.

Aucune limitation de déplacement relatif entre étages n'apparaît dans la norme EN 15512 [1].

Mise en évidence des moments du second ordre - Distribution des efforts dans la lisse On voit apparaître dans la structure des moments dus aux effets du second ordre. Les moments dûs aux charges de service, les 2 tonnes par paire de lisses, restent inchangés tandis que les moments dûs aux effets du second ordre sont amplifiés au fur et à mesure que la structure se déforme mais conservent une valeur quasi nulle à mi-travée. Ainsi, on doit faire la somme des deux diagrammes de moments suivants pour obtenir le diagramme dans la lisse (figure 42) :

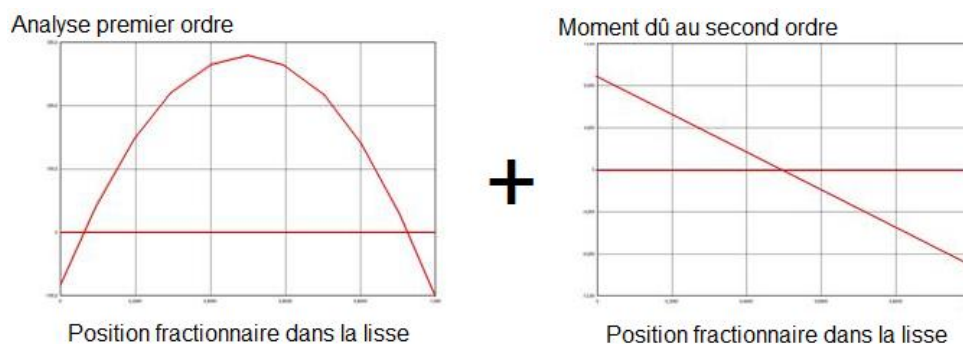


FIGURE 42 – Moments 1^{er} ordre et dûs au second ordre

Une méthode simplifiée sera investiguée afin d'obtenir les moments de 1^{er} ordre de manière analytique dans le paragraphe II.1.4.2 de cette seconde partie.

Tout ceci est validé uniquement parce que le chargement considéré est un chargement uniforme sur toutes les lisses de la structure.

II.1.3.4 Analyse globale au second ordre de la structure - Direction transversale

L'approche du calcul statique peut se faire en modélisant la structure en trois dimensions par deux plans de deux dimensions. On fait ici l'analyse globale de la structure dans la direction transversale (figure 43). Dans la direction transversale, les assemblages en pied de montant peuvent être modélisés par des rotules.

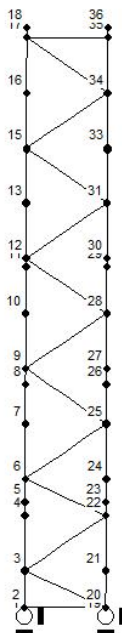


FIGURE 43 – Structure transversale

Analyse élastique géométriquement non linéaire On effectue encore une analyse élastique au second ordre afin de mettre en évidence la charge critique eulérienne.

La structure élastique périt par instabilité pour un facteur de charge de 13, la stabilité latérale est bien plus importante que la stabilité longitudinale, cela est dû au système de contreventement.

La EN 15512[1], comme l'Eurocode 3 d'ailleurs, prédisent que lorsque le rapport α_{sd}/α_{cr} est plus faible que 1/10, les effets du second ordre peuvent être négligés. On a :

$$\begin{aligned}\alpha_{sd}/\alpha_{cr} &= \frac{1}{13} \\ &= 0.08 \\ &< 0.1\end{aligned}$$

Dès lors, dans la direction transversale, les effets du second ordre $P - \Delta$ ne doivent pas spécialement être pris en considération lors de l'analyse. Les effets $P - \delta$ sont tout de même pris en compte lors de la vérification des éléments.

Analyse plastique géométriquement non linéaire La structure est ici contre-ventée et les déplacements seront donc plus faibles, on peut voir sur la figure 44 qui représente le déplacement selon x du noeud 18 (figure 43) qu'on est assez loin de la charge critique eulérienne aux ELU.

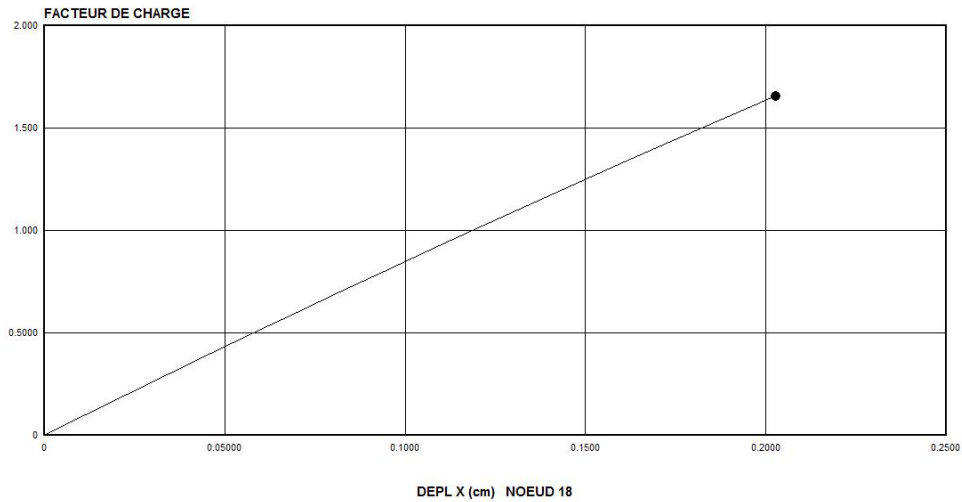


FIGURE 44 – Déplacement selon x - noeud 18 - analyse au second ordre

La structure périclite suite à une plastification dans la barre 18, au noeud 19 (pied de montant, figure 45) pour un facteur de charge de 1,656. La plastification apparaît sous effort normal pur suite au moment de renversement comprimant les montants droits et tirant les montants gauches.

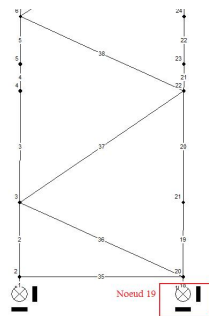


FIGURE 45 – Panneautage d'échelle - Zoom - Noeud 19

Comme on l'a dit au paragraphe précédent, si on mène une analyse plastique au premier ordre, les résultats devraient être sensiblement identiques. En effet, par une analyse plastique au premier ordre, on trouve que la structure périclité par plastification sous effort normal au noeud 19 (pied de montant) de la barre 18 pour un facteur de charge d'1,66. On a donc surestimé la résistance de 0,24% en effectuant une analyse au premier ordre.

Quant au déplacement du noeud 18, on remarque que l'analyse plastique au premier ordre le sous-estime bien que l'on reste dans un même ordre de grandeur, aux alentours de 0,2cm (figure 46).

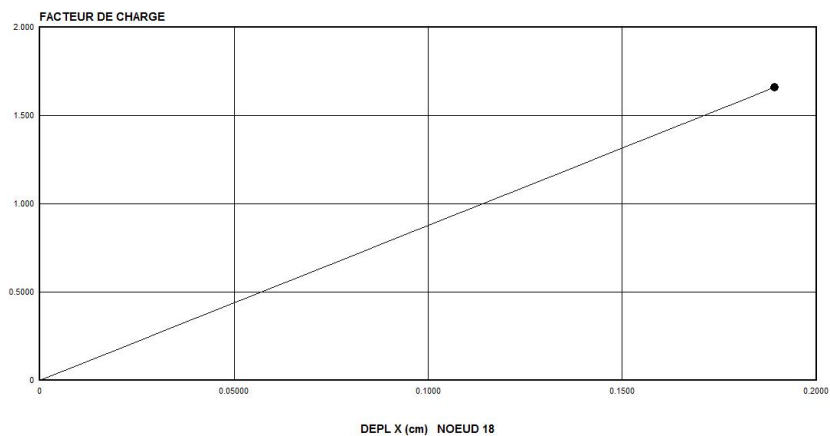


FIGURE 46 – Déplacement selon x - noeud 18 - analyse au premier ordre

Sur la figure 47, l'allure de la déformée, lorsque le second ordre est considéré, dans le sens transversal contreventé :

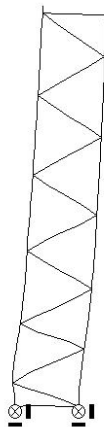


FIGURE 47 – Allure de la déformée - Direction transversale

II.1.3.5 Identification des modes de ruine

Lors de l'analyse statique matériellement non-linéaire au second ordre dans la direction longitudinale, le mode de ruine qui a été identifié pour une structure non contreventée est la ruine par *instabilité globale*, c'est-à-dire avant que le plein mécanisme ait pu être atteint. On remarque également plusieurs *atteintes du moment élastique à mi-travée des lisses*.

Le diagramme de flexion dans la lisse 41 (figure 38) est le suivant (figure 48) :

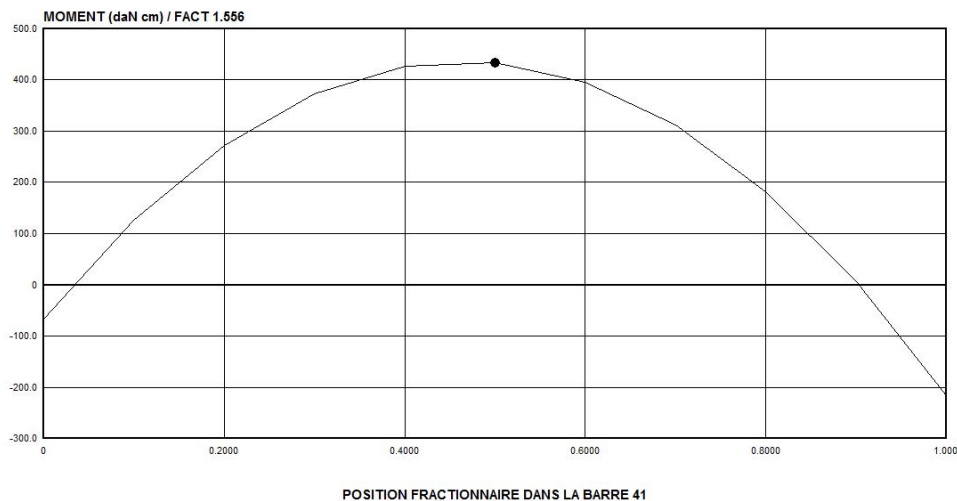


FIGURE 48 – Moment de flexion - Lisse 41

Tant que le moment élastique (réduit par le risque de voilement pour les montants) de la section n'est pas atteint, la section reste entièrement élastique. Dès que ce moment ultime est atteint, pour toute augmentation de la flexion dans la barre, cette section ne peut plus reprendre d'efforts supplémentaires.

Par la suite, les effets du second ordre, prédominant, amènent rapidement à la ruine de la structure par instabilité.

Pour bien mettre en évidence le rôle des effets du second ordre dans la ruine de la structure de l'exemple 1, on a effectué une analyse au premier ordre matériellement non linéaire. Les résultats qui en ressortent sont une ruine pour un facteur de charge de 1,779, soit un gain de 14% par rapport à une analyse plastique au second ordre. Dans ce cas de figure, la ruine est causée par un mécanisme de type poutre qui se forme dans la barre 45 (figures 49 et 50) ; une rotule se forme à mi-travée de cette lisse, là où le moment est le plus important et par la suite la formation de rotules dans les assemblages lisse-montant.

Cet exemple montre bien l'importance que jouent les effets néfastes du second ordre dans les structures de stockage non-contreventées longitudinalement.

Dans la direction transversale, on a une *plastification au niveau du pied de montant* par excès d'effort normal de compression.

La déformée initiale globale a été donnée dans le sens horlogique, dès lors, en plus des charges de gravité, les montants à droite de la figure 43 doivent supporter la

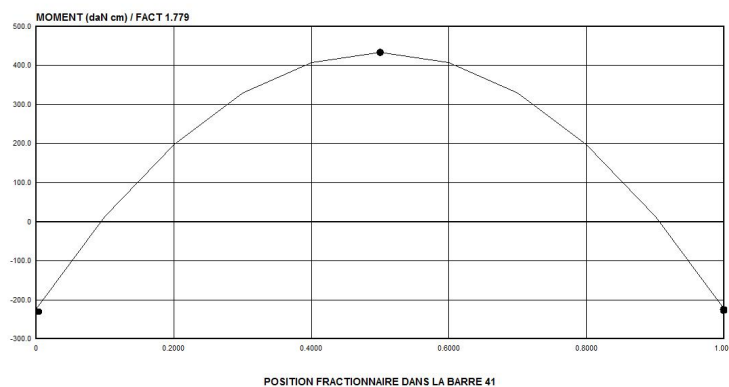


FIGURE 49 – Moment de flexion - Lisse 45 - Mécanisme plastique formé

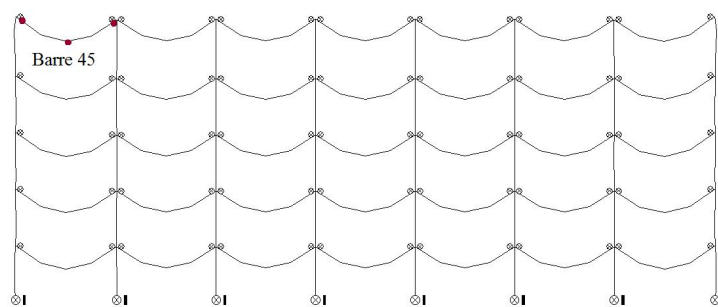


FIGURE 50 – Mécanisme formé

compression venant du moment de renversement.

II.1.4 Etudes paramétriques et intérêt de l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité

Dans ce paragraphe, on va identifier au travers d'études paramétriques l'intérêt de l'utilisation d'acier à haute limite d'élasticité, qu'on nommera par la suite acier HLE. On identifiera donc l'influence des différents paramètres (hauteur de la structure, restrainte du connecteur lisse-montant, ...) sur les modes de ruine et on cherchera un domaine de validité pour l'utilisation des aciers à haute limite élastique.

Les aciers testés (tableau 14) sont des aciers de la société ArcelorMittal :

Nom de l'acier	Limite élastique f_y	Limite de rupture f_u	Allongement à 80%
S235JR	235MPa	360MPa	21%
S355JR	355MPa	510MPa	18%
S420MC	420MPa	480MPa	16%
S460MC	460MPa	500MPa	15%
S500MC	500MPa	550MPa	12%
S600MC	600MPa	650MPa	11%
S700MC	700MPa	750MPa	10%

TABLE 14 – Nuances d'acier testées - ArcelorMittal

Dans le cadre du présent travail, on considérera comme aciers normaux, les aciers

dont la limite d'élasticité ne dépasse pas $355MPa$, c'est une limite qui est fixée ici en sachant que ce genre d'acier est le plus communément utilisé. Par ailleurs, on considère qu'un acier est dit HLE lorsque sa nuance est supérieure ou égale au $S420MC$ dans le tableau 14.

II.1.4.1 Cas de base - Exemple 1

Selon l'exemple 1 traité, une structure non contreventée, le mode de ruine identifié pour la direction longitudinale est un problème de stabilité. On peut ici regarder la condition gouvernant le design de cette structure. Ainsi, on pourra déterminer le point faible de la structure et ainsi déterminer s'il est possible ou non de valoriser l'utilisation des aciers HLE.

On appelle $\alpha_{s,1}$ le multiplicateur de charge de correspondant à l'atteinte de la flèche maximale autorisée des lisses, $\alpha_{s,2}$ le multiplicateur de charge de service correspondant à l'atteinte la flèche horizontale maximale autorisée en tête de structure et α_u le multiplicateur de charge à la ruine. Dans le tableau 15, on peut voir les différents multiplicateurs de charge précités.

$\alpha_{s,1}$	$\alpha_{s,2}$	α_u	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
1,1	1,038	1,602	1,54 → ELS

TABLE 15 – Multiplicateurs de charge - Exemple de base

La sécurité aux ELU est prise avec un facteur de charge de 1,5, dès lors le critère déterminant est le critère de la flèche horizontale en tête de structure (voir tableau 15). La structure de l'exemple 1 est donc dimensionnée aux Etats Limites de Service et non aux Etats Limites Ultimes. Dès lors, on est face à un problème de *flexibilité* de la structure plutôt qu'à un problème de résistance en tant que tel. Si on venait placer de l'acier HLE, la structure périrait pour le même critère de flèche car l'augmentation de la limite élastique ne change en rien les problèmes de flexibilité.

II.1.4.2 Modification de la restrainte du connecteur lisse-montant

Introduction On va ici s'attarder à déterminer l'influence des propriétés de l'assemblage lisse-montant sur la réponse globale de la structure.

Les caractéristiques structurelles du connecteur lisse-montant dépendent du montant et de la lisse auquel il est connecté. Pour chaque couple lisse-montant, un test destiné à fournir la courbe $M - \Phi$ doit être réalisé (paragraphe I.4.2).

Les assemblages lisse-montant sont des assemblages que l'on qualifie de semi-rigides.

Une petite parenthèse peut être faite concernant l'utilisation des aciers à plus haute performance dans l'assemblage lisse-montant. Cela dépend simplement du mode de ruine observé lors du test effectué pour la détermination de la rigidité et du moment ultime de l'assemblage, la courbe $M - \Phi$. S'il s'agit d'un problème de voilement

de la lisse comprimée ou un problème de décrochage au niveau des pattes d'accrochage, l'acier HLE n'est d'aucune utilité. Il pourrait éventuellement l'être dans le cas où c'est le montant le point faible de l'assemblage. Néanmoins, ne disposant pas d'informations quant aux modes de ruine des assemblages, cette piste ne sera pas abordée dans le présent travail.

On considérera dès lors que la valeur de la limite d'élasticité de l'acier f_y n'influence pas la valeur de la rigidité d'un couple lisse montant donné, ces valeurs sont une fonction croissante de l'inertie du montant et de la lisse, le module de Young étant fixé pour de l'acier, il n'influence pas.

D'un point de vue pratique, on peut augmenter la rigidité d'un assemblage lisse montant en augmentant la hauteur (inertie) de la lisse, en augmentant l'inertie du montant ou encore en augmentant le nombre de griffes d'accrochage. En ce qui concerne la résistance, des conclusions ne peuvent pas vraiment être tirées puisque cette dernière dépend du mode de ruine (déformation du montant, ruine de l'assemblage en tant que tel, voilement de la lisse, ...).

La rigidité du connecteur lisse-montant est d'une importance vitale quand les effets du second ordre sont pris en compte, ce qui est le cas ici dans la structure non contreventée dans le sens longitudinal. Augmenter la rigidité du connecteur aurait donc pour effet d'augmenter le multiplicateur critique de la structure, on le verra par la suite.

Distribution des moments de flexion dans la lisse - Approche RDM

Avant d'effectuer une simulation numérique afin de quantifier l'effet de la variation de la rigidité de l'assemblage, on peut utiliser un modèle simplifié [14] afin de rendre compte de la distribution des moments de flexion dans la lisse en fonction de la rigidité de la connexion lisse-montant.

La distribution du moment de flexion dans la lisse, en ne tenant compte que des effets du premier ordre, est obtenue par (figure 51) :

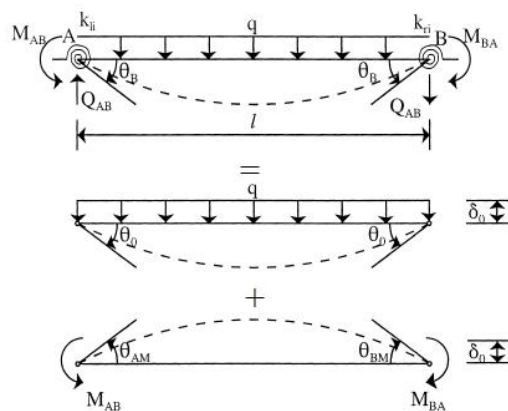


FIGURE 51 – Distribution des moments de flexion dans la lisse [14]

La distribution des moments de flexion dans la lisse peut être obtenue en sommant

le diagramme de moment d'une lisse bi-appuyée chargée uniformément et le diagramme de cette même lisse bi-appuyée soumise à des moments d'extrémité (figure 51).

La compatibilité de rotation aux extrémités de la lisse (équations (48) et (49)) :

$$\theta_A = \theta_0 + \theta_{AM} \quad (48)$$

$$\theta_B = \theta_0 + \theta_{BM} \quad (49)$$

Où θ_A et θ_B sont les déformations en rotation des connexions A et B respectivement ; θ_0 est la rotation à l'extrémité de la lisse suite à une charge uniformément répartie q ; θ_{AM} et θ_{BM} sont les rotations aux extrémités de la lisse suite à l'action des moments de restrainte M_{AB} et M_{BA} respectivement.

Par définition, on a :

$$\theta_A = \frac{M_{AB}}{k_{li}} \quad (50)$$

$$\theta_B = \frac{M_{BA}}{k_{ri}} \quad (51)$$

k_{ri} et k_{li} correspondent à la rigidité en rotation de la connexion à droite et à gauche du noeud lisse-montant i respectivement (figure 52).

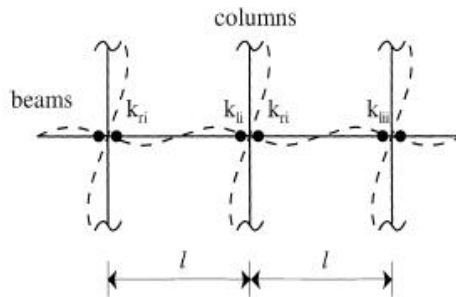


FIGURE 52 – Rigidité en rotation [14]

De la figure 51, il vient

$$\theta_0 = \frac{ql^3}{24EI} \quad (52)$$

$$\theta_{AM} = -\frac{M_{AB}l}{3EI} - \frac{M_{BA}l}{6EI} \quad (53)$$

$$\theta_{BM} = -\frac{M_{AB}l}{6EI} - \frac{M_{BA}l}{3EI} \quad (54)$$

Les moments de restrainte procurés par les connecteurs lisse-montant sont donnés par les équations (55) et (56)[14] :

$$M_{AB} = \frac{2\overline{k_{li}}(6 + \overline{k_{ri}})M_0}{3(12 + 4\overline{k_{li}} + 4\overline{k_{ri}} + \overline{k_{li}k_{ri}})} \quad (55)$$

$$M_{BA} = \frac{2\overline{k_{ri}}(6 + \overline{k_{li}})M_0}{3(12 + 4\overline{k_{li}} + 4\overline{k_{ri}} + \overline{k_{li}k_{ri}})} \quad (56)$$

Où $\overline{k_{ri}} = \frac{k_{ri}l}{EI}$ et $\overline{k_{li}} = \frac{k_{li}l}{EI}$ sont les rigidités adimensionnelles et $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ est le moment maximum d'une lisse bi-appuyée et chargée uniformément par une charge q . Dans le cas actuel, $k_{li} = k_{ri}$, dès lors par (55) et (56) :

$$M_{AB} = M_{BA}$$

Aux extrémités, la valeur du moment dans le connecteur lisse-montant doit être obtenue à l'aide d'une analyse au second ordre tandis que pour le moment à mi-travée, une analyse au premier ordre est suffisante étant donné que les moments d'amplification du second ordre sont nuls à mi-longueur de la lisse (figure 42).

En effet, sous charge répartie verticale seule appliquée à une lisse (structure et chargement symétrique), le moment à gauche de la lisse est identique au moment à droite. En présence de l'imperfection globale dirigée vers la droite et en approchant de la phase de comportement non linéaire, le moment à gauche va se trouver progressivement diminué alors que le moment à droite augmentera.

Pour une analyse au premier ordre, sous charges non pondérées et avec une rigidité initiale du connecteur $k_{li} = k_{ri} = 7700kNcm/rad$:

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{BA} \\ &= -96kNcm \end{aligned}$$

Au milieu de la travée, le moment de flexion peut être obtenu par l'équation (57) (figure 53) :

$$M_{milieu} = M_{AB} + \frac{ql^2}{8} \quad (57)$$

$$= 263kN.cm \quad (58)$$

Où $q = 0.037kN/cm$, la charge uniformément répartie sur toutes les lisses de la structure, soit 2 tonnes par paire de lisses. Le poids propre de la structure est négligeable.

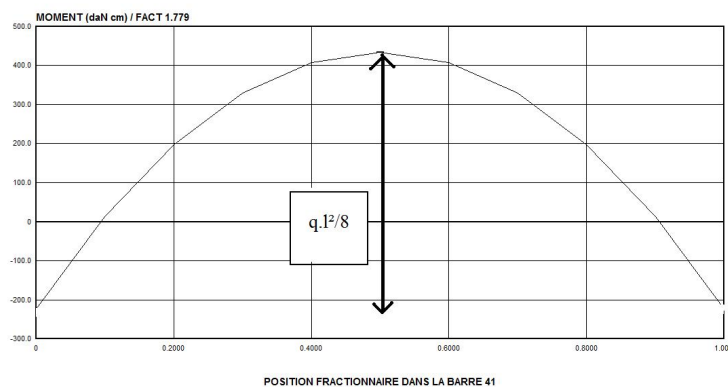


FIGURE 53 – Distribution moment de flexion sur une lisse centrale - Analyse au premier ordre

Effet de la variation de la rigidité du connecteur sur la distribution des moments de flexion et de la flèche des lisses Pour une analyse au premier ordre, le graphe de la figure 54 est issu d'une analyse paramétrique faisant varier la valeur de la restreinte du connecteur lisse montant d'une rotule (rigidité nulle) à une valeur de rigidité très élevée égale à cent fois la rigidité de la structure de base, soit $770.000kNcm/rad$.

Ce que montre le graphe de la figure 54 est que plus la restreinte apportée par le connecteur lisse-montant est importante, plus le moment de flexion présent dans l'assemblage (figure 54 a)) est grand tandis que le moment à mi-travée est diminué (figure 54 b)).

Lorsque la restreinte du connecteur est nulle, l'assemblage peut être assimilé à une rotule, ne reprenant aucune flexion. C'est à ce moment que la flèche (figure 55) et le moment à mi-travée sont les plus importants.

A partir d'une rigidité 18 fois plus grande que la rigidité de base $K_{INIT} = 7700kN.cm/rad$ et jusqu'à la fin de l'analyse, plafonnée à 100 fois la rigidité de la connexion initiale, soit $770.000kNcm/rad$, on remarque un palier, c'est-à-dire que bien que la rigidité de la connexion augmente, la distribution des moments sur la lisse reste inchangée.

Lorsque l'on considère les effets du second ordre $P - \Delta$ pour une ossature, il apparaît dans l'analyse des moments complémentaires dans les montants et dans les lisses dûs à la déformation de la structure (figure 42 pour un chargement uniforme sur toutes les lisses).

Une bonne approximation des moments dus aux effets du second ordre peut être obtenue grâce à une analyse élastique premier ordre avec amplification des moments dus aux efforts horizontaux, il s'agit d'une méthode indirecte pour traiter les effets du second ordre. Dans le cas de la structure présente, les effets du second ordre sont trop importants, le rapport des multiplicateurs de charges α_{Sd}/α_{cr} est supérieur à 0,3 (il est égal à 0,48 dans le cas présenté ici), les effets du second ordre doivent être traités directement[1].

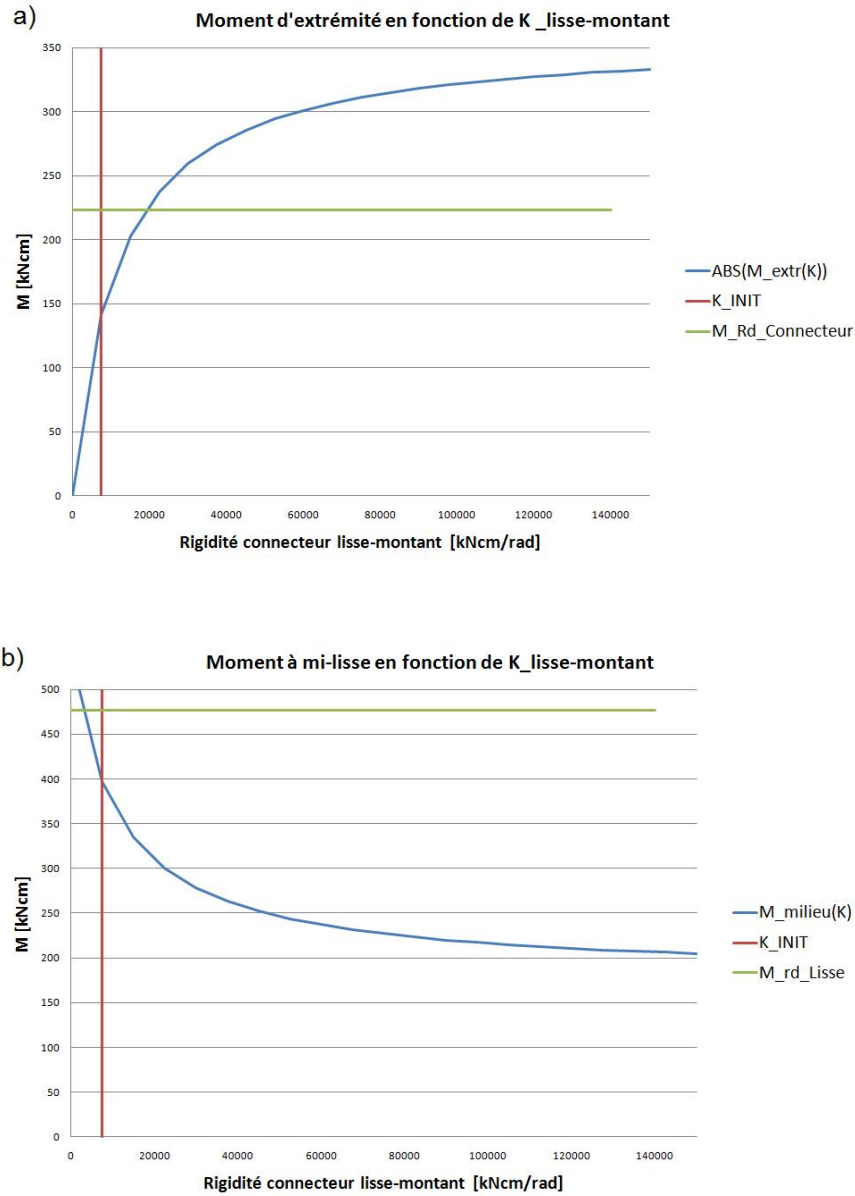


FIGURE 54 – Influence de la restrainte offerte par le connecteur lisse-montant sur la distribution des moments de flexion

Concernant les états limite de service, l'expression de la flèche à mi-travée de la lisse est obtenue en repartant de l'équation de l'élastique[4]. Pour une lisse dont les extrémités sont des assemblages semi-rigides, la flèche est obtenue par la somme de la flèche d'une poutre bi-appuyée chargée uniformément et d'une poutre soumise à 2 moments d'extrémité dont la valeur est égale aux moments de restrainte (équations (55) et (56)[14] voir figure 51) :

$$v\left(\frac{L_{lisse}}{2}\right) = v_{bi-appuyee} + v_{restrainte} \quad (59)$$

$$v_{bi-appuyee} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (60)$$

$$v_{restrainte} = -\frac{M_{AB}L^2}{8EI} \quad (61)$$

q représente la charge uniformément répartie sur la lisse, L la longueur de la lisse, I l'inertie de la lisse et M_{AB} les moments d'extrémité.

Le graphe suivant (figure 55) illustre l'influence de la restrainte procurée par le connecteur lisse-montant sur la flèche à mi-travée de la lisse.

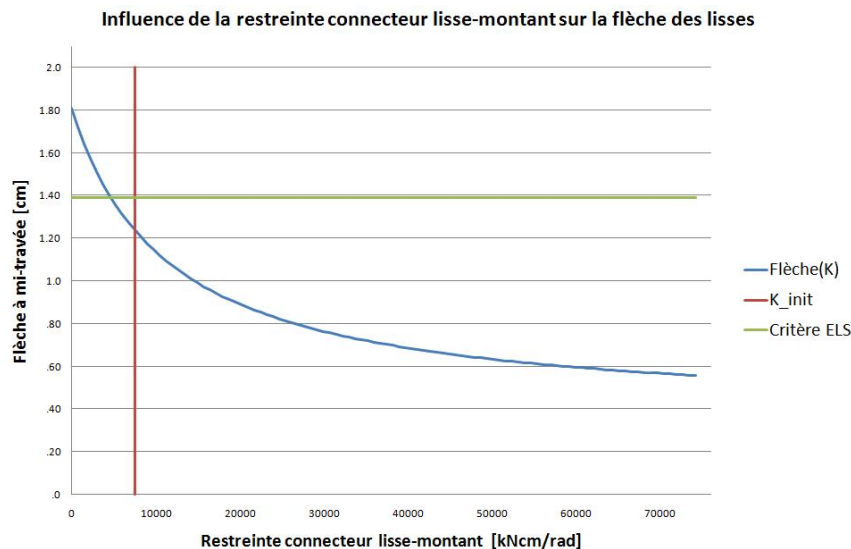


FIGURE 55 – Influence de la restrainte offerte par le connecteur lisse-montant sur la flèche à mi-travée des lisses

De plus, ce graphe peut être mis en relation avec ceux de la figure 54 a) et b) dans le sens où plus la restrainte procurée par la connexion lisse-montant est importante plus la flèche sera faible, le moment à mi-travée faible et le moment à l'assemblage important.

Connaissant maintenant l'évolution des efforts (formule (57)) et de la flèche (formule (59)) en milieu de la lisse en fonction de la rigidité procurée par le connecteur lisse-montant et l'inertie de la lisse, on peut déterminer sous quel critère sont dimensionnées les lisses. On peut ainsi déterminer s'il est intéressant ou non de venir y placer de l'acier HLE.

On peut voir sur la figure 56 une lisse isolée de la structure de l'exemple 1. Une analyse PEP a été réalisée. Le critère ELU sur les lisses est obtenu pour un facteur α_u de 1,66 et le critère ELS $\alpha_{s,1}$ sur la flèche verticale maximale autorisée pour un facteur de charge de 1,1. Le critère dimensionnant est donc l'ELS sur la flèche verticale.

Pour chaque rigidité du connecteur associée à un type de lisse (de la batterie de lisses et de montants du constructeur Stow), il a été démontré que ce sont les ELS sur la flèche verticale des lisses qui sont dimensionnants par rapport aux ELU. Il ne s'agit premièrement que de conclusions sur les lisses comme élément isolé de structure. La justification d'utiliser un modèle de lisse isolée pour déterminer ses conditions de dimensionnement réside dans le fait que l'on prend pour hypothèse que les moments dus aux effets du second ordre sont nuls à mi-portée de la lisse (figure 42) pour un chargement uniforme sur toutes les lisses. Dès lors, vu que le

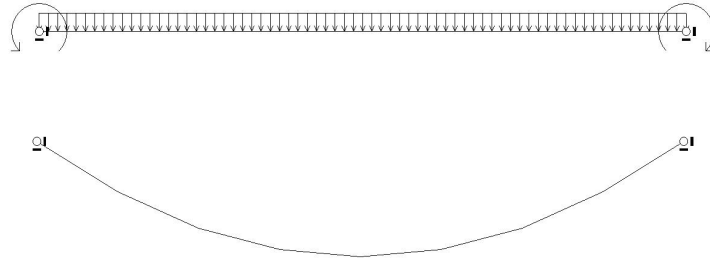


FIGURE 56 – Modélisation d'une lisse isolée

moment maximal sollicitant la lisse apparaît à mi-travée et que la flèche prise par la lisse est déterminée par les efforts calculés au premier ordre (formule (59)), cette liberté est justifiée.

Dès lors, augmenter la limite élastique des lisses n'améliorerait que leur comportement à l'ELU. Or, c'est le critère à l'ELS qui les dimensionne.

Influence de la connexion lisse-montant sur les conditions de design On regarde maintenant l'effet de la variation de la rigidité lisse-montant sur les valeurs $\alpha_{s,2}$ le multiplicateur de charge de service sur la flèche horizontale maximale autorisée en tête de structure et α_u le multiplicateur de charge à la ruine de la structure afin de déterminer quel critère est dimensionnant.

Les graphes ont montré que lorsque la rigidité du connecteur augmente, plus d'efforts sont présents dans l'assemblage (figure 54 a)). De plus, les tests des assemblages lisse-montant du constructeur Stow ont montré que plus la rigidité du connecteur est importante, plus son moment résistant l'est aussi. Ce sont des tests qui permettent de mettre en évidence ces relations rigidité-moment résistant (paragraphe I.4.2). Dès lors, pour plus de crédibilité, ce sont des couples existants d'assemblages lisses-montants, qui sont testés ici.

Bien que le type de lisse et de montant soient capitaux dans la détermination de la rigidité et du moment résistant du connecteur, on supposera ici que le système lisse-montant reste inchangé. Cela ne reflète pas la réalité mais cela permet de mettre en évidence uniquement l'influence de la connexion lisse-montant sur le dimensionnement de la structure.

Sur la figure 57, on voit l'évolution du multiplicateur de ruine α_u et du multiplicateur de service (flèche horizontale) $\alpha_{s,2}$. Dans la dernière colonne du tableau 16, on voit l'évolution du rapport $\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$ en fonction de la rigidité du connecteur lisse-montant. Le coefficient de sécurité γ_F sur la pondération des charges est de 1,5. Dès lors, si le rapport $\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$ est supérieur à 1,5 le critère dimensionnant est l'ELS tandis que s'il est inférieur à 1,5, le critère dimensionnant est l'ELU.

Plus la rigidité de l'assemblage est importante, plus on se rapproche du critère de dimensionnement à l'ELU et non plus sur les ELS.

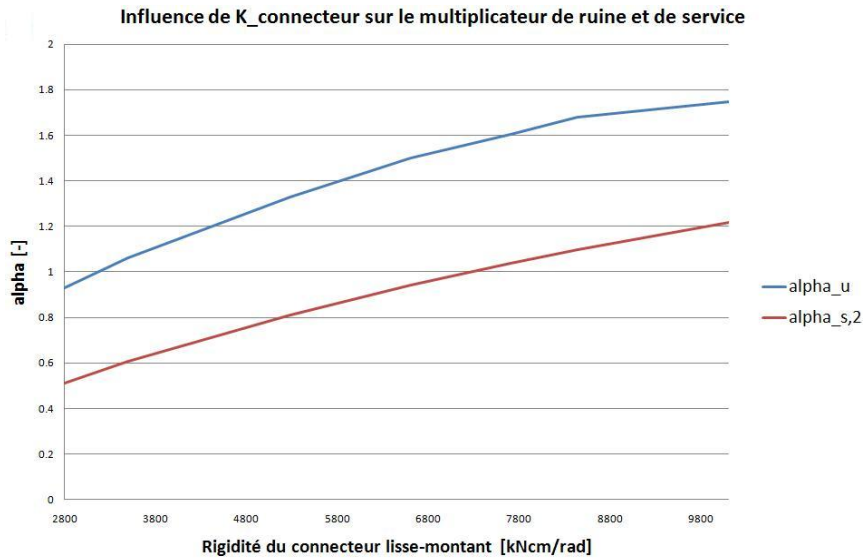


FIGURE 57 – Influence de la rigidité du connecteur lisse-montant sur les multiplicateurs de ruine et de service

$K_{lisse-montant}$ [kN.cm/rad]	α_u	$\frac{\alpha_{u,base}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_{s,2,base}}{\alpha_{s,2}}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
2800	0.93	1.72	0.51	2.03	1.82 → ELS
3500	1.06	1.51	0.61	1.71	1.75 → ELS
5280	1.33	1.20	0.812	1.28	1.64 → ELS
6600	1.50	1.07	0.94	1.10	1.59 → ELS
7700	1.60	1	1.04	1	1.54 → ELS
8440	1.768	0.95	1.1	0.94	1.53 → ELS
10100	1.75	0.91	1.22	0.85	1.43 → ELU

TABLE 16 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes valeurs de rigidités du connecteur lisse-montant

Le tableau 17 met lui en évidence le fait que plus la rigidité du connecteur lisse-montant est importante, plus les effets du second ordre s'éloignent. Cela se traduit par une augmentation du multiplicateur de charge critique élastique α_{cr} . En effet, le tableau 17 montre que si l'on multiplie par 4 la valeur de la rigidité minimale du connecteur lisse-montant ($K_{lisse-montant} = 2800kN.cm/rad$), le multiplicateur critique est multiplié par 2.

Dès lors, avec une structure dimensionnée aux ELU, il peut devenir intéressant de regarder les possibilités d'utilisation de l'acier à plus haute performance. Néanmoins, pour que ce soit le cas, on doit avoir une contrainte procurée par le connecteur lisse-montant relativement importante.

$K_{\text{lisser-montant}}$ [kN.cm/rad]	α_{cr}	$\frac{\alpha_{cr\text{base}}}{\alpha_{cr}}$
2800	1.25	1.68
3500	1.40	1.50
5280	1.79	1.17
6600	1.97	1.07
7700	2.1	1
8440	2.23	0.94
10100	2.42	0.87

TABLE 17 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de rigidités du connecteur lisse-montant

II.1.4.3 Influence de l'assemblage de pied de montant

Introduction La rigidité et le moment résistant de l'assemblage en pied de montant sont tributaires de l'effort normal régnant dans le montant.

Néanmoins, la référence prise en terme de rigidité est celle de la structure analysée, environ 15000kNcm/rad au vu de l'effort normal régnant dans les montants inférieurs. La rigidité du pied de montant et le moment résistant qui lui est associé peuvent sans grande approximation être considérés comme linéairement proportionnels tel que le montre le graphe de la figure 58. Ainsi, pour une rigidité K_h de 15000kNcm/rad , on a un moment résistant M_{Rd} de 180kNcm en accord avec les valeurs adaptées du fabricant Stow.

Le chargement de la structure est toujours de 2 tonnes par paire de lisses.

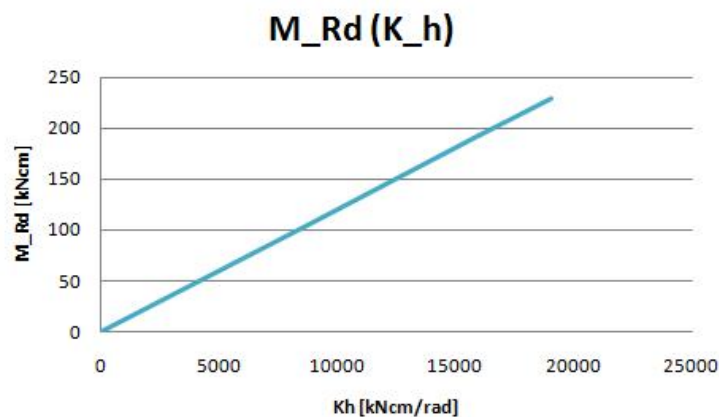


FIGURE 58 – Relation entre le moment résistant et la rigidité en pied de montant

Une étude paramétrique est menée en faisant varier la rigidité de base notée K_h et son moment résistant M_{Rd} en accord avec la relation linéaire du graphe de la figure 58. On regarde l'évolution du multiplicateur de ruine α_u et du multiplicateur de service $\alpha_{s,2}$ (flèche horizontale en tête de structure). L'évolution du multiplicateur critique est également évaluée.

Une dernière remarque introductive s'impose; la valeur de la rigidité et du moment résistant de l'assemblage en pied de montant dépendent du type de montant utilisé. On considère dans cette étude paramétrique que la géométrie du montant

reste inchangée afin de mettre en évidence uniquement l'influence de la rigidité de la connexion en pied de montant. En effet, si la géométrie du montant est modifiée cela aura également un impact sur la réponse de la structure. Si l'on augmente par exemple l'inertie du montant, la structure aura moins tendance à se déplacer transversalement, etc.

Influence de la rigidité du pied de montant Le tableau 18 est un résumé de l'évolution du multiplicateur de charge ultime α_u et du multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,2}$ lorsque la rigidité du pied de montant varie.

Le multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,2}$ est toujours défini comme étant le multiplicateur de charge pour lequel le déplacement maximal en tête vaut :

$$depl_{max} = \frac{H}{800}$$

Le multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,1}$ sur la flèche verticale maximale autorisée des lisses n'est pas modifié lorsque la rigidité en pied de montant varie, il est uniquement tributaire de la rigidité de la connexion lisse-montant pour une même charge uniforme sur les lisses et un même type de lisses (même longueur et même inertie).

K_h	α_u	$\frac{\alpha_{ubase}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_{s,2base}}{\alpha_{s,2}}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
$K_h/10$	1.118	1.43	0.700	1.48	1.60 → ELS
$K_h/5$	1.248	1.28	0.790	1.31	1.58 → ELS
$K_h/2$	1.485	1.08	0.943	1.10	1.57 → ELS
K_h	1.602	1	1.038	1	1.54 → ELS
$2 * K_h$	1.665	0.96	1.158	0.89	1.43 → ELU
$5 * K_h$	1.70	0.94	1.246	0.83	1.36 → ELU
$10 * K_h$	1.70	0.94	1.284	0.81	1.33 → ELU
$50 * K_h$	1.70	0.94	1.315	0.80	1.29 → ELU
$100 * K_h$	1.70	0.94	1.319	0.80	1.29 → ELU

TABLE 18 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes valeurs de rigidités en pied de montant

Cette étude paramétrique est réalisée à l'aide du logiciel PEP Micro présenté au paragraphe II.1.3.

La figure 59 représente les relations entre le multiplicateur de charge ultime α_u , le multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,2}$ et la rigidité en pied de montant K_h . Ce graphe (figure 59) permet de mettre en avant l'influence de la connexion en pied de montant sur la réponse de la structure. Si on considère une structure dont la rigidité en sa base vaut $K_h/10$ (et son moment résistant M_{Rd} associé) et la structure de base analysée, on remarque une perte de 30% du multiplicateur de ruine et une perte de 33% du multiplicateur de service. Tandis qu'on identifie une asymptote horizontale pour une valeur de α_u de 1,70 dès que la rigidité initiale est multipliée

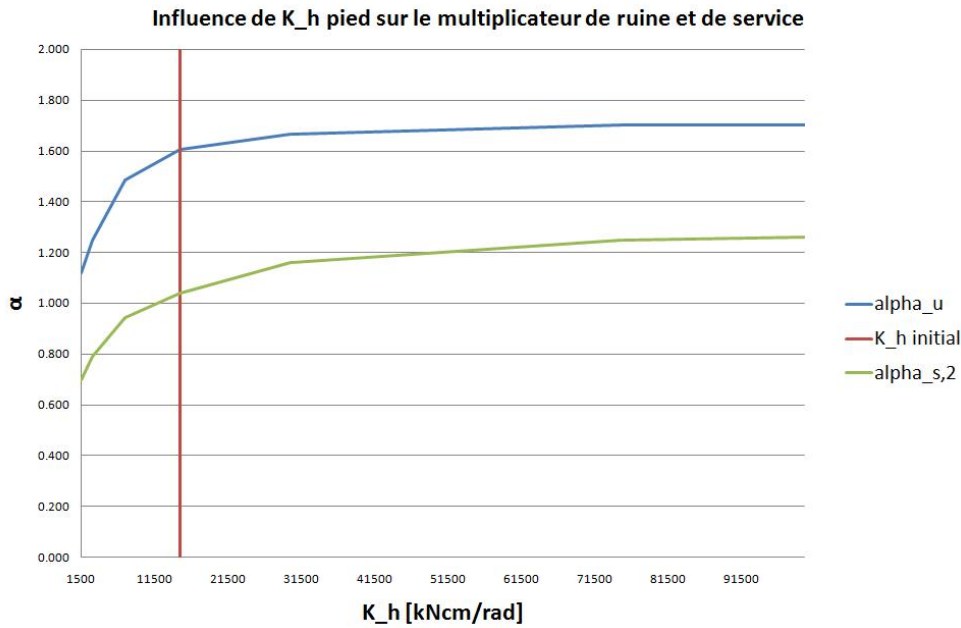


FIGURE 59 – Relation entre α_u , $\alpha_{s,2}$ et la rigidité en pied de montant

par un facteur 10.

Cette remarque s'applique moins en ce qui concerne le multiplicateur de service $\alpha_{s,2}$ qui continue à augmenter lorsque la rigidité en base augmente, on n'observe moins l'asymptote horizontale. Cela prouve que l'augmentation de la rigidité en pied de montant joue un rôle important dans la restrainte latérale de la structure.

Quant aux modes de ruine, il s'agit de ruines par instabilité, quelle que soit la valeur de K_h . Cependant, pour une valeur de K_h inférieure à la valeur de référence de $15000kNcm/rad$, aucune *plastification*⁷ n'est capable de se développer dans la structure tandis que pour des valeurs supérieures à la rigidité de référence, des atteintes successives du moment élastique à mi-travée des lisses apparaissent progressivement.

La dernière colonne du tableau 18 montre quel est le critère conditionnant le design en fonction de la rigidité en pied de montant.

Pour toutes les valeurs de rigidités du pied de montant inférieures et égales à la rigidité de base $K_h = 15000kNcm/rad$, on remarque que les structures sont dimensionnées à l'ELS (flèche horizontale) tandis que pour des valeurs supérieures à la rigidité de base, on remarque que ce sont les ELU qui gouvernent le dimensionnement.

En effet, on peut voir sur le tableau 19 que lorsque la rigidité en pied de montant est augmentée, le multiplicateur critique α_{cr} augmente, cela se traduit donc par une diminution des effets du second ordre dans la structure.

Pour une rigidité en pied 10 fois moins grande que celle du cas initial, on remarque une diminution du multiplicateur de charge critique de 40% par rapport au cas

7. On n'atteint jamais la limite élastique dans les fibres extrêmes de la section de droite

K_h	α_{cr}	$\frac{\alpha_{cr base}}{\alpha_{cr}}$
$K_h/10$	1.26	1.67
$K_h/5$	1.48	1.42
$K_h/2$	1.89	1.11
K_h	2.10	1
$2 * K_h$	2.30	0.91
$5 * K_h$	2.40	0.87
$10 * K_h$	2.43	0.86
$50 * K_h$	2.45	0.86
$100 * K_h$	2.45	0.86

TABLE 19 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de rigidités en pied de montant

initial. Tandis que plus on augmente la rigidité en pied de montant, plus le multiplicateur critique α_{cr} augmente mais il atteint un palier à 2,45.

II.1.4.4 Influence de la hauteur entre niveaux de pose

Introduction On appelle la hauteur entre niveaux de pose, la hauteur séparant chaque étage de lisses, dans le cas de l'exemple 1, elle vaut $160cm$. Une étude paramétrique va être menée pour mettre en évidence l'effet de la variation de cette hauteur sur les critères de dimensionnement de la structure.

De plus, il faut tenir compte de la modification de l'élançement des montants si l'on fait varier leur hauteur. Des hauteurs entre niveaux de pose plus grands seront d'une part pénalisés par le fait d'être plus sensibles aux moments engendrés par les effets du second d'ordre et également par le fait de leur plus grande sensibilité aux instabilités de barres. On a tenu compte de tout cela lors des simulations à l'aide du logiciel PEP Micro.

Modification de la hauteur entre niveaux de pose On a fait varier la hauteur entre niveaux de pose de $100cm$ à $200cm$. Cela représente des valeurs assez représentatives de la réalité. On regarde l'effet de cette variation sur le multiplicateur de ruine α_u , de service $\alpha_{s,2}$ et critique α_{cr} .

La hauteur entre niveaux de la structure de base est de $160cm$.

Les valeurs des multiplicateurs de ruine α_u et de service $\alpha_{s,2}$ en fonction de la hauteur entre niveaux de pose sont résumées au tableau 20.

On remarque dans le tableau 20 que la hauteur entre niveaux de pose a une influence non négligeable sur le comportement de la structure. En effet, pour des hauteurs jusque $150cm$, le dimensionnement de la structure se fait aux ELU. Plus l'élançement augmente, plus les effets d'instabilité se font sentir, les déformations dues au second ordre sont importantes et dès lors, les Etats Limites de Service sur la flèche horizontale en tête de structure deviennent prédominants. La dernière colonne du tableau 20 permet de mettre en évidence le critère dimensionnant.

H	α_u	$\frac{\alpha_{u,base}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_{s,2base}}{\alpha_{s,2}}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
100cm	1.80	0.89	1.80	0.58	1.00 → ELU
110cm	1.79	0.89	1.79	0.58	1.00 → ELU
120cm	1.76	0.91	1.73	0.60	1.02 → ELU
130cm	1.73	0.93	1.53	0.68	1.13 → ELU
140cm	1.71	0.94	1.30	0.80	1.32 → ELU
150cm	1.65	0.97	1.10	0.94	1.51 → ELS
160cm	1.60	1	1.04	1	1.54 → ELS
170cm	1.54	1.04	0.93	1.12	1.65 → ELS
180cm	1.45	1.10	0.82	1.26	1.76 → ELS
190cm	1.36	1.18	0.73	1.42	1.86 → ELS
200cm	1.28	1.25	0.66	1.57	1.94 → ELS

TABLE 20 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes hauteurs de niveaux de pose

Le graphe de la figure 60 reprend sous forme graphique les résultats du tableau 20 :

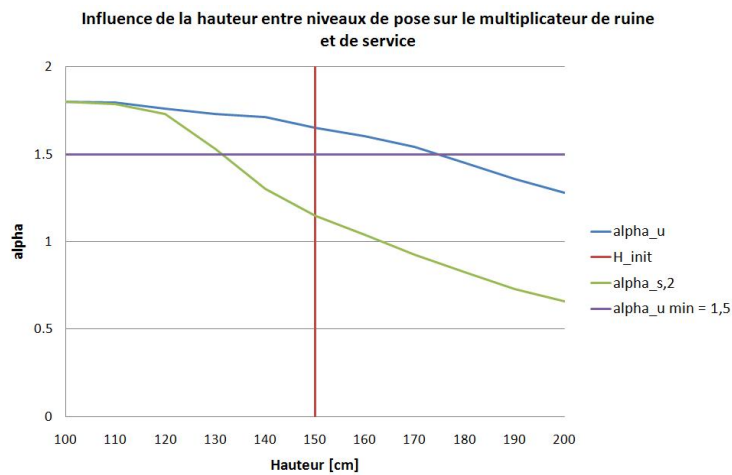


FIGURE 60 – Influence de la hauteur entre niveaux de pose sur le multiplicateur de ruine α_u et de service $\alpha_{s,2}$

On voit sur ce graphique (figure 60) que le fait d’augmenter la hauteur entre niveaux de pose a beaucoup plus d’effet sur le multiplicateur de service que le multiplicateur de ruine. Le multiplicateur de charge de service chute beaucoup plus rapidement lorsque la hauteur augmente et à partir d’une hauteur de 140cm, le rapport $\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$ devient supérieur à 1,5 (dernière colonne du tableau 20).

On peut voir dans le tableau 21 que lorsque la hauteur entre niveaux de pose est augmentée, le multiplicateur critique α_{cr} diminue, cela rend compte d’une augmentation des effets du second ordre dans la structure.

Dans le tableau 21, on remarque également que lorsqu’on passe d’une hauteur entre niveaux de pose de 100cm à 200cm, on a une perte de 60% de la valeur du multiplicateur de charge critique.

H	α_{cr}	$\frac{\alpha_{crbase}}{\alpha_{cr}}$
100cm	3.9	0.54
110cm	3.45	0.61
120cm	3.10	0.68
130cm	2.80	0.75
140cm	2.50	0.84
150cm	2.30	0.91
160cm	2.10	1
170cm	1.97	1.07
180cm	1.83	1.15
190cm	1.70	1.23
200cm	1.59	1.32

TABLE 21 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de hauteurs entre niveaux de pose

II.1.5 Intérêt des aciers HLE - Structure non-contreventée longitudinalement

Dans les structures non-contreventées dans le sens longitudinal, on remarque que la condition de dimensionnement est actuellement une condition aux ELS. La valorisation de l'utilisation de l'acier HLE ne peut se faire que dans le cadre d'une structure dont le dimensionnement serait aux ELU.

Or, principalement dus aux effets du second ordre et aux non-linéarités du système (assemblages semi-rigides en pieds de montants et connexions lisse-montant), les déplacements transversaux s'amplifient rapidement, rendant prépondérant le critère de flèche horizontale. De plus, il a été démontré que les lisses sont soumises à un critère de flèche verticale gouvernant leur dimensionnement.

Les problèmes de flèches horizontales peuvent être écartés par une augmentation de la rigidité transversale de la structure, qui procurera une diminution des effets du second ordre. Plusieurs pistes ont été envisagées dans l'étude paramétrique du paragraphe II.1.4, on retiendra :

- Augmentation de la rigidité de la connexion lisse-montant
- Augmentation de la rigidité de l'assemblage en pied de montant
- Diminution de la hauteur entre niveaux de pose

On pourrait également encore citer une augmentation de l'inertie des montants.

Dans le cas de structures à noeuds mobiles, comme c'est le cas ici, l'acier à haute performance n'a pas vraiment de rôle à jouer. Lorsque l'ELS ne dominera plus le dimensionnement des montants des structures non-contreventées, cela peut devenir une piste intéressante pour l'utilisation des aciers HLE.

II.2 Exemple 2 - Structure contreventée longitudinalement

On va, dans cette section, traiter le cas d'une structure contreventée dans le sens longitudinal. Le contreventement longitudinal augmente la rigidité transversale de la structure. Cela provoque principalement une augmentation du multiplicateur critique α_{cr} et une diminution des déplacements horizontaux. Les structures de stockage étant très sensibles aux effets du second ordre, provoquant leur ruine avant la formation d'un mécanisme de ruine local, il est intéressant d'éloigner cette ruine par instabilité.

D'autant plus, que dans le but de valoriser l'intérêt des aciers à haute limite d'élasticité, il est important de limiter les déplacements horizontaux en tête de structure soumis à des critères de flèches.

Les structures contreventées longitudinalement sont des structures communément utilisées pour le stockage. Néanmoins, la présence de contreventement induit une perte de flexibilité pour l'utilisateur.

II.2.1 Présentation de la structure

Le problème traité dans la seconde structure est identique au premier exemple. Cependant, un contreventement longitudinal est mis en place sur toute la hauteur de la structure (figure 61) :

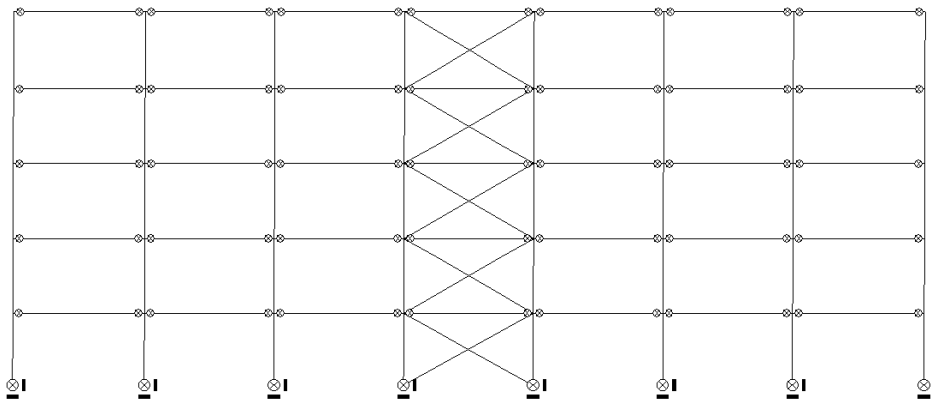


FIGURE 61 – Structure contreventée dans le sens longitudinal

Les barres de contreventement utilisées dans cet exemple sont des profilés en U dont les dimensions en façade/profondeur/épaisseur sont 50/50/3mm en acier dont la limite élastique vaut $24kN/cm^2$. Il s'agit de profilés les plus communément utilisés dans le système de contreventement longitudinal d'une structure.

Un cas intermédiaire peut également être utilisé, c'est-à-dire que des barres de contreventement peuvent être mises en place uniquement sur une partie de la hauteur de la structure.

Dans ce cas, l'imperfection initiale à donner à la partie contreventée est fournie par la formule (62) tandis que l'imperfection initiale de la partie non contreventée est fournie par la formule (46).

II.2.2 Résistance

Les formules de résistance pour les éléments lisses, montants et diagonales du panneau d'échelle sont identiques à ce qu'il a été fait au paragraphe II.1.2.

En ce qui concerne le calcul du contreventement longitudinal, seules les diagonales tendues sont considérées lors de l'analyse. En effet, vu leur élancement, il est inutile de les prendre en compte dans l'analyse car leur flambement est quasi immédiat.

Elles ne sont soumises qu'à des efforts normaux de traction, dès lors, par la formule (4) où A_{eff} est égale à A_g , la résistance à la traction vaut :

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \frac{4,16.24}{1,1} \\ &= 90,76kN \end{aligned}$$

De plus, pour l'analyse, seuls 25% de l'aire de la section de la diagonale doivent être considérés, cela couvre le jeu des boulons et une compression qui pourrait apparaître dans le contreventement suite aux charges verticales.

II.2.3 Analyse de la structure par PEP

II.2.3.1 Imperfection globale

L'imperfection à considérer, prescrite par la norme EN 15512[1] pour un rack entièrement contreventé sur la hauteur, est (équation (62)) :

$$\Phi = \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{n_f}\right)2\Phi_s} \quad (62)$$

Où n_f , dans la direction longitudinale est égal au nombre de montant(s) dans la direction longitudinale, soit $n_f = 8$. Φ_s a été défini au paragraphe II.1.3.2, on trouve alors une imperfection globale de $\frac{1}{377}$.

II.2.3.2 Analyse globale au second ordre du portique longitudinal

La structure analysée, ses noeuds et éléments sont illustrés à la figure 62 :

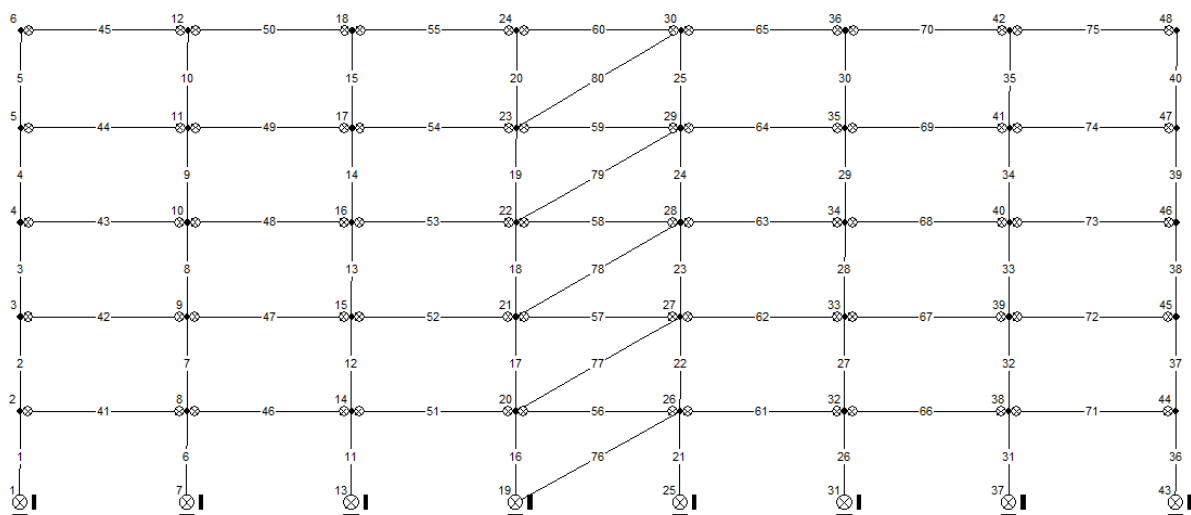


FIGURE 62 – Structure contreventée dans le sens longitudinal

Analyse élastique géométriquement non linéaire Il s’agit de mettre en évidence le multiplicateur critique de la structure.

Dans le cas de cette structure contreventée, PEP Micro renvoie une valeur :

$$\alpha_{cr} = 11.2$$

Selon la norme EN 15512[1], l’ossature peut être considérée comme insensible aux effets du second ordre. En effet le rapport,

$$\frac{\alpha_{Sd}}{\alpha_{cr}} < 0,1$$

Analyse non linéaire complète Une analyse non linéaire matériellement et géométriquement est menée.

La figure 63 schématise la distribution des moments de flexion dans la structure. On y remarque des effets du second ordre nettement moins marqués. Les moments dus aux déplacements transversaux sont moindres autant dans les lisses que dans les montants.

Sur les lisses, la distribution des moments y est quasi symétrique, telle qu’une analyse premier ordre le prédirait (figure 64).

Concernant le déplacement transversal du noeud 6 (figure 63), on peut voir sur le graphe de la figure 65 que l’effet du contreventement est bel et bien d’éloigner la structure de la charge critique. Sur le graphique facteur de charge - déplacement de la figure 65, on peut voir que le déplacement n’atteint pas le demi centimètre.

Grâce à la présence du contreventement, le mode de ruine n’est plus une ruine par instabilité mais une ruine suite à la formation d’un mécanisme de type poutre⁸

8. Atteinte du moment élastique à mi-travée de la lisse et du moment résistant des connecteurs. Le calcul plastique de la lisse est autorisé comme le préconise l’article *Plastic design of pallets racks beams* [10]

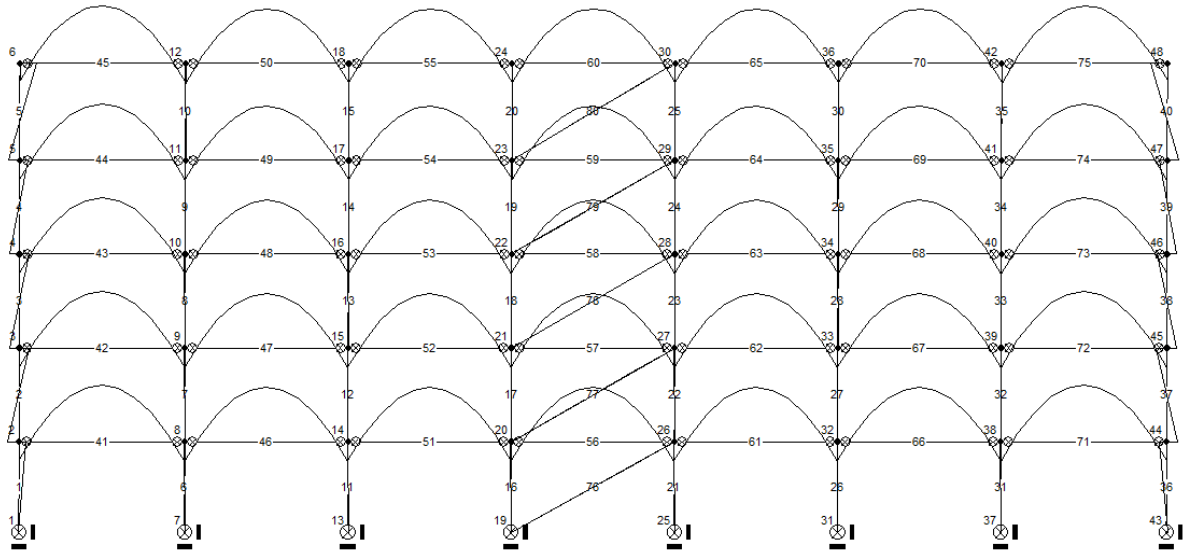


FIGURE 63 – Structure contreventée dans le sens longitudinal - Répartition des moments de flexion

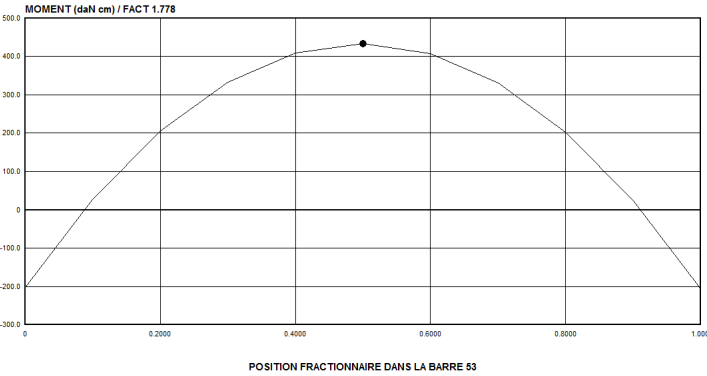


FIGURE 64 – Structure contreventée dans le sens longitudinal - Répartition des moments de flexion dans la lisse 53

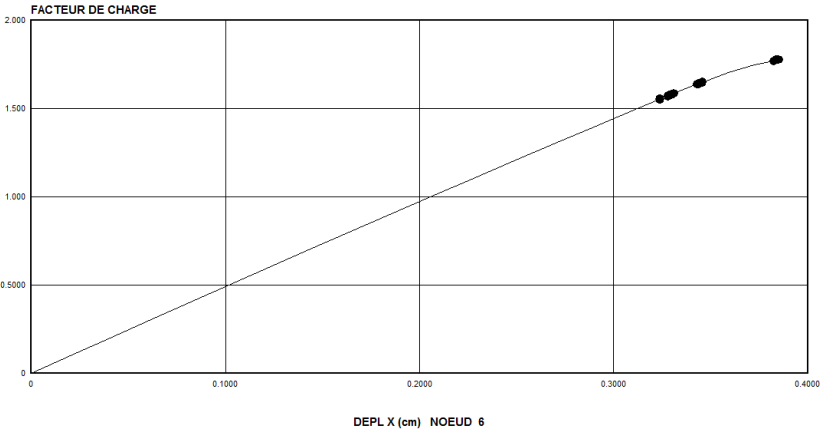


FIGURE 65 – Structure contreventée dans le sens longitudinal - Déplacement du noeud 6 selon x

dans la barre 73 pour un facteur de charge de 1,80.

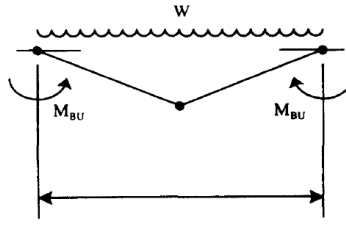


FIGURE 66 – Mécanisme de ruine de type poutre dans une lisse[10]

La mise en place du contreventement permet un gain de résistance de 12,5% dans la direction longitudinale par rapport au cas 1 non contreventé (paragraphe II.1.3.3).

II.2.3.3 Identification des modes de ruine

Dans le cas de l'exemple 2, on a tout d'abord une succession d'atteintes du moment élastique à mi-travée des lisses ; Par la suite, après la redistribution des efforts, les assemblages lisse-montant se plastifient à leur tour jusqu'à la formation d'un mécanisme de type poutre dans la lisse 73 (figure 63).

Cependant, dans ce cas contreventé, le dimensionnement est ici gouverné par les ELU et non plus les ELS restreignant la flèche horizontale en tête de structure (tableau 22). Le critère de flèche sur les lisses n'est pas modifié lorsqu'on passe d'une structure non contreventée à une structure contreventée.

$\alpha_{s,1}$	$\alpha_{s,2}$	α_u	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
1,1	>1,82	1,82	< 1 → ELU

TABLE 22 – Multiplicateurs de charge - Exemple de base

On se trouve dans un cas où l'acier HLE aurait un rôle à jouer dans les montants.

II.2.4 Etudes paramétriques et intérêt de l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité

Des études paramétriques vont également être menées dans le cadre d'une structure contreventée.

II.2.4.1 Cas de base - Exemple 2

La condition de dimensionnement du cas de l'exemple 2 n'est plus restrictive sur le déplacement horizontal en tête de la structure. Le critère de dimensionnement est maintenant un critère de résistance, la structure est dimensionnée aux ELU (tableau 22).

Le critère de dimensionnement sur les lisses n'est pas affecté que la structure soit contreventée ou non, il a été démontré au paragraphe II.1.4.2 que ce sont les ELS sur la flèche verticale maximale autorisée qui sont dimensionnants.

II.2.4.2 Modification de la restreinte du connecteur lisse-montant

Comme cela a été réalisé dans le cas de la structure non contreventée, on analyse ici l'influence de la variation de la rigidité de la connexion lisse-montant. On se base toujours sur des couples rigidité-moment résistant existant.

Le tableau 23 met en évidence la valeur du multiplicateur de ruine α_u et du multiplicateur de service sur la flèche horizontale maximale autorisée en tête de structure $\alpha_{s,2}$. La dernière colonne de ce tableau met en évidence le critère dimensionnant (ELS ou ELU) de la structure contreventée lorsque la restreinte offerte par le connecteur varie.

$K_{\text{lisse-montant}}$ [kN.cm/rad]	α_u	$\frac{\alpha_{u\text{base}}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
2800	1.42	1.28	>1.42	<1 → ELU
3500	1.49	1.22	>1.49	<1 → ELU
5280	1.63	1.12	>1.63	<1 → ELU
6600	1.75	1.04	>1.75	<1 → ELU
7700	1.82	1	>1.82	<1 → ELU
8440	1.82	1	>1.82	<1 → ELU
10100	1.87	0.97	>1.87	<1 → ELU

TABLE 23 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes valeurs de rigidités du connecteur lisse-montant

On remarque que, contrairement au cas non-contreventé, quelle que soit la valeur de la rigidité du connecteur lisse-montant la condition de design gouvernant le dimensionnement de la structure est une condition de résistance, le rack est dimensionné aux ELU.

Le tableau 24 synthétise la valeur des multiplicateurs critiques α_{cr} pour chaque rigidité testée :

$K_{\text{lisse-montant}}$ [kN.cm/rad]	α_{cr}	$\frac{\alpha_{cr\text{base}}}{\alpha_{cr}}$
2800	10.3	1.08
3500	10.5	1.06
5280	10.8	1.03
6600	11	1.01
7700	11.17	1
8440	11.2	0.99
10100	11.4	0.98

TABLE 24 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de rigidités du connecteur lisse-montant

On remarque que quelles que soient les valeurs de rigidité de l'assemblage lisse-montant, le multiplicateur critique α_{cr} est supérieur à 10.

La structure contreventée peut donc être considérée à noeuds fixes.

II.2.4.3 Influence de l'assemblage de pied de montant

Le tableau 25 synthétise l'évolution du multiplicateur de charge ultime α_u et du multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,2}$ lorsque la rigidité du pied de montant varie (en accord avec la relation de la figure 58).

Le multiplicateur de charge de service $\alpha_{s,2}$ est toujours le multiplicateur de charge pour lequel le déplacement maximal en tête vaut :

$$depl_{max} = \frac{H}{800}$$

K_h	α_u	$\frac{\alpha_{ubase}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
$K_h/10$	1.81	1.005	>1.81	<1 → ELU
$K_h/5$	1.81	1.005	>1.81	<1 → ELU
$K_h/2$	1.81	1.005	>1.81	<1 → ELU
K_h	1.82	1	>1.82	<1 → ELU
$2 * K_h$	1.82	1	>1.82	<1 → ELU
$5 * K_h$	1.83	0.99	>1.83	<1 → ELU
$10 * K_h$	1.83	0.99	>1.83	<1 → ELU
$50 * K_h$	1.83	0.99	>1.83	<1 → ELU
$100 * K_h$	1.83	0.99	>1.83	<1 → ELU

TABLE 25 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes valeurs de rigidités en pied de montant

Le tableau 25 permet de mettre en avant l'influence de la connexion en pied de montant sur la réponse de la structure. Si on compare une structure dont la rigidité en sa base vaut $K_h/10$ (et son moment résistant M_{Rd} associé) et la structure de base analysée, on remarque dans le cas d'une structure contreventée, une perte de seulement 0,5% sur le multiplicateur de ruine α_u . Le multiplicateur de service n'est pas directement calculable car la structure atteint la ruine avant que le déplacement maximal en tête de rack autorisé par la norme [1] soit atteint.

On identifie une asymptote horizontale pour une valeur de α_u de 1,83 dès que la rigidité initiale est multipliée par un facteur 5. Néanmoins, on remarque tout de même que la valeur du multiplicateur de ruine ne varie pas de manière significative ; il passe de 1,81 pour une rigidité en pied divisée par 10 à 1,83 pour une rigidité en pied multipliée par 100.

La dernière colonne du tableau 25 montre quel est le critère conditionnant le dimensionnement en fonction de la rigidité en pied de montant.

Pour toutes les valeurs de rigidités du pied de montant inférieures ou supérieures à la rigidité de base $K_h = 15000kNcm/rad$, les structures sont dimensionnées à l'ELU.

On peut voir sur le tableau 26 que même lorsque la rigidité en pied de montant est faible, $K_h/10$, le multiplicateur critique a déjà une valeur relativement élevée de

9.4. Lorsqu'on augmente la rigidité en pied de montant de base, le multiplicateur critique α_{cr} augmente mais pas de manière très significative, le contreventement à lui seul est capable de diminuer les effets du second ordre.

K_h	α_{cr}	$\frac{\alpha_{crbase}}{\alpha_{cr}}$
$K_h/10$	9.4	1.19
$K_h/5$	9.9	1.13
$K_h/2$	10.6	1.05
K_h	11.17	1
$2 * K_h$	11.4	0.98
$5 * K_h$	11.6	0.96
$10 * K_h$	11.7	0.95
$50 * K_h$	11.7	0.95
$100 * K_h$	11.7	0.95

TABLE 26 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de rigidités en pied de montant

Plus on augmente la rigidité en pied de montant, plus le multiplicateur critique α_{cr} augmente mais il atteint un palier à 11,7 dès que la rigidité de base est multipliée par 10.

II.2.4.4 Influence de la hauteur entre niveaux de pose

On va ici encore vérifier le critère de dimensionnement de la structure lorsque la hauteur entre niveaux de pose varie. Dans le cas d'une structure non-contreventée, on avait mis en évidence une dépendance entre la condition de design (ELS ou ELU) et la hauteur entre niveaux de pose des lisses (tableau 20).

On fait varier la hauteur entre niveaux de pose entre 100 et 200cm, dans l'exemple 2, la hauteur est de 160cm.

Les valeurs des multiplicateurs de ruine α_u et de service $\alpha_{s,2}$ en fonction de la hauteur entre niveaux de pose sont résumées au tableau 27.

On remarque dans le tableau 27 que la hauteur entre niveaux de pose a une influence relativement négligeable sur le multiplicateur de ruine α_u de la structure. En effet, pour des hauteurs de niveaux de pose de 100 et de 200cm, il n'y a une diminution du multiplicateur de ruine que de 2,17%. La dernière colonne du tableau 20 permet de mettre en évidence le critère dimensionnant, quelle que soit la hauteur entre niveaux de pose, on se trouve face à un dimensionnement aux ELU.

H	α_u	$\frac{\alpha_{u base}}{\alpha_u}$	$\alpha_{s,2}$	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{s,2}}$
100cm	1.84	0.99	>1.84	<1.00 → ELU
110cm	1.84	0.99	>1.84	<1.00 → ELU
120cm	1.84	0.99	>1.84	<1.00 → ELU
130cm	1.83	0.99	>1.83	<1.00 → ELU
140cm	1.83	0.99	>1.83	<1.00 → ELU
150cm	1.82	1	>1.82	<1.00 → ELU
160cm	1.82	1	>1.82	<1.00 → ELU
170cm	1.81	1.005	>1.81	<1.00 → ELU
180cm	1.80	1.01	>1.80	<1.00 → ELU
190cm	1.80	1.01	>1.80	<1.00 → ELU
200cm	1.80	1.01	>1.80	<1.00 → ELU

TABLE 27 – Multiplicateurs de charge ultime et de service pour différentes hauteurs de niveaux de pose

Dans le tableau 28 on remarque que lorsque la hauteur entre niveaux de pose est augmentée, le multiplicateur critique α_{cr} diminue, cela rend compte d'une augmentation des effets du second ordre dans la structure.

H	α_{cr}	$\frac{\alpha_{cr base}}{\alpha_{cr}}$
100cm	12.4	0.90
110cm	12.3	0.91
120cm	11.6	0.96
130cm	11.4	0.98
140cm	11.3	0.99
150cm	11.2	1
160cm	11.17	1
170cm	10.3	1.08
180cm	9.7	1.15
190cm	8.85	1.26
200cm	8.20	1.36

TABLE 28 – Multiplicateurs de charge critique pour différentes valeurs de hauteurs entre niveaux de pose

Dans le tableau 28, on remarque également que lorsqu'on passe d'une hauteur entre niveaux de pose de 100cm à 200cm, on a une perte de 45% de la valeur du multiplicateur de charge critique.

II.2.5 Intérêt des aciers HLE - Structure contreventée longitudinalement

Dans les structures contreventées longitudinalement, le système de contreventement permet d'éloigner les effets du second ordre si bien qu'ils deviennent négligeables. Le critère de dimensionnement des structures contreventées est toujours

un critère de résistance. Les petites études paramétriques menées arrivent toujours à cette conclusion.

Dès lors, on a ici un champ potentiel d'application des aciers à haute limite élastique. Les critères de flèches ayant été éloignés (pour les montants, du moins), on tient éventuellement une piste pour la valorisation des aciers à haute performance. Cette piste est développée dans la section suivante (paragraphe II.3).

II.3 Utilité des aciers à haute limite d'élasticité

II.3.1 Introduction

L'étude qui suit est basée sur l'article *Using high strength steel circular tube for steel and composite columns : economic aspect*[11].

L'intérêt économique qui pourrait être tiré des aciers HLE vient du fait que leur prix augmente plus lentement que leur limite d'élasticité[11].

Cependant, comme il a déjà été démontré dans ce qui précède, l'intérêt des aciers HLE n'a de sens que lorsque les flèches horizontales sont relativement réduites. Leur champ d'application a donc été défini.

On s'intéresse dès lors dans ce paragraphe à l'intérêt de l'utilisation de l'acier HLE pour les montants des structures de stockage dont le contreventement procure une diminution de flèche horizontale ainsi qu'une diminution des effets du second ordre. Autrement dit, dans des structures qui sont contreventées à noeuds fixes, comme dans le cas de l'exemple 2 (paragraphe II.2). Ce dernier point doit être primordiallement respecté afin que ce qui suit soit d'application.

On souligne le fait que l'intérêt n'est pas spécialement d'augmenter le multiplicateur de ruine de la structure mais plutôt d'investiguer s'il n'est pas plus intéressant d'un point de vue économique, pour une même sécurité, de mettre en avant l'utilisation d'aciers HLE.

Pour le cas de charge considéré de deux tonnes par paire de lisses sur toutes les lisses de la structure, les montants dimensionnants sont les montants entre le sol et le premier niveau, ce sont les plus chargés axialement. Les montants extrêmes sont également soumis à un moment de flexion mais l'effort axial est deux fois moindre que dans les montants centraux.

Pour une géométrie de montant donnée, dans une structure contreventée à noeuds fixes, on peut déterminer si ce sont les montants centraux ou extrêmes en dessous du premier niveau qui sont dimensionnants en utilisant la formule d'interaction $M - N$ figurant dans la EN 15 512[1] (formule (63)).

$$\frac{N_{sd}}{\frac{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{M_{sd}}{\frac{\chi_{LT} \cdot W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (63)$$

Où

- N_{sd} est l'effort normal sollicitant de calcul ;
- M_{sd} est le moment de flexion sollicitant de calcul ;
- χ_{min} est le coefficient de réduction minimum parmi les coefficients de réduction dû au flambement (axe fort, axe faible, flexion-torsion) et dû à la distorsion (formule (16)) ;
- γ_{M_1} est le coefficient de sécurité sur la résistance, il vaut 1,1 ;
- A_{eff} est l'aire efficace de la section de droite, elle est déterminée par essai de tronçon court (paragraphe I.4.2) ;
- W_{eff} est le module élastique efficace de flexion, il peut être approximé par :

$$W_{eff} = \frac{A_{eff}}{A_g} W_{elastique}$$

- χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement, on le détermine par le rapport :

$$\chi_{LT} = \frac{A_{eff}}{A_g}$$

- f_y est la limite d'élasticité de l'acier utilisé.

Les montants les plus dimensionnants sont ceux qui vérifient la condition de la formule (63) de la manière la plus restrictive. On peut considérer que χ_{min} est identique pour les montants extrêmes et centraux, cela ne constitue pas une grande approximation (voir tableau 7). Pour un même type de montant, les quantités A_{eff} , f_y et W_{eff} sont identiques. L'effort normal dans les montants extrêmes valant la moitié de celui dans les montants centraux et en considérant que les montants extrêmes sont fléchis.

La condition de la formule (63) est la plus restrictive pour les montants centraux. En effet, en considérant une charge de deux tonnes par paires de lisses dans une structure contreventée, on a environ $50kN$ en compression dans les montants centraux, $25kN$ en compression et une flexion de $33kN.cm$ dans les montants extrêmes sous charges de service :

$$\frac{50}{\frac{0,71.3,8.38}{\gamma_{M_1}}} = 0,54$$
$$\frac{25}{\frac{0,71.3,8.38}{\gamma_{M_1}}} + \frac{33}{\frac{0,85.9,4.38}{\gamma_{M_1}}} = 0,38$$

Ce sont donc les montants centraux qui sont étudiés, ces derniers ne sont soumis qu'à des efforts axiaux dans une structure contreventée à noeuds fixes sous un chargement uniforme sur toutes les lisses (voir figure 63).

Les hypothèses adoptées sont donc les suivantes :

- Géométrie de montant issue du catalogue Stow dont on fait varier l'épaisseur ;
- Prise en compte de la réduction d'aire efficace du profilé et de la manifestation du distorsionnel lorsque la nuance d'acier augmente ;

- Montants centraux soumis uniquement à des efforts normaux (cas d’une structure contreventée à noeuds fixes chargée uniformément sur toutes les travées);
- Système de lisses (nuance d’acier, géométrie) considéré constant pour l’étude;
- Système de contreventement transversal considéré constant pour l’étude;
- Rigidité du pied de montant variant avec l’effort normal.

Dans les hypothèses pré-citées, on précise qu’on effectue une variation de l’épaisseur des parois du montant de l’exemple 1 et 2, il n’y a pas d’optimisation des paramètres définissant la section de droite du montant, il s’agit bien d’une étude à l’aide de valeurs discrètes. On augmente l’épaisseur des parois entre 1,5 et 3,5mm avec un pas de 0,01mm. La limite inférieure d’épaisseur de 1,5mm a été fixée, il est rare de voir apparaître des profilés d’épaisseur inférieure dans ce genre de structure.

Les paramètres définissant la section sont plus nombreux que dans le cas d’une colonne tubulaire de l’article *Using high strength steel circular tube for steel and composite columns : economic aspect*[11] et on se limite ici à trouver l’épaisseur minimale qui satisfasse la condition de la formule (63). En jouant uniquement sur l’épaisseur, on balaye une aire brute allant de 4cm² à 8,4cm².

L’approche basée sur la variation de l’épaisseur sert de base bien qu’il faille souligner que les géométries testées sont déjà des géométries optimisées par le constructeur Stow et dont la limite élastique est fixée. Chaque type de montant est dès lors bien spécifié par sa géométrie (épaisseur, ...) et sa limite élastique qui lui est propre.

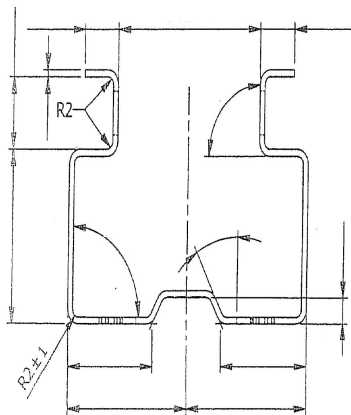


FIGURE 67 – Paramètres définissant la géométrie d’une section de montant

De plus, il ne faut pas perdre de vue le fait que les montants sont des éléments qui sont testés dans le but de déterminer leur aire efficace et ce pour un type d’acier donné. Dès lors, lorsque la nuance d’acier augmente, le montant est naturellement plus sensible au voilement local ce qui engendre une diminution de son aire efficace. Il faut également tenir compte du distorsionnel qui risquerait également de se manifester.

Etant donné qu’autant de tests ne sont pas réalisables dans le cadre de ce travail, des méthodes approchées ont été mises en oeuvre afin de tenir compte de la diminution de l’aire efficace ainsi que de la plus grande manifestation du distorsionnel.

II.3.2 Prise en compte de la diminution de l'aire efficace

Les montants sont des profilés dont les sections sont de classe 4, dès lors, ils sont sujets au voilement local des parois. On peut remarquer sur la figure 67 que la section type d'un montant est munie de raidisseurs de bord et d'un raidisseur intermédiaire. En effet, le comportement diffère pour les parois en console et les parois internes, les parois en console sont dites *non-raidiées* et sont plus sensibles au voilement local, c'est pour cela que les parois en console des sections des montants (figure 67) sont équipées de raidisseurs de bord pour diminuer l'effet du voilement local. De même, les raidisseurs intermédiaires jouent ce même rôle de raidisseur et améliorent le comportement au voilement car en venant faire un pli au milieu de la paroi, on diminue de moitié l'élanement de la paroi λ_p défini par l'équation (64) (Eurocode 3, partie 1.3 [9]).

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot f_{y,b}}{\pi^2 \cdot E \cdot k_\sigma}} \quad (64)$$

L'élanement de paroi (formule (64)) est fonction de la limite élastique du profilé, plus la limite élastique est importante, plus l'élanement de paroi augmente. Les effets du voilement local sont donc plus susceptibles de se manifester.

Toutes les données de la formule (64) restent constantes pour une géométrie donnée si ce n'est la limite élastique $f_{y,b}$ qui varie lorsqu'on passe d'une nuance d'acier à une autre. Le voilement local doit être pris en compte par une réduction de l'aire de la section de droite à l'aide du coefficient de réduction ρ (équations (65) et (66)) :

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \rightarrow \rho = 1 \quad (65)$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,673 \rightarrow \rho = \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p}\right) \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \quad (66)$$

La méthode approchée est dès lors basée sur le calcul de l'aire efficace décrite par l'Eurocode 3 partie 1.3 [9]. Certes, il s'agit d'un calcul d'aire efficace d'un profilé qui serait non perforé mais cela permet tout de même d'obtenir un ordre de grandeur de la sensibilité au voilement local des parois lorsque la nuance d'acier augmente.

Il est utile de faire remarquer que le calcul effectué ne tient pas compte d'une première diminution de l'aire de la section, celle de l'aire brute suite aux perforations. En d'autres termes, on n'effectue pas de calcul d'aire nette de la section du montant. Seuls les effets du voilement local et pas ceux des perforations sont pris en compte pour le calcul de l'aire efficace.

La démarche est la suivante ; on calcule l'aire efficace du montant en le considérant comme non perforé, ce calcul fait référence à la partie 1.3 de l'Eurocode 3 sur

les profilés à parois minces [9]. Ce calcul d'aire efficace est réalisé pour toutes les valeurs d'épaisseur du montant et pour chaque nuance d'acier du tableau 14. Ensuite, on obtient un ordre de grandeur de la diminution de l'aire efficace pour une géométrie donnée lorsque l'acier à plus haute limite élastique (HLE) est utilisé par rapport à un acier normal (NS) avec le ratio de la formule (68) :

$$Diminution_{A_{eff}} \propto \frac{A_{eff,NS}}{A_{eff,HLE}} \quad (68)$$

Ce calcul ne tient pas compte de l'influence des trous des profilés dans la définition de l'aire efficace, pour tenir compte de ces trous de la manière la plus rigoureuse, il faut procéder à des essais de tronçons courts (paragraphe I.4.2). Des essais de tronçons courts étant plus difficiles à mettre en oeuvre pour chaque section et pour chaque nuance d'acier du tableau 14, il s'agit donc d'une démarche intellectuelle réalisée afin de ne pas négliger cet aspect.

Le calcul détaillé de l'aire efficace d'un profilé comprenant des raidisseurs comme c'est communément le cas pour des montants de structures de stockage, se trouve en annexe C du présent travail.

Dans le tableau 29, se trouve le rapport de l'aire efficace du montant dont la limite élastique vaut $f_{y,b}$ par rapport à l'aire efficace du montant dont la limite élastique $f_{y,b}$ vaut $355MPa$, il s'agit du cas du montant de base dont l'épaisseur vaut $1,75mm$:

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
$A_{s,eff,f_{y,b}}/A_{s,eff,355}$ [%]	100	99	99	98	97	95

TABLE 29 – Valeurs de l'aire efficace du raidisseur de bord $A_{s,eff}$ en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Ce tableau donne un ordre de grandeur de la diminution de l'aire efficace d'un élément de montant non perforé lorsque sa limite élastique devient plus grande. On remarque dans le tableau 29 que l'on a une perte maximum de 5% par rapport à un élément en $355MPa$ lorsqu'on travaille avec une nuance de $700MPa$.

II.3.3 Prise en compte de la manifestation du distorsionnel

Concernant la prise en compte du distorsionnel, on se base sur des résultats donnés par le logiciel de calcul CUFMS[5].

Ce logiciel permet de calculer les contraintes critiques en compression et de tenir compte de la réduction de résistance suite à la manifestation du distorsionnel.

Il a déjà été présenté précédemment.

Le programme fournit pour une géométrie de montant donnée et en fonction de la demi-longueur d'onde la valeur de la contrainte critique de distorsion (figure 68).

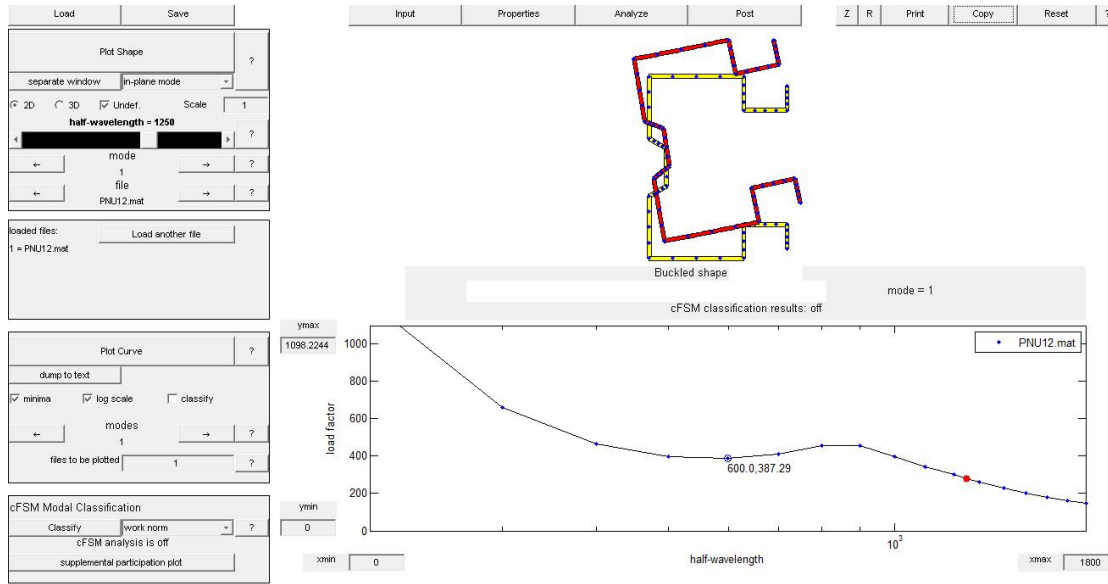


FIGURE 68 – Valeur de la contrainte critique de distorsion pour une géométrie donnée et en fonction de la demi-longueur d’onde [5]

Pour rappel, on appelle la demi-longueur d’onde la distance entre deux points d’attache selon l’axe faible, soit ici, entre deux points d’attache aux diagonales de contreventement transversal.

La valeur de la contrainte critique de distorsion $\sigma_{cr,S}$ en fonction de la demi-longueur d’onde connue, l’élancement réduit λ_d peut être calculé (formule (69)) :

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,S}}} \quad (69)$$

Ensuite, le calcul du coefficient de réduction dû à la distorsion ρ est calculé selon la norme américaine de l’*American Iron and Steel Institute*[12] ; en fonction de la valeur de λ_d , il y a une réduction de la résistance de l’élément ou non (équations (70) et (71)) :

$$\lambda_d \leq 0,561 \rightarrow \rho = 1 \quad (70)$$

$$\lambda_d > 0,561 \rightarrow \rho = (1 - 0,25 \cdot (\frac{\sigma_{cr,S}}{f_y})^{0,6}) \cdot \frac{\sigma_{cr,S}^{0,6}}{f_y} \quad (71)$$

Enfin, une approximation du coefficient de réduction dû au *distorsional buckling* χ_{db} peut être obtenue par l’équation (72) :

$$\chi_{db} = \rho \cdot \frac{A_g}{A_{eff}} \quad (72)$$

Ceci a été validé par des tests et constitue une approche sécuritaire.

II.3.4 Méthodologie

Pour chaque géométrie de montant, *i.e.* pour chaque variation de l'épaisseur des parois, pour une longueur et une nuance d'acier données, on calcule l'aire efficace, le coefficient de réduction pour les trois types de flambement (axe fort, axe faible et flexion-torsion) ainsi que le coefficient de réduction pour la distorsion. On considère que l'on est dans le cas d'une structure contreventée à noeuds fixes, le calcul des longueurs de flambement s'effectue dès lors pour le cas d'une structure à noeuds fixes (figure 27)

On vérifie ensuite quelle section minimale en acier *S355*, pour une longueur de montant et un effort normal donné, satisfait la condition de la formule (63).

On répète l'opération pour une nuance d'acier HLE du tableau 14 et on en déduit une aire minimum parmi la *batterie* de géométries de montants vérifiant la condition de la formule (63).

Enfin, l'intérêt économique peut être évalué par une fonction de coût C_{acier} (équation (73)) définie comme étant le produit du coût de la nuance d'acier c_{acier} par le volume minimum de matériau à mettre en place A_{acier} afin que la condition de la formule (63) soit satisfaite :

$$C_{acier} = c_{acier} * A_{acier} \quad (73)$$

On considère que le matériau de base des montants est de l'acier *S355*. L'index d'intérêt est évalué par le ratio de la formule (74) :

$$Ratio = \frac{c_{HLE} * A_{HLE}}{c_{355} * A_{355}} \quad (74)$$

Si ce ratio est inférieur à 1, on a un intérêt à l'utilisation des aciers HLE.

La valeur de ce ratio est néanmoins à considérer avec beaucoup de précaution dans le sens où la variation du prix de l'acier est relativement grande.

Les ratios de prix entre les aciers HLE et l'acier NS sont indiqués ci-dessous, ils ne constituent qu'une approximation. Le coût de l'acier c_{acier} ne constitue jamais une donnée facilement accessible car il varie fortement en fonction d'une foule de paramètres (indices du marché, prix du minerais, disponibilité des matériaux, relations client/fournisseur, ...).

De manière générale, le prix, en euros par tonne, est obtenu par l'addition suivante (formule (75)) :

$$PRIX = BASE + EXTRAS \quad (75)$$

Les extras sont peu variables et peuvent être obtenus aisément tandis que la base, elle, est fort variable et difficilement accessible.

Les ratios de coûts suivants sont issus de données provenant d'un catalogue de prix de la société ArcelorMittal datant de mai 2010.

$$\begin{aligned}
c_{420}/c_{355} &= 1,05 \\
c_{460}/c_{355} &= 1,07 \\
c_{500}/c_{355} &= 1,08 \\
c_{600}/c_{355} &= 1,13 \\
c_{700}/c_{355} &= 1,3
\end{aligned}$$

Une dernière remarque s'impose ; l'intérêt en terme de volume d'acier à mettre en oeuvre peut être intéressante lorsqu'on utilise des aciers HLE. Néanmoins, il ne faut pas oublier que la mise en place d'acier à plus haute performance dans les montants s'accompagne premièrement d'un formage et d'un perçage de ces derniers et il n'est pas forcément évident de mettre à forme et de perfore des aciers dont la limite élastique est trop importante. Cela demande en effet un outillage plus lourd et plus coûteux qui pourrait compenser le gain obtenu en terme de volume de matière à mettre en oeuvre.

II.3.5 Résultats

Le premier exemple est un cas simple, soit un montant dont la hauteur vaut 160cm (comme le cas des exemples de base traités dans les paragraphes II.1 et II.2) et dont l'effort normal dans ce dernier varie entre 50 et 150kN . La variation de l'effort normal peut s'apparenter à une augmentation de la charge par lisse ou encore par une augmentation du nombre d'étages de la structure. Ces efforts sont réalistes par rapport aux situations qui pourraient être rencontrées en pratique.

En abscisse du graphe de la figure 69 se trouve le gain ou la perte (équation (74)) que l'on peut retirer en utilisant de l'acier $S420$ par rapport à de l'acier $S355$ pour hauteur de montant de 160cm . En ordonnée, se trouve la variation de l'effort normal de compression en kN .

Les autres graphes pour des nuances d'acier supérieures pour une longueur de 160cm se trouvent en annexe D, ils ont la même allure que celui de la figure 69.

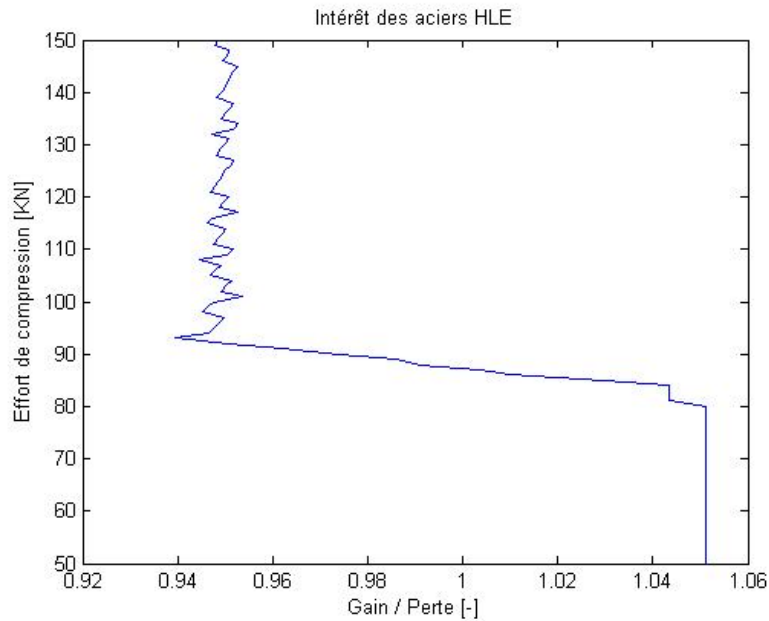


FIGURE 69 – Gain ou perte (équation (74)) en fonction de l’effort normal - Longueur=160cm - Acier 420MC par rapport à 355JR

On remarque que le ratio de l’équation (74) oscille. Cela est dû au fait que les géométries testées sont des valeurs discrètes.

En effet, pour un effort normal donné de $50kN$, avec du $S420$ la première géométrie dont l’épaisseur vaut $t = 1,5mm$ suffit tandis que pour un acier $S355$, la géométrie $t = 1,5mm$ est suffisante aussi. On n’a dans ce cas aucun gain de matière en utilisant de l’acier à plus haute performance. Dès lors, l’équation (74) renvoie une valeur supérieure à 1.

Néanmoins, pour un effort normal supérieur à $80kN$ (figure 70), la géométrie $t = 1,5mm$ en acier $S355$ ne suffit plus pour vérifier la condition de l’équation (63), dès lors on doit passer à une épaisseur supérieure tandis que la géométrie avec $t = 1,5mm$ vérifie toujours la condition de l’équation (63) dans le cas de l’acier $S420$.

En effet, la figure 70 indique l’aire minimale (en tenant compte de toutes les instabilités) nécessaire en acier $S355$ en fonction de l’effort normal tandis que la figure 71 illustre l’aire minimale nécessaire en acier $S420$ en fonction de l’effort normal, le tout pour une longueur de montant de $160cm$.

On peut également mettre en avant les faiblesses des aciers à haute performance ; dans l’équation (63), le dénominateur vaut $\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y$. Une augmentation de f_y paraît bénéfique au premier abord dans le sens où le dénominateur devient plus important mais il ne faut pas perdre de vue le fait que le coefficient de réduction est plus faible pour un acier dont la limite élastique est plus élevée que ce soient pour les 3 types de flambement (*grands* élancements) aussi bien que pour la distorsion (élancements *intermédiaires*). Si bien que, l’effet néfaste de la diminution de l’aire efficace et du coefficient de réduction minimum compense en quelque sorte l’effet positif de l’augmentation de la limite élastique.

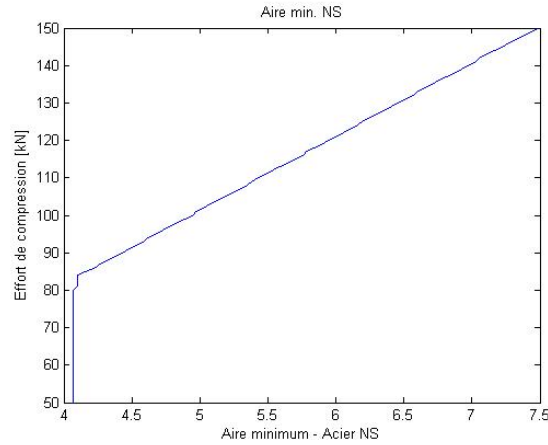


FIGURE 70 – Aire minimale requise en fonction de l’effort normal - Acier *S355* - $L=160\text{cm}$

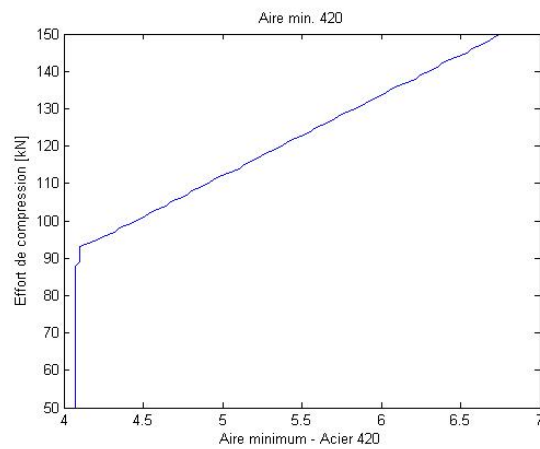


FIGURE 71 – Aire minimale requise en fonction de l’effort normal - Acier *S420* - $L=160\text{cm}$

On remarque un résultat nuancé où une tendance ne peut pas vraiment être dégagée. En effet, pour une longueur donnée, on remarque seulement un intérêt de l’acier à haute performance pour une certaine gamme d’efforts normaux à partir duquel la section minimale ne suffit plus pour de l’acier classique dont la limite élastique vaut 355MPa .

Avec les ratios de prix d’acier utilisés ici, le gain peut atteindre 10% grâce à l’utilisation de l’acier HLE. Peu de nuances apparaissent en terme de gain parmi les autres nuances d’acier HLE (voir annexe D pour les autres graphiques).

Enfin, si on fait varier la longueur du montant entre 100 et 200cm , le graphe de la figure 72 montre le gain obtenu avec en abscisse une variation de l’effort normal régnant dans le montant entre 50 et 150kN et en ordonnée une variation de la longueur du montant. Le graphe de la figure 72 illustre le gain ou la perte qu’on retire en utilisant de l’acier *S420* par rapport à de l’acier *S355*.

On remarque toujours la même tendance que dans le cas de la longueur fixe, l’acier HLE n’est d’un intérêt que lorsque la section minimale pour de l’acier *S355* n’est plus suffisante. Pour des efforts normaux plus importants, on remarque un avantage plus appréciable pour des plus faibles élancements de montants.

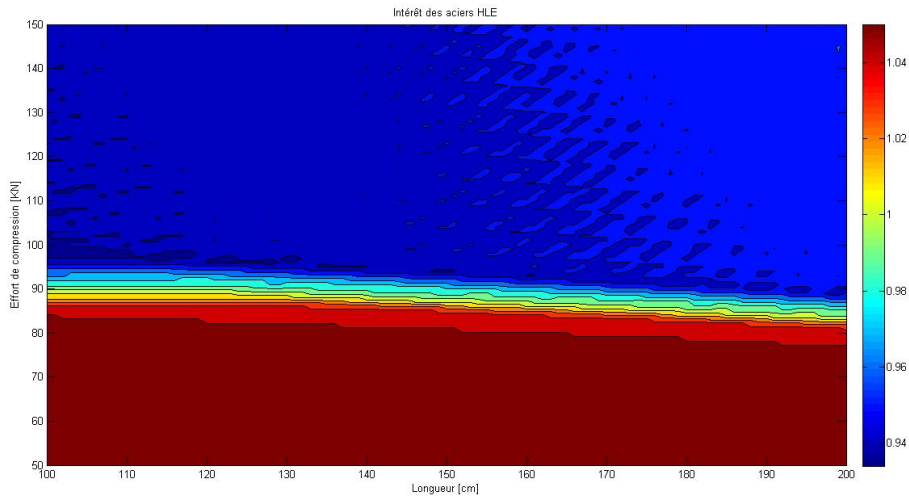


FIGURE 72 – Gain en fonction de l’effort normal et de la longueur du montant - Acier 420

Les autres graphes pour les autres nuances d’acier HLE sont du même type que celui de la figure 72 et sont repris en annexe D.

II.4 Conclusion

Les conclusions à retirer du calcul statique d’une structure de stockage à palettes non-contreventée longitudinalement et contreventée longitudinalement sont différentes.

Elles diffèrent dans le sens où les modes de ruine et la mise en avant de l’intérêt de l’utilisation des aciers HLE ne sont pas semblables.

On a respectivement d’une part, une structure dont le dimensionnement est guidé par les ELS (flèches horizontales importantes) et où les effets du second ordre se manifestent fortement. Le rack a tendance à se déformer dans le sens longitudinal. Une étude paramétrique a permis d’identifier que les connexions lisse-montant et de pied de montant jouent un rôle primordial dans cette restriction latérale et permettent de limiter les effets du second ordre, limitant la valorisation de l’acier dit HLE.

D’autre part, on a une structure dont les déplacements transversaux sont diminués par le contreventement longitudinal, les ELS ne dimensionnent plus. Fort de sa stabilité latérale, ce rack peut bénéficier d’un gain économique par l’utilisation d’acier de haute performance pour autant que la structure soit toujours dimensionnée aux ELU et soit considérée à noeuds fixes.

Pour les deux types de structures, non contreventées et contreventées longitudinalement, les lisses sont dimensionnées par les ELS, c’est-à-dire par la flèche maximale autorisée, où l’acier HLE n’apporte aucun avantage.

L’utilisation de l’acier HLE a dès lors été testée dans les montants d’une structure contreventée à noeuds fixes, c’est-à-dire dont les montants ne sont pas dimensionnés par les ELS, et le gain économique suite à l’utilisation d’un acier de plus haute performance a été étudié (paragraphe II.3).

Ce gain peut être confirmé de manière chiffrée par une réduction de masse, connaissant les prix actuels des aciers, l'économie peut dès lors être évaluée.

L'étude de l'intérêt de l'utilisation des aciers à plus haute limite élastique n'ont pas permis de dégager une réelle tendance. Certes, dans certains cas, un gain réel peut être retiré. Généralement pour des structures dont le chargement est plus élevé (entre 100 et 150kN par montant). Le gain retiré se marque d'autant plus que l'élanement du montant n'est pas trop important.

Pour conclure cette seconde partie, on attire l'attention sur le fait que la méthode de calcul fournie par la norme EN 15 512[1] est une approche de calcul statique et elle nécessite que les palettes soient maintenues dans des conditions adéquates et les plus sûres possibles.

Les actions accidentelles sont ici prises en compte par une augmentation du facteur de charge ou encore en assurant une protection en utilisant des protections de montants (figure 3).

Dans cette norme, aucune prévention n'est fournie afin d'éviter une ruine progressive suite à une action accidentelle, telle la perte d'un montant[2].

Troisième partie

COMPORTEMENT SUITE A UN IMPACT CAUSANT LA PERTE D'UN ELEMENT DE MONTANT

III.1 Introduction

La ruine d'une structure de stockage peut être classifiée. Premièrement, on a la *zero collapse*, c'est-à-dire que la structure reste intacte après l'impact, aucune ruine n'apparaît. Deuxièmement, on a la *confined collapse* lorsque la structure subit des déformations mais retrouve un état déformé stable et lorsque la ruine ne se propage pas. Enfin, on a la ruine progressive, la *progressive collapse*, est le mode de ruine communément appelé ruine *domino*. Une ruine locale, un montant par exemple, provoque, suite à cet effet domino, une ruine globale de la structure. Ce type de ruine est disproportionné ; la ruine d'une grande partie voire de toute la structure est initiée par le dommage ou la ruine d'une petite partie. [2]

On voudrait arriver à obtenir une *zero collapse*, mais parfois il n'est pas nécessaire d'en demander autant, la structure serait alors surdimensionnée. On demande à la structure qu'elle ait de la robustesse, la ruine confinée est alors le mode de ruine qu'il faut essayer d'atteindre en jouant sur différents paramètres.

Il est parfois conseillé que les assemblages aient une faible résistance au décrochement. Ainsi, la ruine ne se propage pas. Néanmoins, nous pensons qu'il est bon que les assemblages aient une résistance en traction suffisante et la ductilité requise afin d'éviter ce décrochement.

Cette idée est motivée par un point de vue sécurité des personnes, en effet, il n'est jamais bon qu'une partie de structure se décroche du reste et tombe violemment sur le sol alors qu'il y a une probabilité élevée qu'une personne soit présente.

III.2 Modélisation de la structure en 3 dimensions

Une modélisation de la structure de stockage à palettes non-contreventée longitudinalement de 7 travées et 5 étages présentée au paragraphe II.1 a été réalisée en trois dimensions à l'aide du logiciel aux éléments finis *Finelg*. Une étude a déjà été précédemment réalisée sur cette structure en deux plans de deux dimensions pour l'analyse sous chargement statique.

Le modèle en trois dimensions est réalisé afin de rendre compte le comportement de la structure lorsqu'un élément de montant est perdu.

Des redistributions d'efforts dans le panneautage d'échelle (contreventement transversal) et autres phénomènes peuvent apparaître suite à la perte de cet élément. Dès lors, seul un modèle en trois dimensions sera capable de rendre compte de la

réalité du phénomène.

La manière dont la structure a été modélisée est détaillée en annexe E.

La structure modélisée apparaît sur la figure 73 :

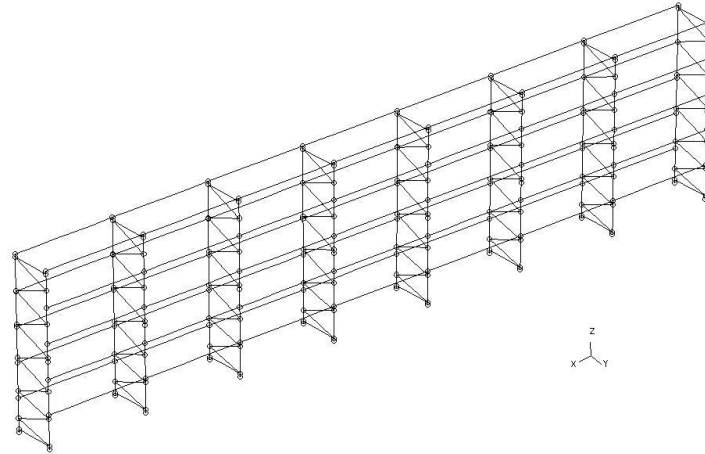


FIGURE 73 – Modélisation de la structure de l'exemple 1 en 3 dimensions

Les hypothèses de travail sont toujours les mêmes ; un chargement de 2 tonnes par paires de lisses est toujours appliqué sur toutes les lisses de la structure⁹ et un hors-plomb fourni par la formule (46) est pris en compte par l'introduction d'une déformée proportionnelle au premier mode propre de vibration de la structure (voir figure 74)

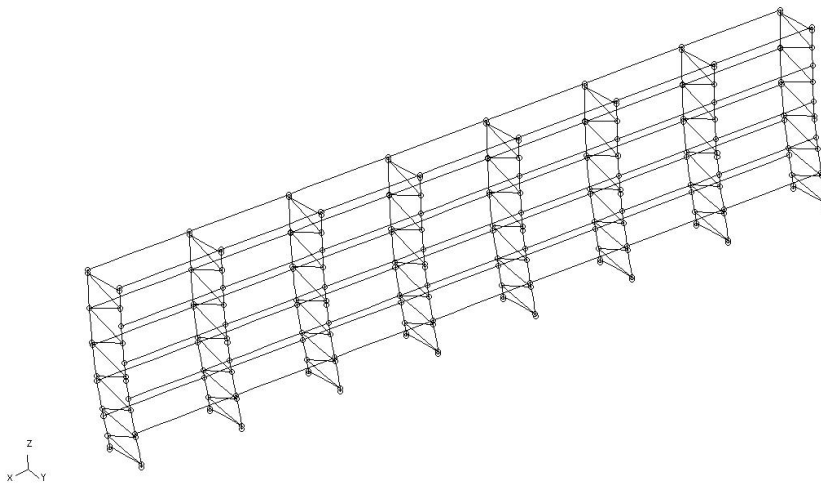


FIGURE 74 – 1^{er} mode propre de la structure

Ce hors-plomb tient compte des effets $P - \Delta$ tandis que l'imperfection locale des barres, l'effet $P - \delta$, est elle aussi prise en compte dans une certaine mesure non quantifiée par l'introduction de cette déformée proportionnelle au premier mode propre de vibration de la structure.

9. Le poids propre de la structure est négligeable

La forme du premier mode propre a été multipliée afin que le hors-plomb corresponde à celui calculé par la EN 15512[1] (formule (46)). Dans la modélisation d'une structure en 3 dimensions, on ne place l'imperfection que dans une seule direction.

III.2.1 Validation du modèle 3D

Avant d'entamer une analyse du comportement de la structure suite à l'impact éventuellement suivie de la perte d'un de ses montants, le modèle réalisé à l'aide du programme aux éléments finis Finelg est validé à l'aide des résultats obtenus suite à l'analyse en 2 dimensions à l'aide du logiciel PEP Micro (paragraphe II.1.3).

Les efforts dans les différents éléments (montants, lisses et diagonales), le déplacement en tête de structure, le mode de ruine (ruine par instabilité) ainsi que le multiplicateur de ruine sont relativement semblables.

La figure 75 illustre l'allure amplifiée de la déformée de la structure à la ruine :

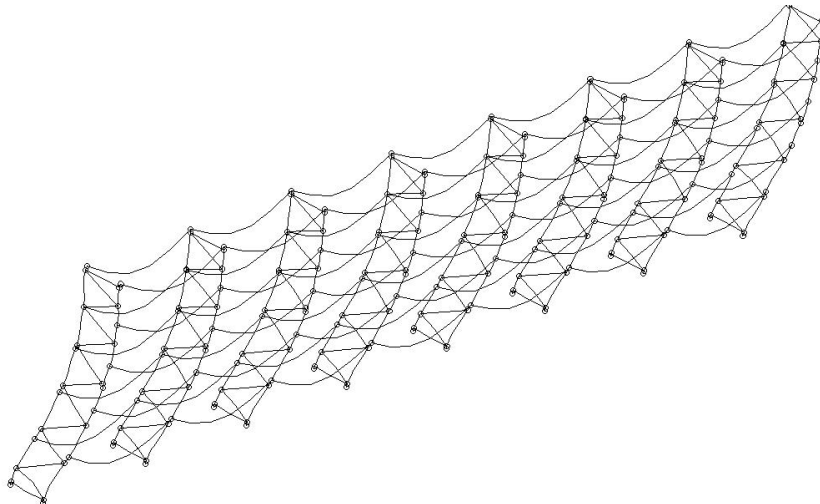


FIGURE 75 – Allure de la déformée à la ruine

III.3 Comportement de la structure sous sollicitation exceptionnelle

La présente section met en évidence le comportement de la structure de stockage à palettes suite à l'endommagement du bas d'un de ses montants causé par un impact de clark. Il s'agit de la sollicitation *accidentelle* la plus courante dans ce genre de structures. Seule cette sollicitation sera prise en compte dans le présent travail.

On ne traite ici que le cas d'un impact d'un montant situé au centre de la structure. Pour plus de rigueur, il aurait fallu également traiter le cas d'un impact sur un montant situé à un endroit différent.

III.3.1 Impact

III.3.1.1 Introduction

Le papier *Methods of restraining progressive collapse in rack structures*[2] a mis en oeuvre une analyse dynamique modélisant un choc causé par un clark sur une structure de stockage à palettes similaire au cas de l'exemple 1 (paragraphe II.1). Parallèlement, dans cet article, une étude statique consistant à faire varier l'effort horizontal modélisant l'impact du clark sur le montant a également été menée.

Il ressort des conclusions de l'article[2] qu'une analyse statique donne de très bons résultats en comparaison à une analyse dynamique en tant que telle.

De même, l'Eurocode 1, en ce qui concerne les chocs causés par des clarks, propose également comme alternative à une analyse dynamique, une analyse statique équivalente : *As an alternative to a dynamic analyses an equivalent static design force may be applied*[8].

Le chargement considéré pour l'analyse est le chargement de service, c'est-à-dire sous charges non pondérées. On vient appliquer un effort horizontal croissant à une hauteur de 10cm du sol dans le montant, cette hauteur correspond à la hauteur du point d'impact que causerait un clark (figure 76).

Généralement, dans le cas de structures usuelles, lors de sollicitations accidentelles, on ne tient pas compte de toutes les charges qui ont été prises en compte pour le dimensionnement de la structure. En effet, la probabilité que, lors de l'accident, toutes les charges prises en compte lors du dimensionnement soient présentes est relativement faible. Dans le cas présent d'une structure de stockage, on n'appliquera pas ce principe car la plupart du temps, les racks sont soumis à toutes les charges qui ont été prises en compte pour leur dimensionnement initial.

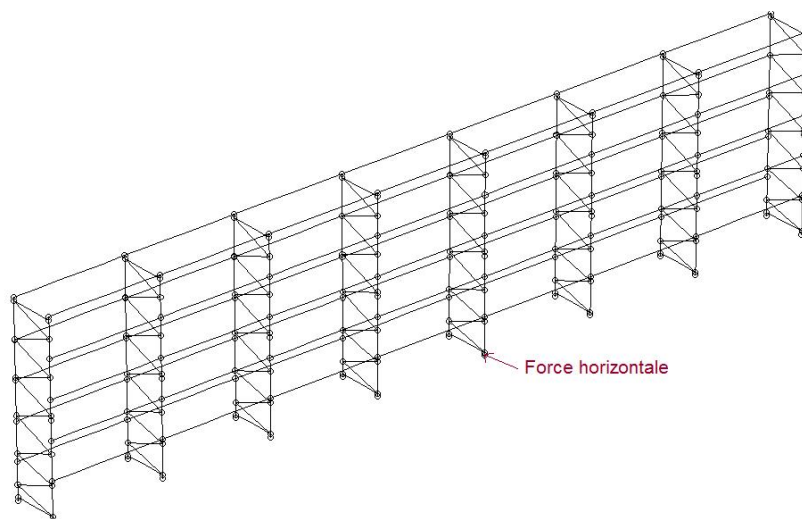


FIGURE 76 – Montant impacté

Etant donné qu'on substitue une analyse statique à une analyse dynamique, il est intéressant de connaître la force statique équivalente maximale.

Afin de déterminer une valeur approximative de l'effort statique équivalent, on peut se référer aux normes. L'Eurocode 1 - Partie 1-7[8] fournit une valeur de l'effort statique équivalent F . Il recommande de prendre la force équivalente F égale à $5W$

où W est la somme du poids à vide du clark et de la charge levée (voir figure 77).

Classe	Poids à vide [kN]	Charge levée [kN]	Largeur de l'essieu a [m]	Largeur hors tout b [m]	Longueur hors tout l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

FIGURE 77 – Dimensions des chariots élévateurs en fonction des classes FL [3]

On considère dans le présent travail que le poids d'une palette standard est de 800 à 1000kg, dès lors par sécurité, la charge levée doit être au minimum de 10kN. On choisira alors un clark de classe *FL2* dans le tableau de la figure 77. Dès lors, la force statique F vaut $F = 5.W = 5.(31 + 15) = 230kN$.

III.3.1.2 Simulation de l'impact

Les montants sont des profilés de classe 4, ils ne peuvent donc atteindre le moment élastique de la section par suite du voilement local des parois (figure 78), tout cela a déjà été discuté.

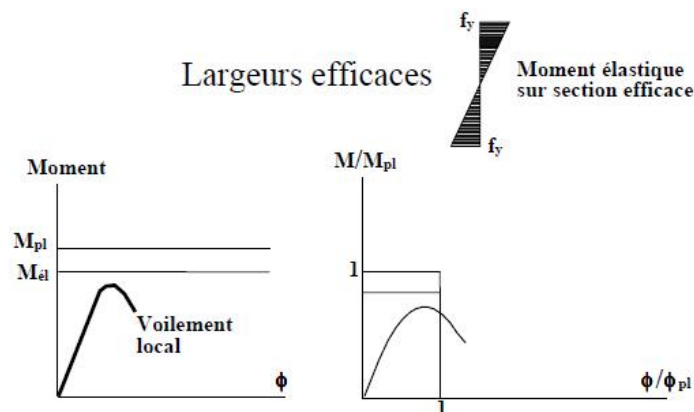


FIGURE 78 – Classification des sections [16]

Finelg n'est pas capable de rendre compte du voilement de la section¹⁰ ni de la non redistribution des efforts dans la section. Dès lors, pour la simulation de l'impact,

10. Dans le cas présent où des éléments de poutres sont utilisés

afin que le programme s'arrête lorsque le moment résistant $M_{Rd,z}$ selon l'axe faible de la section (calculé avec le module de flexion efficace $W_{eff,z,2}$) est atteint, on est venu placer un ressort rigide en rotation autour de l'axe longitudinal (axe x) au point d'impact dont le moment résistant est égal au moment élastique du montant selon l'axe faible $M_{Rd,z}$. En rotation autour de l'axe longitudinal, on a donc une loi du type de celle de la figure 79 :

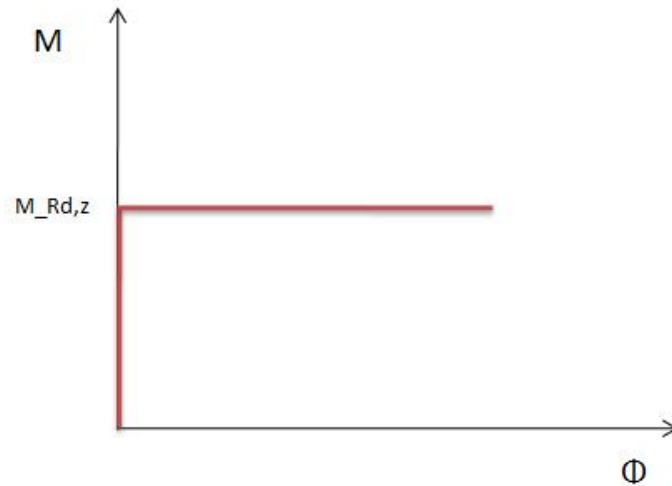


FIGURE 79 – Loi du ressort en rotation selon x au point d'impact

Tous les autres degrés de liberté au point d'impact sont bloqués.

En toute rigueur, il faut également tenir compte de l'interaction $M - N$. Néanmoins, la section d'un montant est une section assez particulière (figure 67), si bien qu'il n'existe pas dans la littérature de formule qui permet de prédire la diminution du moment résistant M_{Rd} de la section en présence d'un effort normal de compression. Faute de mieux, un critère d'interaction $M_y - M_z - N$ a été utilisé (formule (76) et figure 80) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (76)$$

Selon l'axe longitudinal, l'assemblage en pied de montant a été modélisé comme rotulé. Dès lors, dès que le moment résistant du montant au point d'impact est atteint, à cet endroit, plus aucune flexion ne peut être reprise et cela cause un mécanisme local provoquant la ruine du montant.

La ruine survient donc suite à la formation d'un mécanisme de ruine local, le terme *mécanisme plastique* ne peut pas être employé dans le cas présent, car aucune redistribution plastique dans la section ni entre sections n'apparaît.

L'atteinte du mécanisme apparaît, sous chargement de service, pour une force horizontale de $45,5kN$.

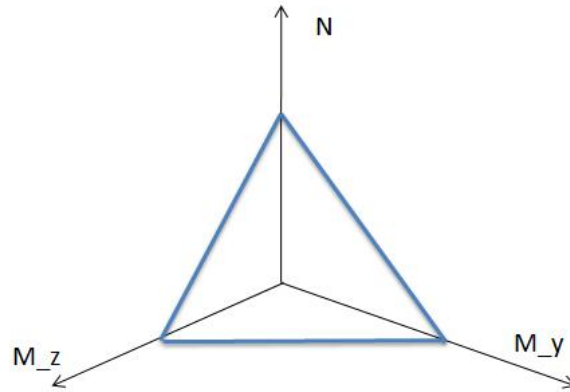


FIGURE 80 – Loi d'interaction M-N du montant

Le graphe de la figure 81 montre l'évolution du moment selon l'axe faible du montant au point d'impact :

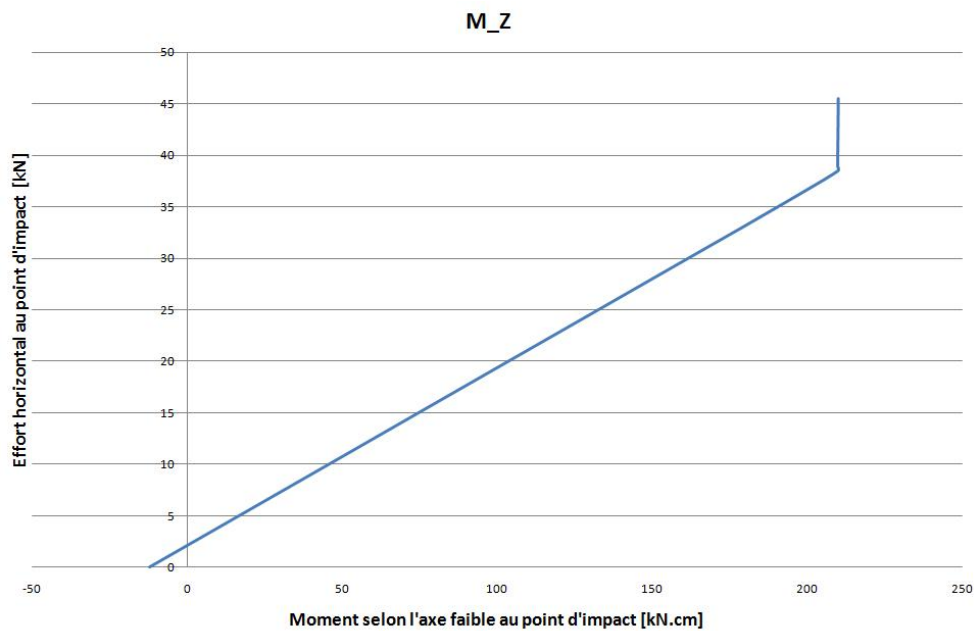


FIGURE 81 – Evolution du moment selon l'axe faible du montant au point d'impact

La valeur de l'effort horizontal fournie par l'Eurocode 1[8] étant de $230kN$, la structure telle qu'elle est dimensionnée actuellement, c'est-à-dire sans aucune protection de montants, ne peut encaisser cet effort. Seul un effort de $45,5kN$ cause la ruine du montant impacté.

Il faudrait alors venir placer une protection de montant capable d'emmagasiner un effort horizontal de $230 - 45,5 = 184,5kN$.

Il existe des protections de montants du type de la figure 82 mais il faudrait connaître la force horizontale qu'ils sont capables de reprendre avant que le choc ne soit subi par le montant lui-même.



FIGURE 82 – Protections de montants intérieurs *www.stow-group.com*

La solution de venir placer de l'acier HLE dans les montants paraît irréaliste. Certes, on augmenterait le moment résistant selon l'axe faible du montant (équation (35)) mais pas suffisamment que pour supporter les $230kN$ prescrits par l'Eurocode 1[14] avant d'atteindre le moment élastique efficace au point d'impact.

III.3.2 Modèle *Post-collapse*

III.3.2.1 Méthodologie

La ruine du montant est inévitable si la protection de montant ne sait pas encaisser l'effort horizontal prescrit par l'Eurocode 1. On cherche alors maintenant l'évolution du comportement de la structure suite à la perte de ce montant.

La méthode mise en oeuvre pour modéliser le comportement de la structure suite à la ruine du montant est une approche statique, c'est-à-dire que le montant impacté est supposé perdre sa capacité portante de manière progressive sans prise en compte des effets dynamiques qui pourraient être engendrés suite à l'impact.

Une fois le mécanisme de ruine formé dans le montant, il peut être intéressant de regarder la redistribution des efforts dans les éléments adjacents de la structure, son mode de ruine, ... Pour cela, le montant impacté a été remplacé dans la modélisation 3D de la structure par les six efforts qui y régnaient et ont été appliqués au noeud A (voir figure 83).

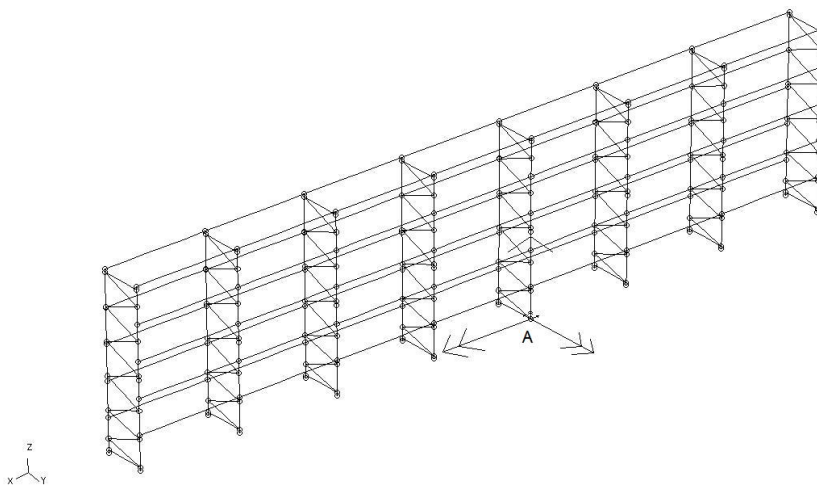


FIGURE 83 – Remplacement du montant disparu par des efforts équivalents

Les efforts dans l'élément impacté et le chargement de la structure n'augmentent pas de manière proportionnelle. On voit par exemple sur la figure 84 que le moment selon l'axe fort du montant au point A (figure 83) ne varie pas de manière linéairement proportionnelle au chargement appliqué de 2 tonnes par paire de lisses.

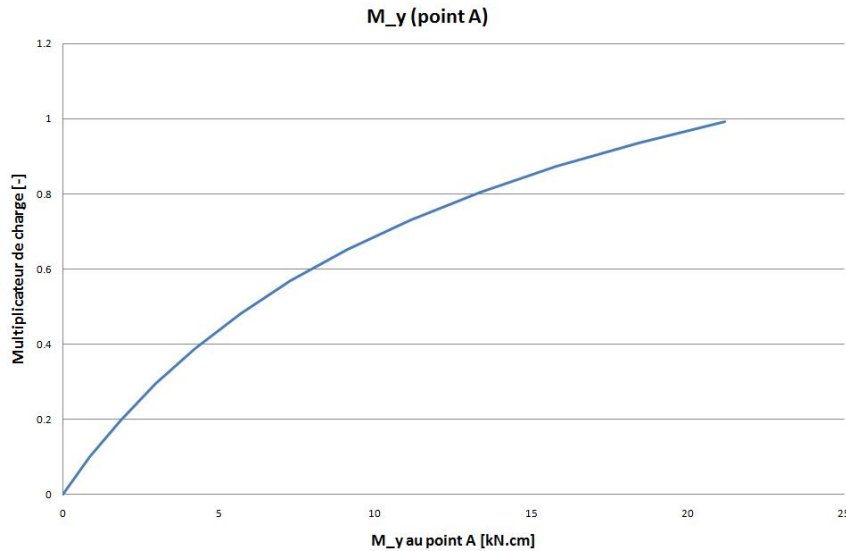


FIGURE 84 – Evolution du moment de flexion d'axe fort dans le montant impacté au point A en fonction du facteur de charge

L'application des efforts a donc été réalisée en linéarisant par parties les courbes multiplicateur de charge - éléments de réduction au point A telle que la courbe de la figure 84.

Une fois le montant disparu remplacé par ses éléments de réduction au point A, pour un chargement de service, on diminue progressivement tous les efforts selon les 6 degrés de liberté (effort normal, efforts tranchants, moments de flexion et moment de torsion) selon le cheminement inverse à celui effectué pour leur application (figure 84). Ceci constitue une hypothèse car on ne sait pas vraiment prédire comment les efforts selon les six degrés de liberté au point A vont réellement diminuer lors de la perte progressive du montant. Cependant, il ne serait pas réaliste de considérer uniquement une diminution de l'effort normal dans le montant perdu en conservant une restrainte procurée par les forces et moments appliqués selon les 5 autres degrés de liberté.

La structure est désormais libre de se déformer.

III.3.2.2 Comportement *post-collapse*

On diminue ainsi les efforts initialement présents au point A (figure 83). Les efforts repris initialement par l'élément impacté doivent être redistribués.

En toute logique, on aimerait atteindre un état final stabilisé de la structure et cela ne peut s'effectuer que si aucune ruine ne se produit dans la structure avant le déchargement complet des efforts repris initialement par le bas de montant impacté.

Une fois le montant déchargé, on regarderait ensuite comment les efforts se distribuent dans les éléments adjacents et cela en évitant de causer leur ruine. Le chargement de service est toujours modélisé comme étant une charge uniformément répartie sur chaque lisse, on ne considère pas une modification de la répartition de ce chargement suite à la flèche des lisses causée par la perte du montant.

La figure 85 illustre l'allure de la déformée de la structure lorsque tous les efforts repris initialement par le montant perdu ont atteint une valeur nulle et ont été redistribués dans le reste viable de la structure.

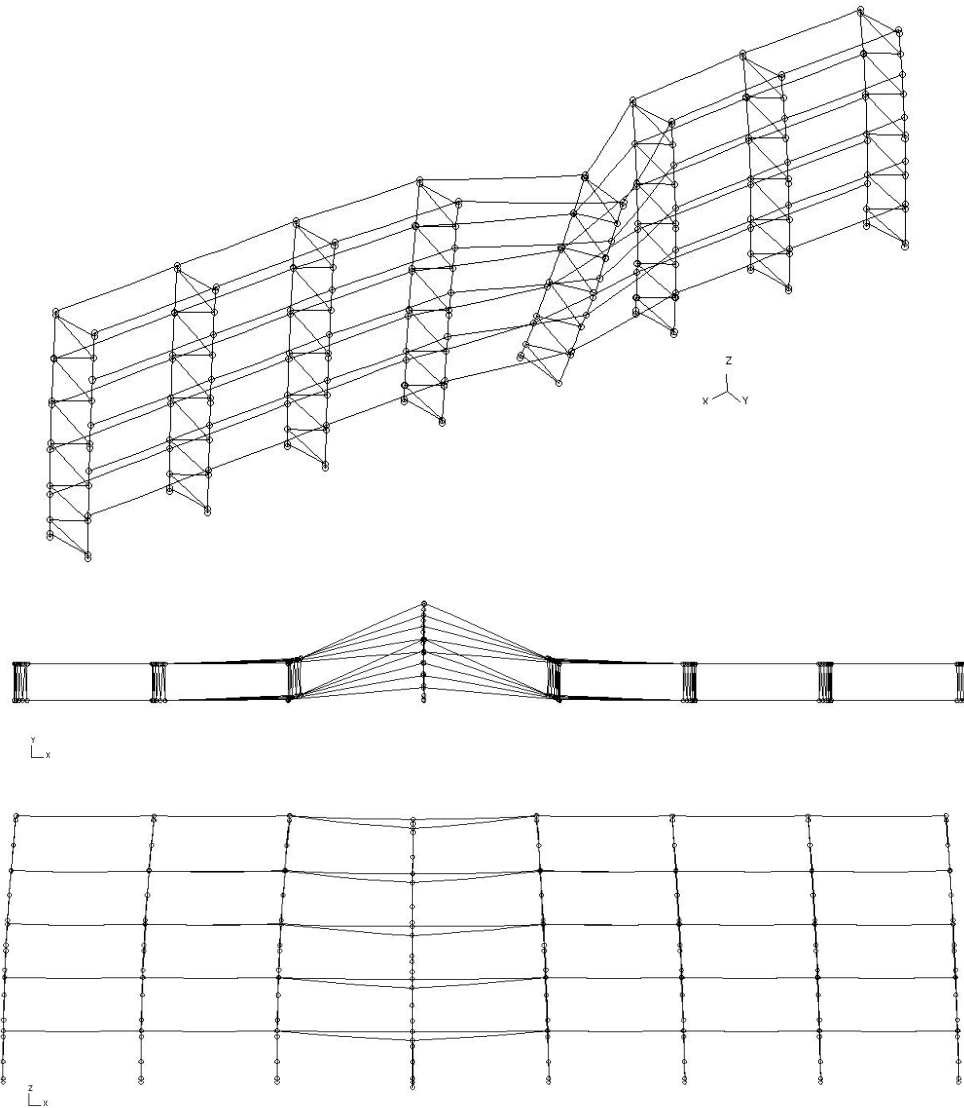


FIGURE 85 – Allure de la déformée de la structure suite à la perte du montant - vue en perspective, en plan et de face

Dans la suite, on appellera la partie directement affectée tous les éléments adjacents au montant perdu (lisses, panneautages d'échelle et montants adjacents illustrés sur la figure 86) tandis que le reste de la structure sera appelé la partie indirectement affectée.

On remarque que le comportement de la structure suite à la perte du montant s'ap-

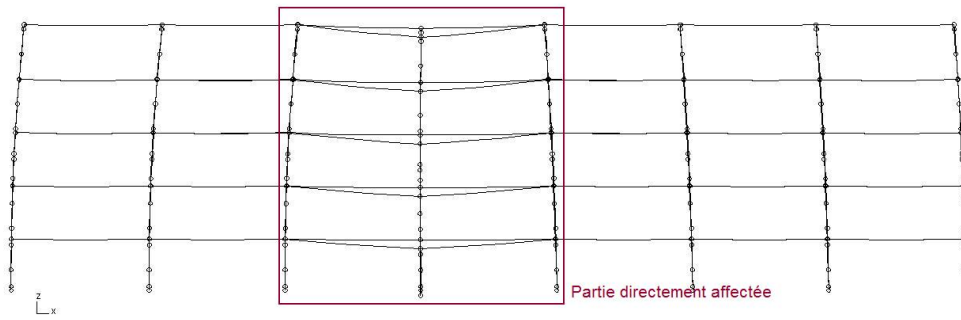


FIGURE 86 – Définition de la partie directement affectée

parente à une ruine locale, une travée à gauche et un travée à droite du montant impacté. En effet, la restrainte procurée par la partie indirectement affectée est suffisante pour ne pas entraîner une ruine en chaîne de la structure et on n'observe pas non plus de ruine dans la partie indirectement affectée par la perte du montant.

Une dernière remarque s'impose quant à la modélisation des assemblages. Sous un chargement statique, ils sont soumis principalement à de la flexion. Cependant, suite à la perte du montant, les lisses de la partie directement affectée voient leur portée doubler et le système cherche donc un nouvel état d'équilibre où des efforts normaux pourraient apparaître.

Une fois le moment ultime atteint dans l'assemblage, vu que des efforts normaux y apparaissent, il faudrait alors prendre en compte un critère d'interaction $M - N$ du type de la figure 87 :

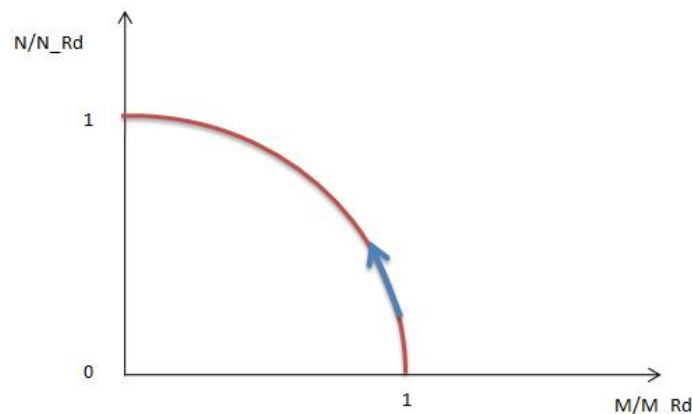


FIGURE 87 – Diminution du moment résistant de l'assemblage en présence d'effort normal

En effet, on devrait avoir une diminution du moment ultime de l'assemblage en présence d'efforts normaux croissants, on suivrait donc le chemin indiqué par la flèche bleue de la figure 87.

Dans notre cas, n'ayant pas de données précises sur la résistance à l'effort normal de traction des assemblages lisse-montant, on a considéré un critère du type de la figure 88. C'est-à-dire que le moment résistant de l'assemblage n'est pas affecté par la présence d'efforts normaux, il n'y a aucune interaction entre les 2.

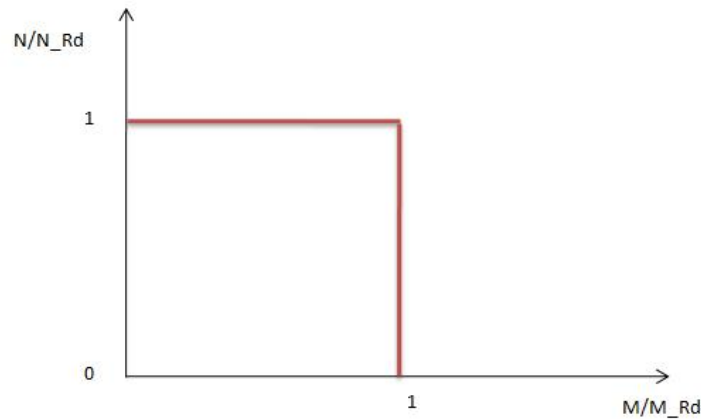


FIGURE 88 – Courbe d'interaction M-N adoptée

Cette hypothèse sera justifiée dans ce qui suit.

Les paragraphes suivants mettent en avant la redistribution des efforts dans la structure, ainsi on pourra identifier les qualités en terme de résistance, de ductilité que doit posséder la structure de stockage afin d'éviter une ruine domino.

Lisses et assemblages Les lisses sont initialement soumises principalement à des efforts de flexion d'axe fort. Les faibles efforts normaux qui y règnent sont dûs aux efforts tranchants présents dans les montants fléchis. Ces efforts tranchants, par équilibre, aux noeuds lisse-montant, transitent alors par les lisses. La flexion d'axe faible est négligeable.

Suite à la perte du bas de montant, on remarque sur la vue de face et en plan de la structure de la figure 85 que les lisses fléchissent dans le plan vertical x-z ainsi que dans le plan horizontal x-y.

On prend la convention de nommer les lisses dans le plan du montant perdu les lisses avant et les lisses de l'autre côté du panneau d'échelle du montant perdu les lisses arrière.

Dans les lisses avant du premier niveau de la partie directement affectée, on peut voir une modification de la distribution des efforts de flexion selon leur axe fort (figure 89), le moment au niveau de l'assemblage lisse-montant augmente jusqu'à l'atteinte du moment ultime de l'assemblage de $247,25 kN.cm$ tandis que le moment à l'autre extrémité de la lisse devient positif et atteint une valeur de $165 kN$ pour la lisse droite et de $189 kN$ pour la lisse gauche¹¹, c'est-à-dire une valeur inférieure au moment ultime de l'assemblage lisse-montant. Lors de la diminution jusqu'à une valeur nulle des efforts repris initialement par le montant, un mécanisme de type poutre ne s'est pas formé.

11. Ce sont les effets du second ordre qui induisent une dyssymétrie de la distribution des moments de flexion

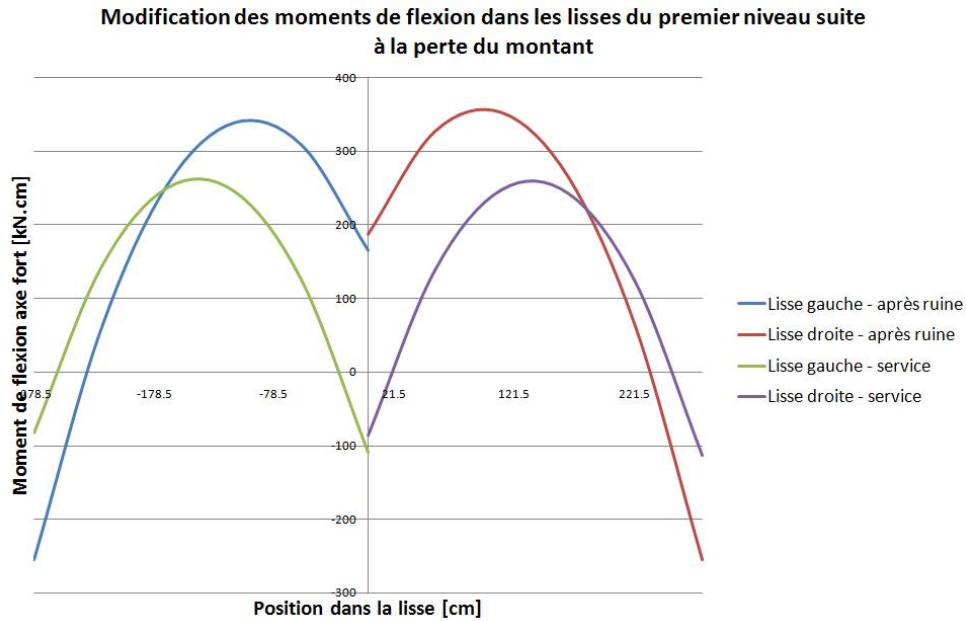


FIGURE 89 – Modification de la distribution des efforts de flexion selon l’axe fort dans les lisses avant du premier niveau

Dans les lisses avant des autres niveaux de la partie directement affectée, se développent des efforts de flexion selon l’axe fort du même ordre de grandeur que ceux des lisses du premier niveau, seuls les assemblages lisse-montant ont atteint leur moment ultime.

Le mécanisme de type poutre ne s’étant formé dans aucune des lisses avant de la partie directement affectée, il ne devrait donc pas y avoir *activation* de manière significative des efforts que l’on qualifie de membranaires. En effet, lorsqu’on a atteint le mécanisme dans la lisse, il ne reste plus que cet effet chaînette (et une certaine capacité de rotation des assemblages) pour maintenir le système dans un état stable en position déformée.

Comme il a été dit plus haut, on ne parlera pas d’efforts membranaires. Cependant, on va voir se développer des efforts normaux dans les lisses de la partie directement affectée.

Ces efforts normaux ne sont pas dûs à l’activation de l’effet chaînette, on pourrait trouver leur origine en une modification du diagramme des efforts de flexion selon l’axe fort des montants M_y . Par la relation (77), il apparaît donc des efforts tranchants dans les montants et il s’en suit que par équilibre au noeud, l’effort tranchant T_z doit transiter par les lisses.

$$T_z = \frac{dM_y}{dz} \quad (77)$$

Des équilibres aux noeuds des assemblages ont été réalisés et cette hypothèse est confirmée. L’apparition d’efforts normaux que ce soient de traction ou de compression plus importants dans les lisses est dès lors principalement due à la modification

des efforts de flexion selon l'axe fort des montants suite à la perte du bas de montant.

Les efforts de compression qui apparaissent sont relativement faibles et ne constituent aucun danger d'instabilité pour les lisses. Néanmoins, les efforts de traction doivent être comparés à la résistance en traction des assemblages. La modélisation de la structure post-ruine ne tient pas compte de cette résistance en traction et l'état déformé stable tel qu'on le voit sur la figure 85 ne peut être atteint que si les assemblages ont une résistance en traction suffisante. De plus, il a été mentionné plus haut que l'on ne prend pas en compte l'interaction M-N des assemblages (figure 88)

L'effort de traction le plus important est celui rencontré dans les lisses avant du dernier niveau de la partie directement affectée et est de $5kN$.

Les lisses fléchissent dans le plan x-z mais également dans le plan x-y. La perte du montant provoque un basculement du panneautage d'échelle (vue en plan de la figure 85). Initialement, les lisses sont soumises à des faibles efforts de flexion selon leur axe faible mais le basculement du panneautage engendre des moments d'axe faible plus importants dans les lisses. Les lisses les plus fléchies dans le plan x-y sont les lisses du dernier niveau (voir vue en plan de la figure 85), on va dès lors vérifier que les moments de flexion d'axe faible dans ces lisses n'atteignent pas leur moment élastique. Le programme aux éléments finis Finelg effectue toujours une redistribution des efforts en section, ce qui ne reflète pas la réalité dans le cas d'une section de lisse qui est de classe 3. Finelg constitue pour nous, dans le cas présent, un outil d'analyse et non pas un outil d'analyse et de vérification. Pour plus de sécurité, une vérification à posteriori de l'analyse doit être réalisée.

La figure 90 illustre la modification de la distribution des efforts de flexion d'axe faible dans les lisses avant du dernier niveau :

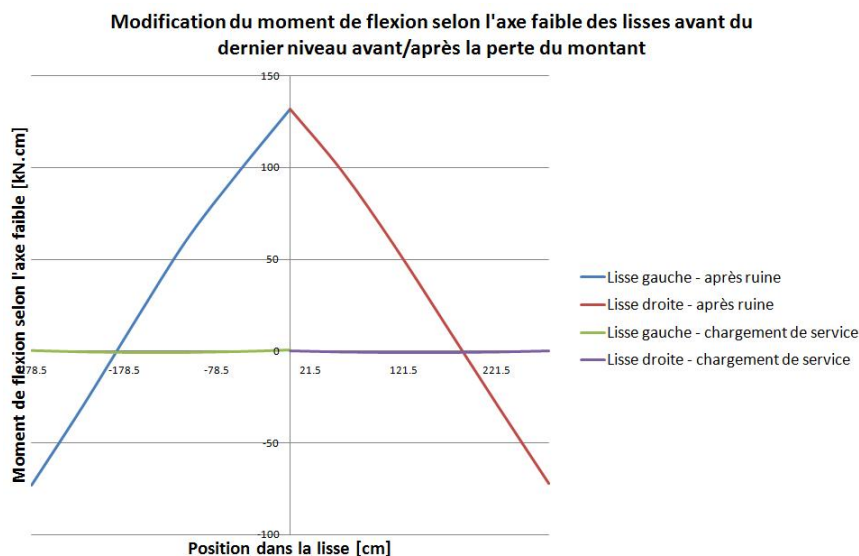


FIGURE 90 – Modification de la distribution des moments de flexion selon l'axe faible des lisses avant du dernier niveau

Dans les lisses avant du dernier niveau, le moment maximal selon leur axe faible est de $132kN.cm$.

Il faut maintenant vérifier le critère d'interaction $M - N$ des lisses. Le critère est le plus défavorable pour les lisses avant du dernier niveau, ces éléments tendus et fléchis selon leur deux plans d'inertie (équation (78)) :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (78)$$

En accord avec les efforts sollicitant fournis par Finelg et les efforts résistants calculés dans le paragraphe II.1, l'équation (78) devient :

$$\frac{5}{163,64} + \frac{189}{489} + \frac{132}{324} = 0,82 \leq 1$$

L'inégalité de la formule (78) est respectée. Dès lors, la redistribution des efforts dans la structure suite à la perte du montant n'atteint pas la capacité portante des lisses. De plus, la formule d'interaction adoptée ici (formule (78)) constitue une approche sécuritaire.

On étudie à présent l'éventuelle modification de distribution des efforts dans les lisses arrière de la partie directement affectée. En ce qui concerne la distribution des moments de flexion selon l'axe fort, on n'observe pas de grandes différences par rapport à la situation de service, ceci est confirmé par la vue de face de la figure 85.

Des moments de flexion selon l'axe faible doivent également être repris par ces lisses arrière, ces moments sont maximaux pour les lisses du dernier niveau, leur allure est illustrée à la figure 91.

La valeur maximale atteinte est un moment de $110kN.cm$, c'est-à-dire plus faible que celui atteint dans les lisses avant du dernier niveau et ne présentant aucun risque.

Des efforts normaux se développent également suite à la variation des moments de flexion d'axe fort dans les montants qui leurs sont adjacents.

Un effort de traction de $3,85kN$ apparaît dans les lisses arrière du dernier niveau. Les lisses avant de la partie directement affectée doivent reprendre des efforts plus importants, il n'y a dès lors pas lieu de s'inquiéter de la pérennité de ces lisses arrière.

Dans les lisses de la partie indirectement affectée, on n'observe aucun changement majeur des efforts internes.

En ce qui concerne les assemblages lisse-montant, ils doivent avoir une capacité de rotation suffisante.

Pour la structure ici testée, on regarde la rotation demandée à l'assemblage lorsque le bas de montant est totalement perdu. Sous chargement de service, l'angle de rotation de la lisse est de $0,695$ degrés tandis que lorsque le montant est complètement

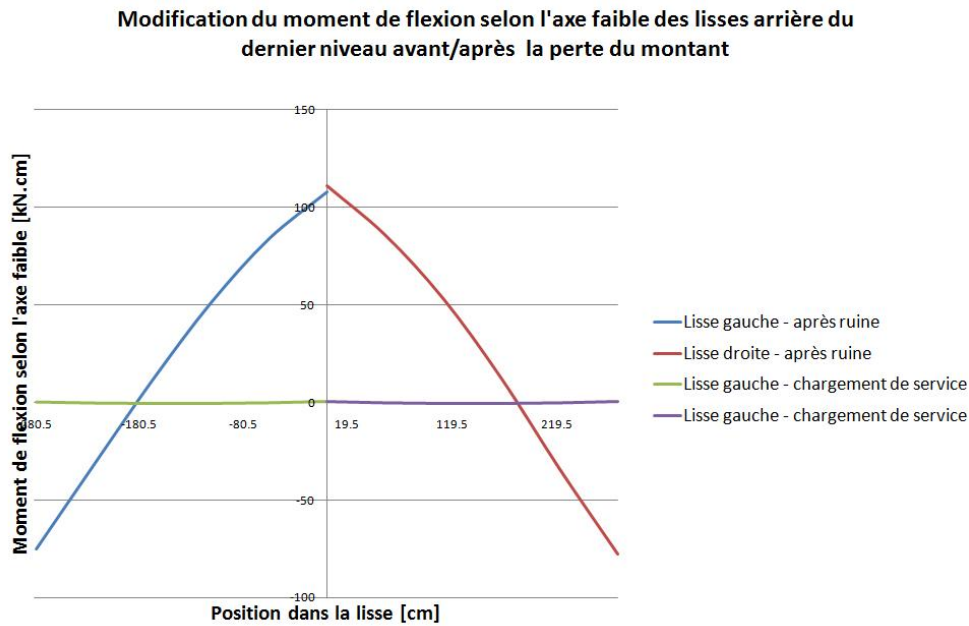


FIGURE 91 – Modification de la distribution des moments de flexion selon l’axe faible des lisses arrière du dernier niveau

perdu, il atteint un maximum de 4 degrés. Il faut donc qu’après l’atteinte du moment ultime, l’assemblage soit suffisamment ductile pour subir une rotation allant jusque 4 degrés (69mrad).

Les assemblages lisse-montant sont modélisés par une loi bilinéaire dont l’allure, la valeur du moment résistant et de la rigidité sont illustrés à la figure 92 :

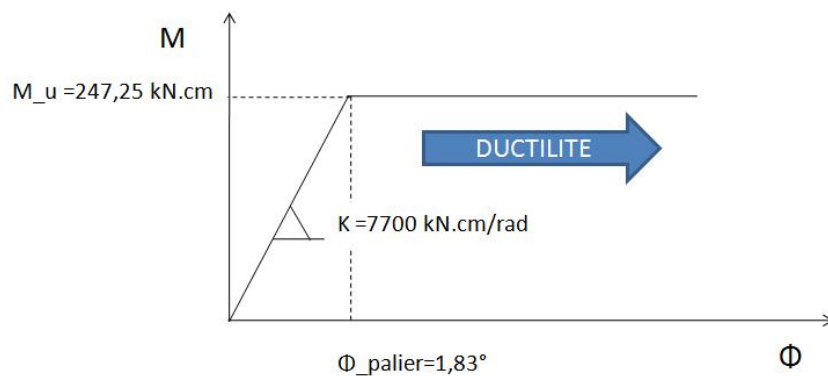


FIGURE 92 – Modélisation de l’assemblage lisse montant

Ils doivent avoir une résistance en traction de 5kN qui est l’effort normal maximum de traction présent dans les lisses avant du dernier niveau. Si cette résistance n’est pas atteinte, on risque un décrochement de l’assemblage. Or, la philosophie adoptée dans la présente partie du travail est que toute la structure reste stable et éviter un écroulement même local de la structure.

On rappelle que l’interaction $M - N$ n’a pas été prise en compte dans la mo-

délisation de la structure en 3D (figure 88). Cela ne constitue pas une grande approximation dans le sens où les efforts normaux qui se sont développés suite à la redistribution ne sont pas significatifs.

Montants On se sert ici toujours du programme aux éléments finis *Finelg* comme outil d'analyse, pour la vérification, on regarde dans quels montants la condition de l'équation (79) est la plus restrictive pour l'acier *S355* actuellement utilisé, c'est-à-dire la condition qui renvoie la plus élevée.

Cela permettra donc d'identifier les montants dimensionnants. On vérifiera ensuite si les montants tels qu'ils sont dimensionnés actuellement sont capables de reprendre ces efforts redistribués.

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (79)$$

Efforts normaux :

Dans les montants adjacents au montant impacté, initialement, il y règne une compression de $50kN$ sous chargement de service tout comme dans le montant impacté avant sa ruine.

La figure 93 illustre la valeur des efforts de compression auxquels sont soumis les montants de la partie directement affectée suite à la perte du bas de montant :

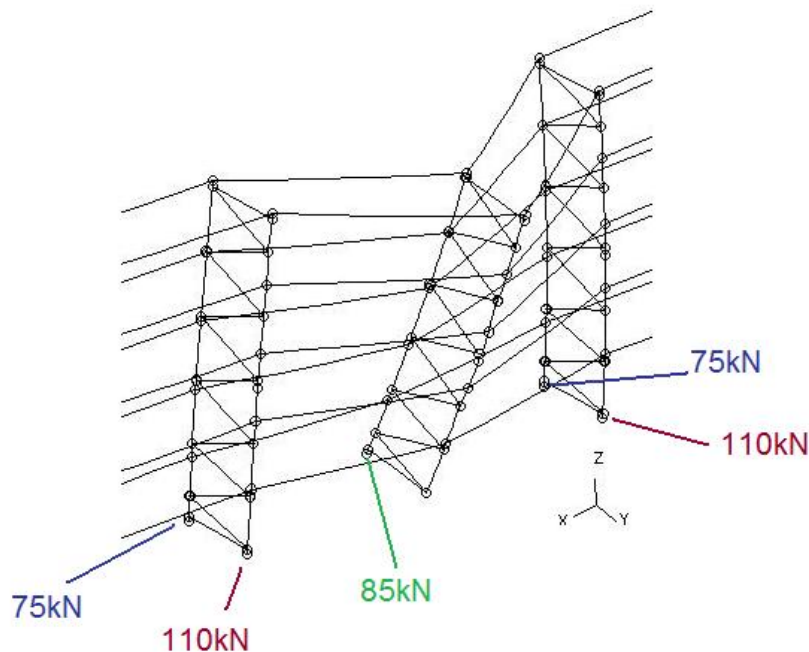


FIGURE 93 – Redistribution des efforts dans les montants adjacents

Après le déchargement complet du montant, il y a redistribution des efforts et les montants directement adjacents se voient maintenant soumis à une compression

de $110kN$ (figure 93).

Finelg sait difficilement prendre en compte le flambement par flexion-torsion dimensionnant des montants et afin de s'assurer que ces valeurs d'efforts de compression soient bien en accord avec les valeurs d'efforts résistants calculés lors de la seconde partie de ce travail (paragraphe II.1), il faut effectuer une comparaison. La valeur de l'effort résistant en compression des montants centraux est de $108kN$ (valeur non pondérée)¹² et ils périssent par suite d'un flambement par flexion-torsion. Il faut noter que toutes les valeurs calculées dans le paragraphe II.1 de la partie 2 sont des efforts et moments résistants pour des éléments soumis uniquement à compression ou uniquement à de la flexion, il n'y a pas de prise en compte de l'interaction des deux sollicitations dont il faut tenir compte à l'aide de la formule (79).

Dès lors, si sous compression seule, les montants directement adjacents ne peuvent déjà supporter l'effort qui leur est imposé par la redistribution, si on tient en plus compte du fait qu'il sont fléchis dans leurs deux plans d'inertie principaux, la condition sera encore plus restrictive.

On ne peut donc atteindre le mode de ruine de la figure 85 car on atteindra la ruine des montants adjacents avant le déchargement complet du bas de montant impacté.

Efforts de flexion :

Afin de procurer une certaine restrainte latérale, les montants adjacents au montant impacté ainsi que ceux de la partie indirectement affectée se voient soumis à des efforts de flexion selon leur axe fort (vue de face de la figure 85). Initialement, dûs aux effets du second ordre, le diagramme des efforts de flexion dans les montants internes est de type bi-triangulaire (figure 94) :

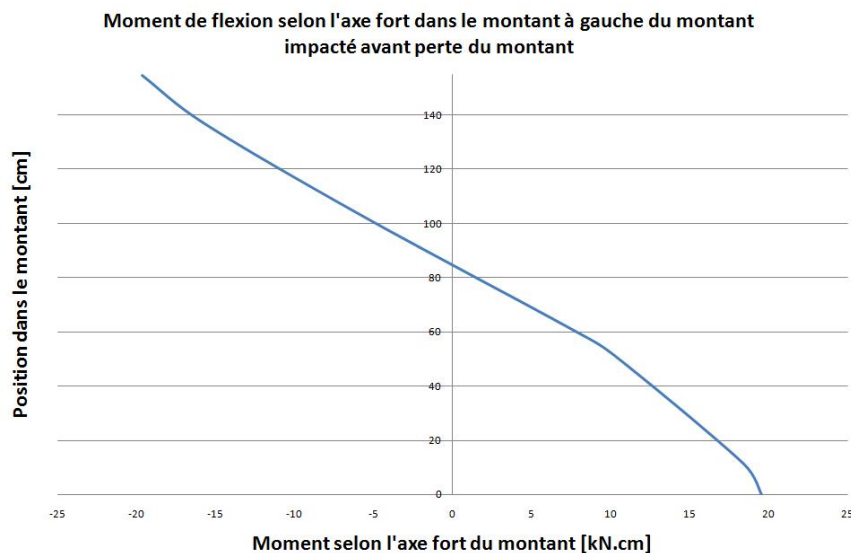


FIGURE 94 – Diagramme des efforts de flexion dans les montants internes

Les moments d'axe fort provoqués par la restrainte sont les plus importants dans les montants de la partie directement affectée et ne présentent aucun risque dans

12. Sous sollicitation accidentelle, on oubliera tous les coefficients de sécurité γ_{M1} sur les résistances

la partie indirectement affectée. De plus, dans la partie indirectement affectée, les efforts normaux et de flexion d'axe faible qui y règnent n'ont pas été modifiés par la redistribution des efforts.

Dans la partie directement affectée (figure 86), les montants les plus fléchis selon leur axe fort sont les montants avant sous le premier niveau de pose des lisses directement adjacents au montant perdu, de plus ce sont ces derniers qui sont soumis aux efforts de compression les plus importants (figure 93). L'allure des moments de flexion d'axe fort de ces montants est illustrée à la figure 95.

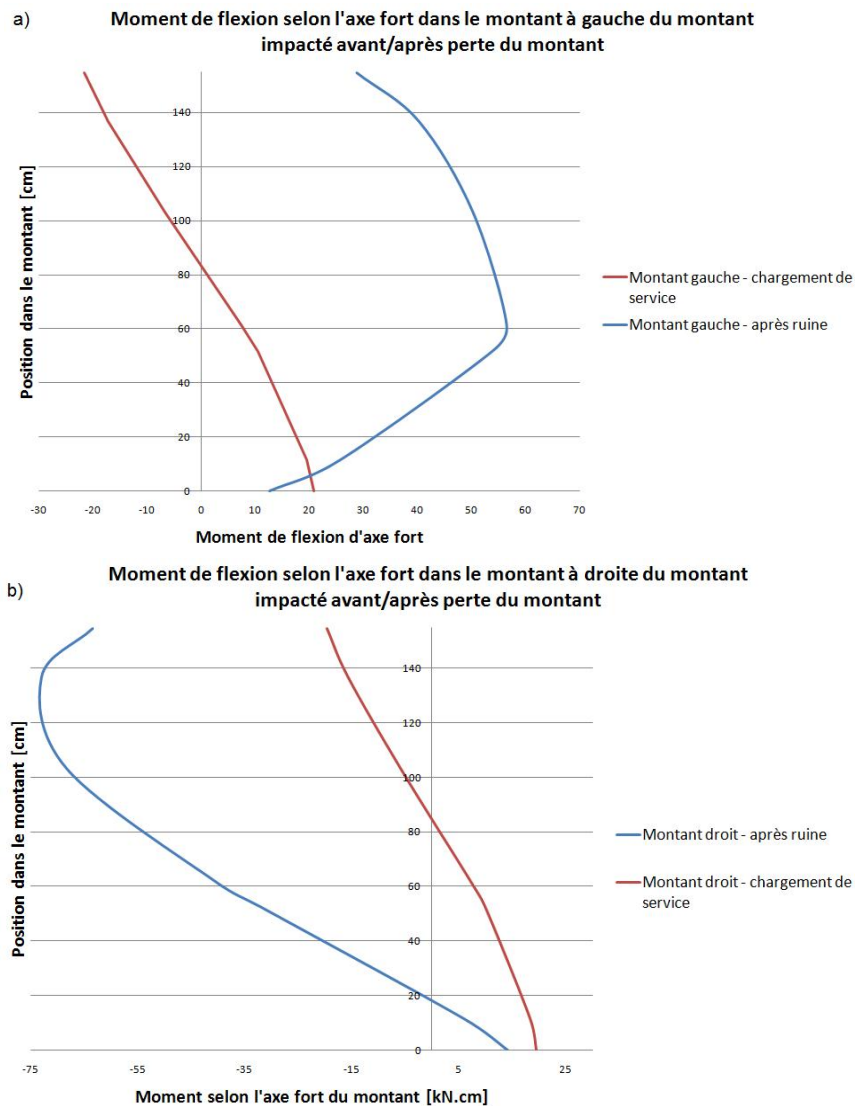


FIGURE 95 – Diagramme des efforts de flexion selon l'axe fort dans les montants adjacents a) gauche b) droite avant et après la perte du montant

Il ne faut pas oublier le fait que les lisses fléchissent également dans le plan x-y. Dès lors, des moments supplémentaires d'axe faible vont être introduits dans les montants.

Ces moments sont maximaux pour les montants du dernier niveau de pose. Néanmoins, l'effort normal et les moments de flexion d'axe fort y régnant étant beaucoup

plus faibles que ceux régnant dans les montants sous le premier niveau de pose, ce ne sont pas ces montants qui sont dimensionnants. Cela a été vérifié à l'aide de l'équation (79).

Récapitulatif :

Les efforts de flexion d'axe fort, d'axe faible et normaux ont été vérifiés pour tous les montants adjacents au montant impacté.

Il en ressort que les montants dimensionnants sont les montants en dessous du premier niveau de pose adjacents au montant perdu.

Dans ces montants, il règne une compression de $110kN$, un moment de flexion d'axe fort maximal de $73kN.cm$ (montant droit au montant impacté) et un moment maximal d'axe faible de $42kN.cm$.

En tenant compte des valeurs non pondérées des efforts résistants et dans la configuration actuelle de la structure, la formule d'interaction (79) renvoie une valeur de 1,43, supérieure à 1. Néanmoins, le critère de l'équation (79) constitue une approche sécuritaire.

Les montants périssent donc avant le déchargement complet du montant impacté.

En augmentant progressivement la limite élastique de l'acier des montants, tout en tenant compte de la diminution de l'aire efficace et de la manifestation du distorsionnel (paragraphe II.3). La condition de l'équation (79) ne peut être respectée qu'avec l'utilisation d'un acier dont la limite élastique vaut $700MPa$.

Cela peut paraître une solution fort coûteuse et difficile à mettre en oeuvre avec l'outillage actuel. Néanmoins il s'agit là de la condition afin que le mode de ruine de la structure soit tel qu'il est illustré à la figure 85.

Afin d'éventuellement s'affranchir de l'utilisation d'aciers si performants, l'idée d'une connexion qui se décroche pourrait être une solution envisageable dans le sens où la redistribution des efforts serait coupée par le décrochement des griffes des assemblages lisse-montant de la partie directement affectée.

Cela dépend simplement du point de vue sous lequel on veut se placer ; on veut dire par là que si les assemblages se décrochent, on se retrouve face à une partie de structure qui va s'écrouler mais n'entraînant pas de redistributions d'efforts importants dans le reste de la structure directement adjacente.

Nous pensons, que bien même, la solution ici proposée paraît moins réaliste cela permet tout de même que la structure puisse se stabiliser dans un état déformé et de ne pas causer de ruine potentielle même localisée.

Panneautage d'échelle Les éléments de diagonales sont des éléments qui sont soumis à des efforts normaux, néanmoins, les efforts transitent par les âmes dos à dos des profilés en C constituant les diagonales (figure 33) et cela induit une légère flexion dans ces derniers dont il faut tenir compte pour la détermination de la résistance à l'effort normal (équation (45)). On n'a pas introduit cette excentricité dans la modélisation. Sous chargement de service, on est relativement loin de ces efforts résistants.

Cependant, suite à la perte du bas de montant, dans le panneautage d'échelle auquel le montant perdu appartenait, ces efforts normaux surpassent la valeur des efforts normaux résistants des diagonales calculés par la formule d'interaction (45). Les panneautages d'échelle directement adjacents au panneautage d'échelle auquel appartient le montant perdu ainsi que les panneautages d'échelle de la partie indirectement affectée ne voient pas leurs efforts de traction et compression changer de manière significative.

Dès lors, avant le déchargement complet du montant impacté, les diagonales surtendues ou surcomprimées du panneautage d'échelle auquel appartient le bas de montant perdu seront ruinées.

Dans ce cas, on serait incapable d'atteindre l'état d'équilibre déformé de la figure 85.

On identifie une compression maximale de $12kN$ et une traction maximale de $11kN$ dans le panneautage d'échelle auquel appartient le montant perdu.

Une piste envisageable serait donc d'augmenter la limite élastique de l'acier utilisé dans les diagonales. Actuellement, elles sont constituées d'acier dont la limite élastique f_y vaut $235MPa$ dont la limite de rupture f_u vaut $360MPa$.

En compression, cela pourrait aider, bien qu'en augmentant la limite élastique, on augmente l'élanement réduit de la diagonale et on diminue donc tous les coefficients de réduction (flambements et distorsion). De plus, pour la détermination de la résistance en traction de la diagonale, la résistance à la pression diamétrale (équations (40) et (41)) doit être prise en compte et l'augmentation de la limite élastique de la diagonale ne modifie en rien la résistance au cisaillement des assemblages.

Si on augmente la limite élastique de la diagonale en choisissant une nuance supérieure dans le tableau 14, soit de l'acier $S355$ dont la limite de rupture f_u vaut $510kN$, on atteint des résistances non pondérées de $12kN$ en traction et de $12,7kN$ en compression.

On écarte ainsi tout risque de ruine prématurée des diagonales de montants avant la décharge complète des efforts repris par le bas de montant impacté.

III.4 Conclusion

Dans cette troisième partie, on a analysé le comportement à l'impact de la structure de stockage non contreventée type choisie pour ce travail. Dans un premier temps, on a substitué à une analyse dynamique une analyse statique qui nous a fourni l'effort horizontal maximal que pouvait supporter un bas de montant, modélisant l'impact d'un clark, sur un bas de montant à une hauteur de $10cm$. Le montant impacté ne peut supporter un effort horizontal de $230kN$ tel que prescrit l'annexe nationale de l'Eurocode 1[3]. Dans le montant impacté, l'atteinte du *moment élastique efficace* au point d'impact cause un mécanisme de ruine local. Quand bien même, le moment résistant serait augmenté par l'utilisation d'un acier de nuance supérieure au $S355$ actuellement utilisé pour le montant, cela ne suffirait

pas à encaisser le choc causé. La ruine du montant est donc inévitable si aucune protection n'est mise en place.

Une solution intermédiaire serait donc de venir placer des protections de montants capables de reprendre l'effort résiduel qui ne peut être supporté par le bas de montant.

On imagine ensuite le cas où le choc du clark a causé la ruine du montant. On se retrouve face à un système ayant perdu un de ses éléments porteurs. L'objet de la seconde partie de l'étude du comportement en cas de sollicitation accidentelle a donc été d'observer la redistribution des efforts dans la structure et d'identifier les qualités en terme de résistance, de ductilité, ... que doit posséder la structure afin de ne faire face qu'à une ruine locale.

Nous avons donc établi les conditions que doit posséder la structure afin que le système se retrouve dans une position déformée stable, en évitant ne fût-ce qu'un décrochement localisé.

Le logiciel Finelg ne peut prendre en compte certains facteurs comme la ruine dimensionnante par flexion-torsion des montants, la non redistribution en section des efforts pour des profilés de classe 3 (lisses) et 4 (montants) et l'excentricité des efforts normaux dans les diagonales n'a pas été modélisée. Dès lors, Finelg a plutôt été utilisé comme outil d'analyse et la vérification a fait partie d'un procédé ultérieur.

En effet, le logiciel ne tenant pas compte de ces limitations en terme de résistance, de ductilité, ... est capable d'aller *plus loin* que ce que la structure serait réellement capable de supporter.

Les efforts redistribués dans la structure suite à la perte d'un bas de ses montants ont été comparés aux efforts résistants calculés dans la seconde partie du présent travail (paragraphe II.1) et on a ensuite effectué une vérification à l'aide de formules d'interaction telles que l'inégalité (79).

Dans les lisses, aucun problème majeur en terme de résistance n'est apparu suite à la redistribution des efforts.

Dans les assemblages lisses-montants, afin que la ruine reste localisée telle qu'elle est illustrée à la figure 85, il faudrait qu'ils supportent une traction de $5kN$ et une rotation de 4 degrés. Dans les assemblages, aucune interaction M-N n'a été prise en compte (figure 88).

Nous avons pu identifier que la combinaison des efforts de compression et de flexion dans les montants avant adjacents au montant perdu, suite à la redistribution, causeraient une ruine de ces derniers. Cette résistance insuffisante des montants actuels a donc été une piste pour la valorisation des aciers à haute performance. Nous avons pu trouver une solution en venant substituer l'acier actuel S355 composant les montants par de l'acier à haute performance dont la limite élastique vaut $700MPa$.

Cette solution nous a paru fort coûteuse et certainement difficile à mettre en oeuvre dans la réalité. En effet, il se peut que certains préfèrent prendre le risque d'une ruine que d'investir dans un système qui serait robuste bien que surdimensionné sous chargement statique

Le panneautage d'échelle le plus affecté est celui auquel appartient le bas de montant perdu. Dans ce dernier, des efforts importants de traction et de compression apparaissent. Ceci a dès lors constitué notre seconde piste pour la valorisation des aciers à haute performance.

L'acier actuel constituant les diagonales d'échelle est du *S235*. En passant à une nuance d'acier juste supérieure, du *S355*, le système de contreventement sera capable de subir la redistribution des efforts.

Nous avons donc pu mettre en avant les faiblesses de la structure de stockage au niveau des montants et des diagonales d'échelle. En effet, lorsque la structure doit faire face à la perte d'un de ses éléments porteurs, nous avons établi que les montants et les diagonales d'échelle dans lesquels sont redistribués les efforts ne sont pas capables de résister.

Etant donné que l'un des aspects de ce travail est la mise en avant de l'utilisation des aciers à haute performance dans les structure de stockage, c'est naturellement dans cette voie que nous nous sommes dirigés afin de pallier aux problèmes de résistance.

Pour conclure cette troisième partie, nous ajouterions qu'il ne faut pas oublier le fait que nous avons traité un cas académique d'une structure de stockage type dont le montant ruiné se situe approximativement au centre de la structure, il ne faut donc pas étendre les conclusions qui ont été tirées ici dans le cas d'une structure différente et dont l'impact se situerait à un endroit différent, un montant plus extrême par exemple.

Quatrième partie

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce travail est destiné à mieux comprendre le fonctionnement des structures de stockage et plus précisément des structures de stockage à palettes. Sous chargement statique dans un premier temps et sous sollicitation exceptionnelle ensuite. Une norme européenne, la EN 15512[1], publiée en 2008 régit le calcul statique de ces structures.

Dans un premier temps, nous avons détaillé quelques particularités des structures de stockage. Elles sont en effet différentes des structures métalliques usuelles ; nous entendons par là qu'elles sont constituées exclusivement de profilés à parois minces. Les montants (colonnes) sont des profilés de classe 4 à sections ouvertes munis de perforations sur toute leur hauteur afin que les griffes des assemblages lisse-montant puissent venir s'y loger. Les assemblages lisse-montant sont des assemblages semi-rigides. Les lisses, quant à elles, sont assimilées à des sections fermées de classe 3. Enfin, l'assemblage en pied de montant est considéré comme un assemblage semi-rigide dont la rigidité et le moment résistant dépendent de l'effort normal de compression régnant dans le montant. Le poids propre de ces structures est négligeable par rapport au chargement qui leur est imposé.

Les structures de stockage possèdent toujours un contreventement latéral, le panneautage d'échelle, constitué de profilés ouverts en C. Cependant, dans la direction longitudinale, on peut faire face à une structure contreventée ou non-contreventée. Le système de contreventement longitudinal est placé pour la plupart du temps à l'arrière de la structure afin que l'accès aux marchandises ne soit pas entravé.

Dans un second temps, nous nous sommes fixés un exemple type de structure de stockage à palettes non-contreventée longitudinalement de 7 travées et 5 étages dont nous avons effectué l'analyse à l'aide du logiciel PEP Micro développé par le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) et la vérification à l'aide de la norme européenne 15512[1].

Les premières conclusions qui ont été tirées de cet exemple type de structure non contreventée est le rôle primordial joué par les effets du second ordre, particulièrement dans la direction longitudinale. En effet, le rapport des charges nominales aux charges critiques est plus grand que 0,3, c'est-à-dire la limite fixée par la EN 15512[1] pour une prise en compte directe des effets du second ordre.

Nous avons également effectué des études paramétriques sur base de cette structure non contreventée ; la rigidité de la connexion lisse-montant, la rigidité en pied de montant et la hauteur entre niveaux de pose de lisses ont été modifiées afin de mettre en évidence leur impact sur le comportement global de la structure. Il ressort de cette étude paramétrique que l'assemblage lisse-montant joue un certain rôle de restrainte latérale, plus l'assemblage a une rigidité importante plus le multiplicateur critique α_{cr} est important. On a identifié ce même rôle joué par l'assemblage en pied de montant dont l'augmentation de rigidité procure un regain de stabilité latérale. Enfin, lorsque la hauteur entre niveaux de pose de lisses diminue,

on observe également une meilleure stabilité.

Néanmoins, il ressort de toutes ces études paramétriques que, dans le cas de la structure non contreventée choisie, ce sont des critères de flèches horizontales en tête de structure et des critères de flèche verticale maximale des lisses qui gouvernent le dimensionnement de la structure.

Un second exemple, le cas d'une structure contreventée longitudinalement a alors été étudié. D'une part, une analyse et une vérification sous chargement statique ont été réalisées. Ensuite, des études paramétriques visant à mettre en avant les conditions de dimensionnement d'une structure contreventée ont été menées en faisant varier la rigidité de la connexion lisse-montant, la rigidité en pied de montant et la hauteur entre niveaux de pose. Il ressort de ces études qu'une structure de stockage contreventée longitudinalement peut être considérée comme étant gouvernée par les états limites ultimes et non plus par les critères de flèches horizontales qui sont imposés par la norme 15512[1].

Une piste a dès lors été envisagée quant à l'intérêt des aciers à haute performance dans les montants d'une structure contreventée à noeuds fixes. Cette étude est basée sur un article publié par l'Université de Liège mettant en avant l'utilisation d'aciers à haute performance pour des colonnes tubulaires circulaires [11]. L'étude a été menée en effectuant une variation de l'épaisseur de la section de montant utilisée dans le cas des deux exemples de structures préalablement analysées. Il a également fallu tenir compte de la diminution de l'aire efficace et de la plus grande manifestation du distorsionnel lorsque la limite élastique de l'élément augmente.

Il découle finalement de cette étude qu'il peut être intéressant d'utiliser de l'acier HLE dans les montants d'une structure de stockage contreventée dans le sens où un gain de volume d'acier peut être obtenu par l'augmentation de la limite élastique du matériau. Néanmoins, nous avons mis en avant les éventuels problèmes d'outillage qui pourraient apparaître pour le formage et le perforage de montants dont la limite élastique est trop importante.

La troisième partie du présent travail traite du comportement à l'impact de la structure de stockage non contreventée longitudinalement qui a été analysée et vérifiée dans la seconde partie. Nous avons premièrement, à l'aide d'une analyse statique visant à faire varier un effort horizontal, modélisé l'impact que pourrait causer un clark sur un bas de montant. Lorsque l'effort horizontal a atteint une valeur de $45,5kN$, un mécanisme local se forme dans le montant impacté causant sa ruine. Nous avons comparé cet effort résistant obtenu par voie numérique à l'aide du logiciel aux éléments finis Finelg à l'effort statique équivalent prescrit par l'annexe nationale de la partie 1.7 de l'Eurocode 1[3] qui est de $230kN$. La conclusion que nous avons tirée est que le montant n'est pas capable d'encaisser cet effort horizontal. Dès lors, nous sommes face à une structure qui a perdu un de ses éléments porteurs.

Afin de modéliser le comportement de la structure suite à la perte du bas de montant, nous avons créé un modèle *post-collapse*, c'est-à-dire un modèle qui a permis de rendre compte de la redistribution des efforts dans le reste de la structure, les efforts initialement repris par le bas de montant désormais ruiné.

Il ressort de cette simulation *post-collapse* qu'il est impossible, pour la structure telle qu'elle est dimensionnée actuellement, d'atteindre un état déformé stable. Nous voulons dire par là qu'avant même la redistribution complète des efforts initialement repris par le montant ruiné, les éléments adjacents au montant impacté

ne supportent pas les efforts qui leur sont infligés par la redistribution. Ces problèmes de résistance ont été identifiés dans les montants directement adjacents au montant impacté ainsi que dans le panneautage d'échelle auquel le montant impacté appartient.

Une solution à ces problèmes de résistance a naturellement été d'investiguer s'il ne pouvait pas être intéressant de jouer sur la nuance d'acier de ces éléments afin qu'ils soient capables de supporter les efforts de redistribution. Les montants, actuellement dimensionnés avec de l'acier *S355*, devraient être faits d'acier *S700* et les diagonales d'échelle, actuellement en *S235*, devraient être dimensionnées avec de l'acier *S355*.

On demande aussi aux assemblages lisse-montant de supporter un effort de traction de $5kN$ et une rotation de 4 degrés. En ce qui concerne les assemblages, aucune interaction $M - N$ n'a été prise en compte pour leur modélisation (figure 88).

Nous concluons enfin en évoquant les perspectives qui peuvent être envisagées dans le cadre de ce travail ; ces perspectives seraient d'établir d'autres modélisations de structures de stockage et de voir s'il est possible d'étendre les conclusions tirées pour cet exemple type de structure de stockage à palettes à d'autres configurations. Dans le cadre de l'analyse et de la vérification sous chargement statique, nous avons eu l'occasion de comparer le comportement d'une structure non-contreventée et contreventée longitudinalement. Néanmoins, dans les aspects de robustesse, nous n'avons effectué qu'une simulation sur cette même structure type non-contreventée. Il serait intéressant d'observer le phénomène qui se produirait si la position montant impacté dans la structure variait, si on avait affaire au cas d'une structure contreventée.

Il y a dans ces perspectives tout un potentiel qui mériterait d'être exploité par la suite.

Cinquième partie

ANNEXES

A Détail du calcul selon la norme EN 15512[1]

A.1 Calcul des longueurs de flambement pour l'axe fort à l'aide des abaques de Wood

L'indice e est pour extrême, c pour centraux et les chiffres dénominent la hauteur de l'étage. Les conditions de restrainte étant différentes selon que le montant se situe à l'extrémité ou au centre de la structure et selon le niveau auquel il se trouve, différents cas sont à envisager. Ils sont illustrés sur la figure 96 :

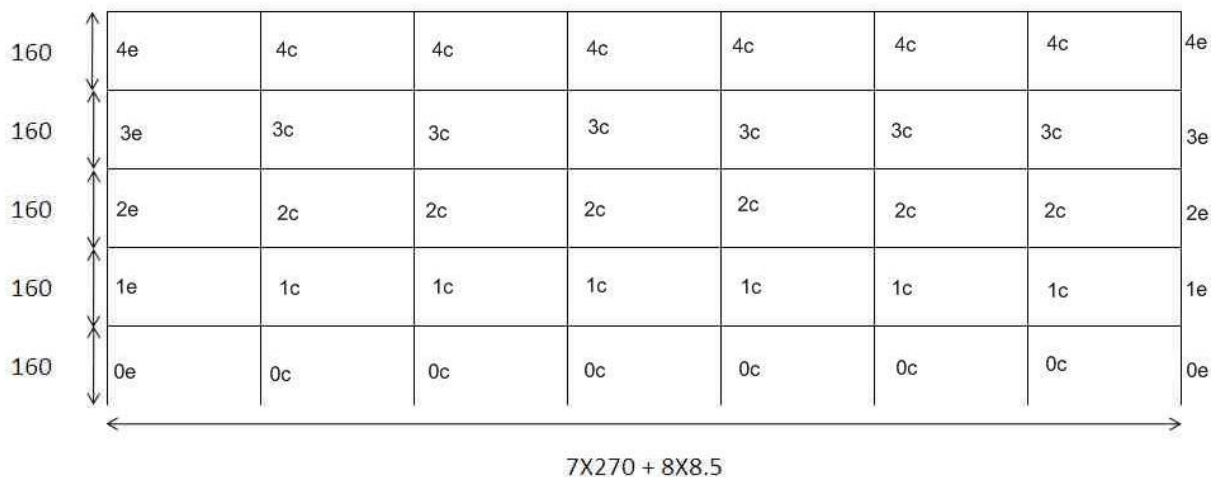


FIGURE 96 – Montants - Flambement selon l'axe fort

L'indice e est pour extrême, c pour centraux et les chiffres dénominent le niveau auquel appartient le montant.

1. Montants niveau 0 - extrêmes (0e)

Pour les montants du niveau 0, il y a lieu de prendre en compte la rigidité du pied qu'on nomme K_h . De plus, cette rigidité dépend de l'effort de compression présent dans le montant (paragraphe I.4.2). Au fur et à mesure que la compression augmente, l'appui du pied passe de la rotule à l'encastrement.

Selon (17), (18) et (19) :

$$\begin{aligned}
k_i &= \frac{R_c}{R_c + K_h} \\
&= \frac{\frac{E.I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{E.I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{K_h}{4}} \\
&= 0,66 \\
k_s &= \frac{R_c + R_s}{R_c + R_s + R_p} \\
&= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{4.L_{lisse}}} \\
&= 0,81
\end{aligned}$$

La valeur de K_h a été adaptée en fonction de l'effort de compression régnant dans le montant.

Selon (19) :

$$\begin{aligned}
K &= 0,82 \\
&\rightarrow \\
L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\
&= 0,82.160cm \\
&= 131,26cm
\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}
\chi_y &= 0,88 \\
&\rightarrow \\
N_{b,Rd,y} &= 116,4kN
\end{aligned}$$

2. Montants niveau 0 - centraux (0c)

La rigidité K_h du pied doit encore être prise en compte.

K_h a été adaptée en fonction de l'effort de compression régnant dans le montant, ce dernier étant plus important pour les montants centraux que les montants extrêmes, la rigidité du pied est augmentée.

Selon (17) et (18) :

$$\begin{aligned}
k_i &= \frac{R_c}{R_c + K_h} \\
&= \frac{\frac{E.I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{E.I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{K_h}{4}} \\
&= 0,56 \\
k_s &= \frac{R_c + R_s}{R_c + R_s + 2.R_p} \\
&= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{2.L_{lisse}}} \\
&= 0,67
\end{aligned}$$

Selon (19) :

$$\begin{aligned}
K &= 0,75 \\
\rightarrow \\
L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\
&= 0,75.160cm \\
&= 120cm
\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}
\chi_y &= 0,9 \\
\rightarrow \\
N_{b,Rd,y} &= 118,9kN
\end{aligned}$$

3. Montants niveaux 1, 2 et 3 - extrêmes (1e, 2e et 3e)

Selon (17) et (18) :

$$\begin{aligned}
k_i &= \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + R_p} \\
&= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{4.L_{lisse}}} \\
&= k_s \\
&= 0,81
\end{aligned}$$

Selon (19) :

$$\begin{aligned}
K &= 0,85 \\
\rightarrow \\
L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\
&= 0,85.160cm \\
&= 135,5cm
\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}\chi_y &= 0,87 \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,y} &= 115,4kN\end{aligned}$$

4. Montants niveaux 1, 2 et 3 - centraux (1c, 2c et 3c)

Selon (17) et (18) :

$$\begin{aligned}k_i &= \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + 2.R_p} \\ &= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{2.L_{lisse}}} \\ &= 0,67 \\ &= k_s\end{aligned}$$

Selon (19) :

$$\begin{aligned}K &= 0,77 \\ &\rightarrow \\ L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\ &= 0,77.160cm \\ &= 123,2cm\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}\chi_y &= 0,89 \\ &\rightarrow \\ N_{b,Rd,y} &= 117,3kN\end{aligned}$$

5. Montants niveau 4 - extrêmes (4e)

Selon (17) et (18) :

$$\begin{aligned}k_i &= \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + R_p} \\ &= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{4.L_{lisse}}} \\ &= 0,81 \\ k_s &= \frac{R_c}{R_c + R_p} \\ &= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{2.L_{lisse}}} \\ &= 0,67\end{aligned}$$

Selon (19) :

$$\begin{aligned}K &= 0,79 \\&\rightarrow \\L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\&= 0,79.160cm \\&= 127cm\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}\chi_y &= 0,89 \\&\rightarrow \\N_{b,Rd,y} &= 117,3kN\end{aligned}$$

6. Montants niveau 4 - centraux (4c)

Selon (17) et (18) :

$$\begin{aligned}k_i &= \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + 2.R_p} \\&= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{2.L_{lisse}}} \\&= 0,67 \\k_s &= \frac{R_c}{R_c + 2.R_p} \\&= \frac{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}}}{\frac{I_{y,montant}}{L_{montant}} + \frac{I_{y,lisse}}{4.L_{lisse}}} \\&= 0,81\end{aligned}$$

Selon (19) :

$$\begin{aligned}K &= 0,82 \\&\rightarrow \\L_{fl,y} &= K.L_{montant} \\&= 0,82.160cm \\&= 131,7cm\end{aligned}$$

Le coefficient de réduction calculé pour l'axe fort à l'aide de (10) :

$$\begin{aligned}\chi_y &= 0,88 \\&\rightarrow \\N_{b,Rd,y} &= 116,3kN\end{aligned}$$

B Données encodées dans le logiciel de calcul PEP Micro

Les données à entrer dans l'interface du logiciel PEP Micro sont les efforts résistants de chacun des composants de la structure ainsi que leurs aires et inerties dans le plan adéquat.

Il faut également définir la géométrie ainsi que les appuis.

Direction longitudinale

– Montants

Dans le tableau 30 sont reprises les données à encoder dans le logiciel PEP pour les montants dans la direction longitudinale. A_S correspond à l'aire efficace de la section de droite des montants tandis que I_S correspond à l'inertie selon l'axe fort qui est à considérer pour l'analyse dans la direction longitudinale.

Les efforts résistants ne sont pas pondérés.

A_S		3,83 cm^2
I_S		46,9 cm^4
$M_{p,y}$		355,3 $kN.cm$
N_p	1. Rez - extr.	103,4 kN
	2. Rez - centraux	105,4 kN
	3. Etage - extr.	92,4 kN
	4. Etage - centraux	94,3 kN
	5. Dernier - extr.	93,8 kN
	6. Dernier - centraux	93 kN

TABLE 30 – Données PEP - Down-aisle direction - Montants

– Lisses

Dans le tableau 31 sont reprises les données à encoder dans le logiciel PEP pour les lisses dans la direction longitudinale. A_S correspond à l'aire efficace de la section de droite des lisses tandis que I_S correspond à l'inertie selon l'axe fort des lisses qui est à considérer pour l'analyse dans la direction longitudinale.

Le moment résistant (calculé avec le module de flexion élastique) $M_{p,y}$ est celui qui fait suite à la redistribution des efforts (paragraphe II.1.2.1).

A_S	5 cm^2
I_S	76 cm^4
$M_{p,y}$	487,3 $kN.cm$
N_p	105,4 kN

TABLE 31 – Données PEP - Down-aisle direction - Lisses

Direction transversale

– Montants

Dans le tableau 32 sont reprises les données à encoder dans le logiciel PEP pour les montants dans la direction transversale.

A_S	3,83 cm^2
I_S	22,6 cm^4
$M_{p,z}$	324 $kN.cm$
N_p	Voir direction longitudinale

TABLE 32 – Données PEP - Cross-aisle direction - Montants

– Diagonales

Le tableau 33 résume les données à encoder dans le logiciel PEP pour les diagonales dans la direction transversale.

Une remarque s'impose quant à l'aire des diagonales à encoder pour l'analyse. Il s'agit de 25% de l'aire brute (paragraphe II.1.2.3).

A_S		0,33 cm^2
I_S		2,59 cm^4
$M_{p,y}$		32,73 $kN.cm$
N_p	Diagonales 1	7,74 kN
	Diagonales 2	7,74 kN
	Diagonales 3	7,74 kN

TABLE 33 – Données PEP - Cross-aisle direction - Diagonales

C Calcul de l'aire efficace d'un profilé à parois minces avec raidisseurs de bords et intermédiaires

Le calcul de l'aire efficace du profilé de montant utilisé pour l'exemple 1 et 2 (paragraphe II.1) est détaillé ici. La géométrie du montant est illustrée à la figure 97 :

Il est toujours bon de rappeler que ce calcul d'aire efficace est réalisé dans le cadre de l'étude sur l'intérêt des aciers HLE dans les montants des structures de stockage. N'ayant pas de données concernant la diminution de l'aire efficace des profilés lorsque la nuance d'acier augmente au vu des perforations qui rendent sa détermination analytique très compliquée, on se base sur la réduction d'aire efficace pour une section qui serait pleine. Dès lors, on ne prend donc en compte que l'effet du voilement local, on ne tient pas compte de la réduction de l'aire brute en aire nette suite aux perforations.

Le calcul des autres géométries de la batterie de montants est réalisée de la même manière mais n'est pas détaillée ici.

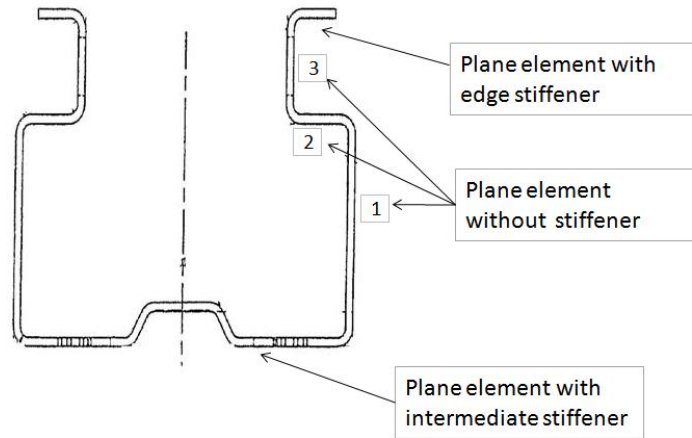


FIGURE 97 – Géométrie du montant

Les éléments constituant la section peuvent être classés selon 3 classes selon la figure 97 :

- Élément plan avec raidisseur de bord
- Élément plan sans raidisseur
- Élément plan avec raidisseur intermédiaire

Le montant est supposé soumis uniquement à une sollicitation de compression. C'est en effet de cette manière qu'est déduite l'aire efficace par les essais de tronçon court (paragraphe I.4.2).

Élément plan sans raidisseur La section de droite du montant contient 6 éléments plans sans raidisseurs intermédiaires doublement supportés, les éléments 1, 2 et 3 (figure 97).

1. Calcul de b_p

La largeur de l'élément à considérer est la largeur b_p illustrée à la figure 98

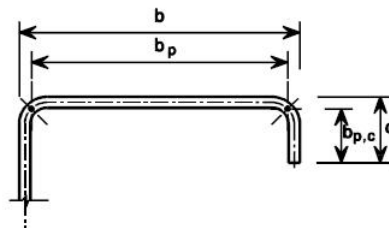


FIGURE 98 – Largeur b_p à considérer pour le calcul [9]

2. Calcul de l'élancement de paroi $\bar{\lambda}_p$

Afin de calculer le coefficient de réduction ρ dû au voilement local de la paroi, il faut en calculer l'élancement de l'élément 1, 2 et 3 de la figure 97 par la

formule 80 :

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot f_{y,b}}{\pi^2 \cdot E \cdot k_\sigma}} \quad (80)$$

Où :

- b_p est la largeur de la paroi définie plus haut ;
- t est l'épaisseur de la paroi ;
- ν est le coefficient de poisson de l'acier, soit 0,3 ;
- $f_{y,b}$ est la limite élastique de l'acier en tenant compte de l'écroutissement produit par le formage à froid des profilés ;
- E le module de Young de l'acier, soit 21000 kN/cm^2 ;
- k_σ est le coefficient de voilement, dans le cas d'une paroi en compression, il vaut 4.

L'élancement de paroi (formule (80)) est fonction de la limite élastique du profilé, plus la limite élastique est importante, plus l'élancement de paroi augmente. Les effets du voilement local sont donc plus susceptibles de se manifester.

Toutes les données de la formule (80) restent constantes pour une géométrie donnée si ce n'est la limite élastique $f_{y,b}$ qui varie lorsqu'on passe d'une nuance d'acier à une autre. Le tableau 34 donne le pourcentage d'augmentation de l'élancement de paroi $\bar{\lambda}_p$ par rapport à une situation où l'acier dont la limite élastique est de 355 MPa serait utilisé. Dans le tableau 34 ont été mis en gras les élancements de paroi à partir desquels le voilement local doit être pris en compte par une réduction de l'aire de la section de droite.

$f_{y,b} [\text{MPa}]$	355	420	460	500	600	700
Augmentation de λ_p [%]	0	8,7	14	18,7	30	40
λ_p - Paroi 1	0,53	0,58	0,60	0,63	0,69	0,75
λ_p - Paroi 2	0,19	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27
λ_p - Paroi 3	0,24	0,26	0,27	0,28	0,31	0,34

TABLE 34 – Influence de l'augmentation de f_y sur l'élancement de paroi $\bar{\lambda}_p$

3. Calcul du coefficient de réduction ρ

En fonction de la valeur de l'élancement de paroi (formule (80)), on calcule le coefficient de réduction de l'aire de la paroi pour tenir compte de son voilement local (formules (81) et (82)) :

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \rightarrow \rho = 1 \quad (81)$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,673 \rightarrow \rho = \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p}\right) \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \quad (82)$$

La largeur efficace est obtenue par la formule (84) :

$$b_{eff} = \rho \cdot b_p \quad (84)$$

Le tableau 34 met en évidence les élancements des parois 1, 2 et 3 de la figure 97, on peut voir que la paroi 1 ne doit pas subir de réduction de son aire suite au voilement local tant que la limite élastique est inférieure à $600MPa$ tandis que quelle que soit la valeur de la limite élastique de l'acier constituant les parois 2 et 3, le voilement local peut être négligé. Le tableau 35 ci-dessous synthétise la valeur du coefficient de réduction des parois 1, 2 et 3 pour différentes valeurs de limites élastiques.

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
ρ - Paroi 1	1	1	1	1	0,98	0,94
ρ - Paroi 2	1	1	1	1	1	1
ρ - Paroi 3	1	1	1	1	1	1

TABLE 35 – Valeurs du coefficient de réduction ρ en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Les parois 1, 2 et 3 de la figure 97 sont doublement supportées, dès lors, la largeur efficace se répartit sur la paroi tel qu'indiqué sur la figure 99 :

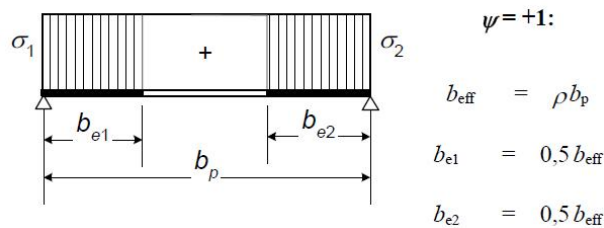


FIGURE 99 – Répartition de la largeur efficace sur la paroi [9]

Elément plan avec raidisseur de bord *Conditions*

La section de la figure 97 comprend 2 raidisseurs de bord simples. La section de droite d'un raidisseur de bord simple doit prendre en compte la proportion effective du raidisseur de bord c et la portion effective de l'élément plan $b_{e,2}$ comme le montre la figure 100 :

Un raidisseur de bord ne doit pas être pris en compte lors de la détermination de la résistance d'un élément plan auquel il est attaché si les conditions suivantes ne sont pas rencontrées. Pour des raisons de confidentialité, les dimensions exactes du

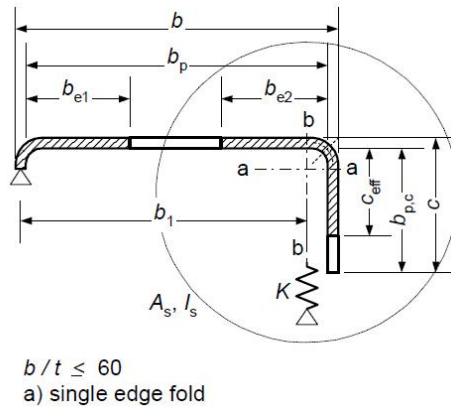


FIGURE 100 – Raidisseur de bord [9]

profilé ne sont pas données ici, on indiquera simplement si la condition est vérifiée ou non :

- l’angle entre le raidisseur et l’élément plan ne doit pas être inférieur à 45° et supérieur à $135^\circ \rightarrow$ l’angle vaut 90° , la condition est vérifiée ;
- le débordement c ne doit pas être inférieur à $0,2b$ où b et c sont illustrés sur la figure 100 \rightarrow la condition est vérifiée ;
- le ratio b/t est supérieur à 60 dans le cas d’un raidisseur de bord unique \rightarrow la condition est vérifiée.

Tous les critères sont vérifiés, dès lors, le raidisseur de bord doit être pris en compte dans la détermination de l’aire efficace.

Modèle équivalent

L’Eurocode 3 préconise de remplacer le système actuel a) (figure 101) en un système équivalent b) en calculant la rigidité du ressort K .

u est une force unitaire, θ la rotation du raidisseur de bord et δ la déflexion.

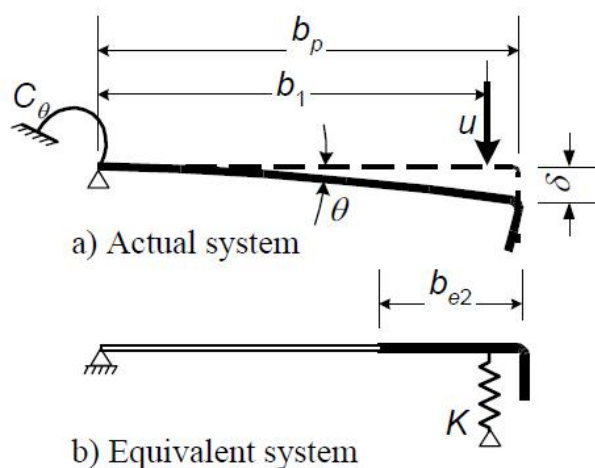


FIGURE 101 – Modèle équivalent [9]

La rigidité du ressort K se détermine en calculant la déflexion δ du raidisseur de bord (formule (85)) :

$$\delta = \theta.b_p + \frac{u.b_p^3}{3} \cdot \frac{12.(1-\nu^2)}{E.t^3} \quad (85)$$

La déflexion reprend 2 contributions, d'une part la rotation du raidisseur $\theta.b_p$ et d'autre par le déplacement en translation $\frac{u.b_p^3}{3} \cdot \frac{12.(1-\nu^2)}{E.t^3}$ suite à l'application de u .

L'équation (85) peut s'écrire (équation (86)) :

$$\delta = \frac{u.4.(1-\nu^2).b_p^3}{E.t^3} \cdot (b_p + h) \quad (86)$$

Où h est la hauteur du profilé.

La rigidité par unité de longueur du ressort du modèle équivalent (figure 101) se déduit de la relation (87) :

$$K = \frac{u}{\delta} \quad (87)$$

Calculs faits, pour la géométrie de montant de l'exemple 1 et 2, on trouve :

$$K = 0,38kNcm/rad/cm$$

Procédure générale

1. Calcul de $b_{p,c}$

On calcule la valeur de $b_{p,c}$ tel qu'il est indiqué à la figure 100. En fonction de la valeur de $b_{p,c}$ et b_p (équations (88) et (89)), on calcule le coefficient de voilement de la paroi k_σ :

$$\frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35 \rightarrow k_\sigma = 0,5 \quad (88)$$

$$\frac{b_{p,c}}{b_p} > 0,35 \rightarrow k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2} \quad (89)$$

Dans le cas de la géométrie de montant choisie, le rapport $\frac{b_{p,c}}{b_p}$ est supérieur à 0,35. Dès lors, le calcul du coefficient de voilement est réalisé avec l'équation (89). On trouve une valeur de k_σ de 0,8 quelle que soit la valeur de $f_{y,b}$ étant donné l'indépendance des deux paramètres.

2. Calcul de l'élanement de paroi $\bar{\lambda}_p$

En fonction de la valeur de k_σ et $b_{p,c}$ déterminée plus haut, on calcule l'élanement du raidisseur de bord, on utilise l'équation (80) en remplaçant b_p par $b_{p,c}$ et k_σ par la valeur déterminée plus haut, soit 0,8.

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
Augmentation de λ_p [%]	0	8,7	14	18,7	30	40
λ_p - Raidisseur de bord	0,30	0,33	0,34	0,36	0,39	0,42

TABLE 36 – Valeurs de l'élancement de paroi en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

L'élancement de paroi étant fonction de $f_{y,b}$, le tableau 36 synthétise les résultats en fonction de la limite élastique de la paroi.

3. Calcul du coefficient de réduction ρ

Dans le tableau 36, tous les élancements sont inférieurs à 0,673. Comme le préconise l'équation (81), le coefficient de réduction ρ doit être pris égal à 1. Dès lors, il n'y a pas de réduction de largeur du raidisseur de bord.

La largeur efficace du raidisseur (équation (84)) vaut $\rho.c = c$.

On connaît à présent l'aire efficace A_s (équation (90)) du raidisseur de bord (figure 102)

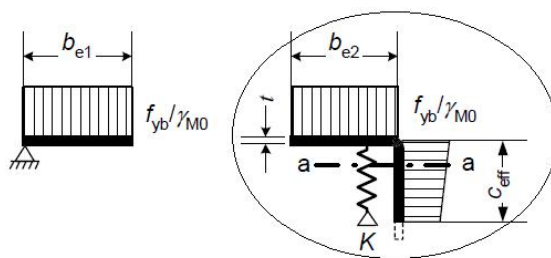


FIGURE 102 – Aire efficace du raidisseur de bord [9]

Etant donné que le coefficient de réduction de la paroi 3 et du raidisseur de bord sont insensibles à une augmentation de limite élastique, autrement dit $b_{e,2}$ et c_{eff} ne varient pas (figure 102), l'aire efficace ne varie pas quelle que soit la valeur de $f_{y,b}$:

$$\begin{aligned}
 A_s &= t.(b_{e,2} + c_{eff}) \\
 &= 0,37cm^2
 \end{aligned}
 \tag{90}$$

4. Calcul de la contrainte critique élastique de flambement d'un raidisseur

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2.\sqrt{K.E.I_s}}{A_s}
 \tag{91}$$

Où :

– K est la rigidité du ressort par unité de longueur ;

- A_s est l'aire efficace de la section du raidisseur ;
- I_s est le second moment d'inertie efficace du raidisseur, autour de l'axe a-a (figure 100).

La contrainte critique de flambement du raidisseur de bord reste constante pour toute limite élastique entre 355 et 700 MPa car le coefficient de réduction de la paroi 3 et du raidisseur de bord sont insensibles à une augmentation de limite élastique.

On trouve par l'équation (91) :

$$\sigma_{cr,s} = 107,4 \text{ kN/cm}^2$$

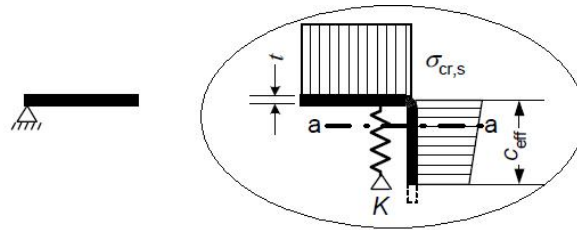


FIGURE 103 – Calcul de la contrainte critique élastique de voilement d'un raidisseur [9]

5. Calcul du coefficient de réduction χ_d pour le flambement du raidisseur

Grâce à la contrainte critique élastique $\sigma_{cr,s}$ du raidisseur calculée plus haut, on détermine un coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur.

L'élancement réduit se calcule par l'équation (92) :

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{y,b}}{\sigma_{cr,s}}}$$

Pour les nuances d'acier testées et pour le montant de l'exemple 1, le tableau 37 synthétise la valeur de l'élancement réduit en fonction de la limite élastique de l'acier :

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
λ_d	0,58	0,63	0,66	0,68	0,75	0,81

TABLE 37 – Valeurs de l'élancement réduit en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Le coefficient de réduction χ_d se calcule par les équations (93) et (94)

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_d - 0,2)) + \bar{\lambda}_d^2 \quad (93)$$

$$\chi_d = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_d^2}} \quad (94)$$

La courbe de flambement choisie est la courbe a_0 , le facteur d'imperfection α vaut 0,13.

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
χ_d	0,93	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85

TABLE 38 – Valeurs du coefficient de réduction χ_d en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Le tableau 38 synthétise la valeur des coefficients de réduction χ_d pour le raidisseur de bord et ce pour les différentes nuances d'acier testées.

Connaissant la valeur du coefficient de réduction χ_d , on déduit les propriétés de la section efficace :

$$t_{eff} = \chi_d \cdot t \quad (95)$$

$$I_{s,eff} = I_s \cdot t_{eff}/t \quad (96)$$

$$A_{s,eff} = A_s \cdot t_{eff}/t \quad (97)$$

L'Eurocode 3 propose éventuellement d'itérer en connaissant les nouvelles valeurs de t_{eff} , $I_{s,eff}$ et $A_{s,eff}$.

Le tableau 39 comprend les valeurs des aires efficaces du raidisseur de bord $A_{s,eff}$ en fonction de $f_{y,b}$:

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
$A_{s,eff}$ [cm ²]	0,69	0,68	0,67	0,66	0,64	0,62

TABLE 39 – Valeurs de l'aire efficace du raidisseur de bord $A_{s,eff}$ en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Elément plan avec raidisseur intermédiaire La section de la figure 97 ne dispose que d'un raidisseur intermédiaire. La section de droite d'un raidisseur intermédiaire prend en compte le raidisseur intermédiaire lui même b_s et les portions efficaces des éléments plans adjacents $b_{1,e2}$ et $b_{2,e1}$ comme le montre la figure 104 :

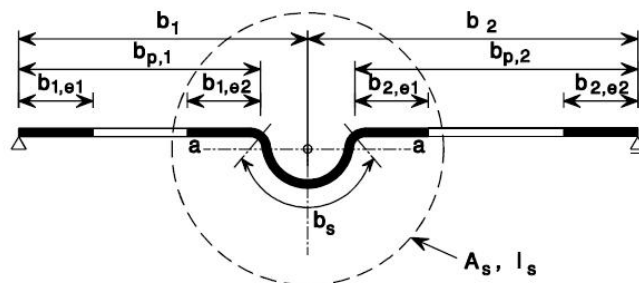


FIGURE 104 – Raidisseur intermédiaire [9]

Modèle équivalent

L'Eurocode 3 préconise de remplacer le système actuel a) (figure 105) en un système équivalent b) en calculant la rigidité du ressort K .

u est une force unitaire et δ la déflexion du raidisseur intermédiaire.

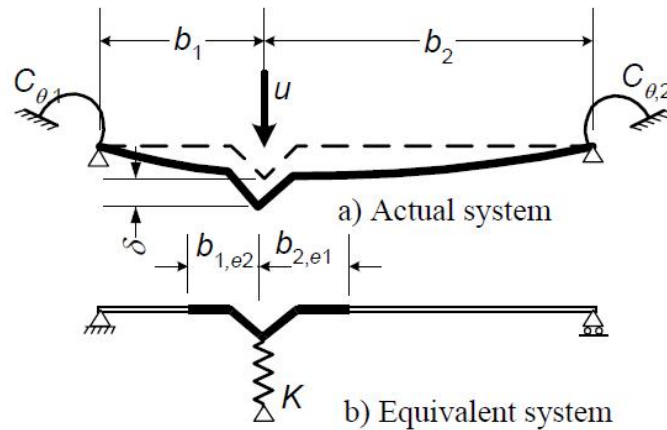


FIGURE 105 – Modèle équivalent - Raidisseur intermédiaire [9]

Les rigidités en rotation $C_{\theta,1}$ et $C_{\theta,2}$ peuvent être prises nulles.

La rigidité du ressort K se détermine en calculant la déflexion δ du raidisseur intermédiaire (formule (98)) :

$$\delta = \frac{u \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{3 \cdot (b_1 + b_2)} \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu u^2)}{E \cdot t^3} \quad (98)$$

La rigidité par unité de longueur du ressort du modèle équivalent (figure 105) se déduit de la relation (99) :

$$K = \frac{u}{\delta} \quad (99)$$

Calculs faits, pour la géométrie de montant de l'exemple 1 et 2, on trouve :

$$K = 2,65 \text{ kN.cm/rad/cm}$$

Procédure générale

La procédure à effectuer est sensiblement identique à celle effectuée pour un raidisseur de bord. Dès lors, seules les différences seront explicitées dans ce qui suit.

1. Calcul des largeurs efficaces des éléments plans adjacents

On calcule la valeur de $b_{p,1}$ et $b_{p,2}$ tel qu'il est indiqué à la figure 104.

A partir des valeurs de $b_{p,1}$ et $b_{p,2}$, on calcule la largeur efficace comme dans le cas d'un élément plan doublement supporté en compression et on en déduit $b_{1,e1}$,

$b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ et $b_{2,e2}$ à l'aide des équations (80) avec $k_\sigma = 4$, (81) et (82) que l'on répartit comme illustré à la figure 99.

Quelle que soit la limite élastique, le coefficient de réduction des parois adjacentes au raidisseur intermédiaire est unitaire.

2. Calcul de la section efficace du raidisseur

Connaissant maintenant la valeur de $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ et b_s l'aire brute du raidisseur intermédiaire (figure 104), on peut calculer l'aire efficace du raidisseur intermédiaire (équation (100)). La figure 106 schématise les données actuelles :

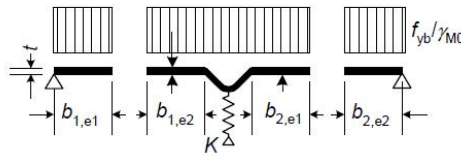


FIGURE 106 – Aire efficace du raidisseur intermédiaire[9]

Etant donné que les coefficients de réduction des parois adjacentes sont insensibles à une augmentation de limite élastique, autrement dit $b_{1,e2}$ et $b_{2,e1}$ ne varient pas (figure 106), l'aire efficace ne varie pas quelle que soit la valeur de $f_{y,b}$:

$$\begin{aligned} A_s &= t.(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s) \\ &= 1,12cm^2 \end{aligned} \quad (100)$$

3. Calcul de la contrainte critique élastique de flambement d'un raidisseur

Le calcul est identique à celui effectué dans le cas du raidisseur de bord (équation (91)).

La contrainte critique de flambement du raidisseur reste constante pour toute limite élastique entre 355 et 700MPa car le coefficient de réduction des parois adjacentes est insensible à une augmentation de limite élastique.

On trouve par l'équation (91) :

$$\sigma_{cr,s} = 155,24kN/cm^2$$

4. Calcul du coefficient de réduction χ_d pour le flambement du raidisseur

Grâce à la contrainte critique élastique $\sigma_{cr,s}$ du raidisseur calculée plus haut, on détermine un coefficient de réduction pour le flambement du raidisseur. L'élanacement réduit se calcule par l'équation (92).

Le tableau 40 synthétise la valeur de l'élanacement réduit en fonction de la limite élastique de l'acier :

Le coefficient de réduction χ_d se calcule toujours par les équations (93) et (94)

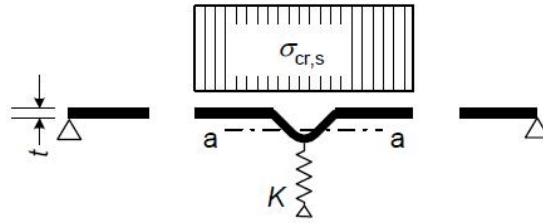


FIGURE 107 – Calcul de la contrainte critique élastique de voilement d’un raidisseur intermédiaire[9]

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
λ_d	0,48	0,52	0,54	0,57	0,62	0,67

TABLE 40 – Valeurs de l’élancement réduit en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Le tableau 41 synthétise la valeur des coefficients de réduction χ_d pour le raidisseur intermédiaire et ce pour les différentes nuances d’acier testées.

Connaissant la valeur du coefficient de réduction χ_d , on déduit les propriétés de la section efficace par les équations (95), (96) et (97).

Le tableau 42 comprend les valeurs des aires efficaces du raidisseur intermédiaire $A_{s,eff}$ en fonction de $f_{y,b}$:

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
χ_d	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,90

TABLE 41 – Valeurs du coefficient de réduction χ_d en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
$A_{s,eff}$ [cm ²]	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,01

TABLE 42 – Valeurs de l'aire efficace du raidisseur de bord $A_{s,eff}$ en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Aire efficace de la section complète En additionnant toutes les parties efficaces de chacune de parois (éléments plans et raidisseurs), on obtient l'aire efficace de la section de droite. Dans le tableau 43, se trouve le rapport de l'aire efficace du montant dont la limite élastique vaut $f_{y,b}$ par rapport à l'aire efficace du montant dont la limite élastique vaut $355MPa$:

$f_{y,b}$ [MPa]	355	420	460	500	600	700
$A_{s,eff,f_{y,b}}/A_{s,eff,355}$ [%]	100	99	99	98	97	95

TABLE 43 – Valeurs de l'aire efficace du raidisseur de bord $A_{s,eff}$ en fonction de la limite élastique $f_{y,b}$

Ce tableau donne un ordre de grandeur de la diminution de l'aire efficace d'un élément de montant non perforé lorsque sa limite élastique devient plus grande. On remarque dans le tableau 43 que l'on a une perte maximum de 5% par rapport à un élément en $355MPa$ lorsqu'on travaille avec une nuance de $700MPa$.

D Intérêt des aciers HLE - cas statique

D.1 Variation de l'effort normal

Les graphes de la figure 108, 109, 110 et 111 ci-dessous illustrent le gain ou la perte (équation (74)) que l'on peut retirer de l'acier HLE (limite élastique variant de $460MPa$ à $700MPa$) lorsque la longueur entre niveaux de pose vaut $160cm$.

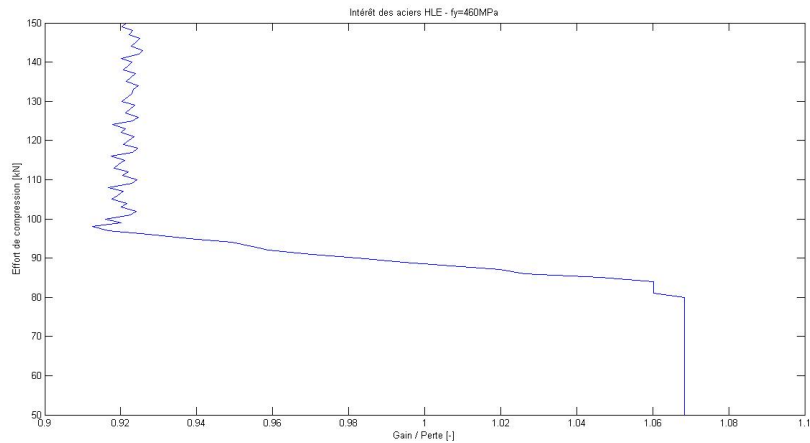


FIGURE 108 – Intérêt des aciers HLE - $L=160cm$

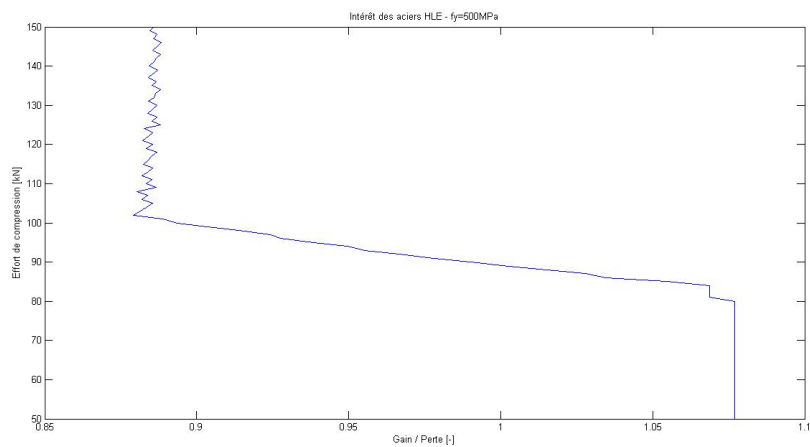


FIGURE 109 – Intérêt des aciers HLE - $L=160cm$

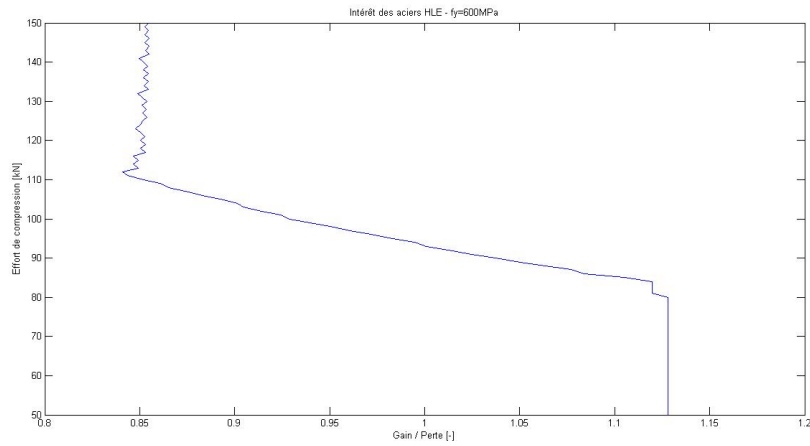


FIGURE 110 – Intérêt des aciers HLE - L=160cm

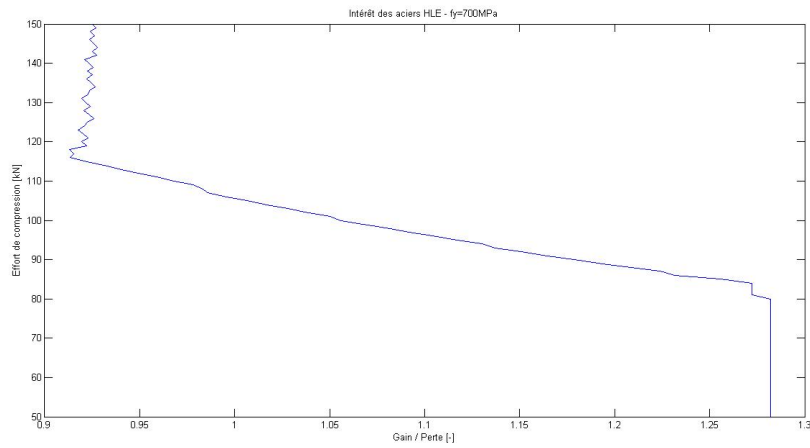


FIGURE 111 – Intérêt des aciers HLE - L=160cm

D.2 Variation de l'effort normal et de la longueur du montant

Les graphes de la figure 112, 113, 114 et 115 ci-dessous illustrent le gain ou la perte (équation (74)) que l'on peut retirer de l'acier HLE (limite élastique variant de $460MPa$ à $700MPa$) lorsque la longueur entre niveaux de pose varie entre 100 et 200cm et lorsque l'effort normal varie entre 50 et 150kN.

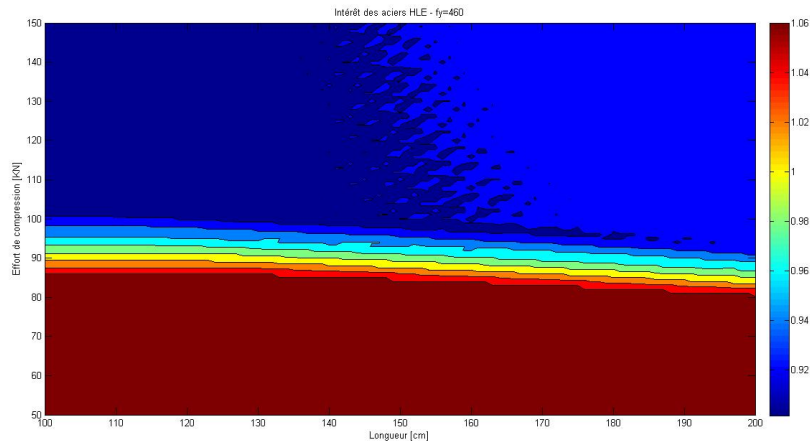


FIGURE 112 – Intérêt des aciers HLE - S460 par rapport à S355

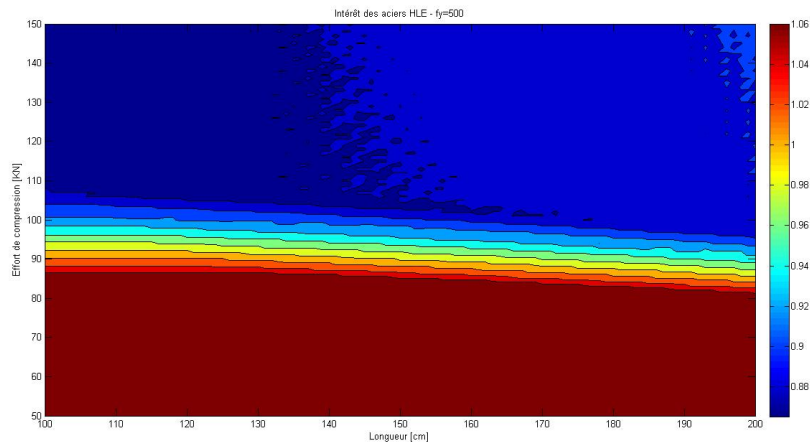


FIGURE 113 – Intérêt des aciers HLE - S500 par rapport à S355

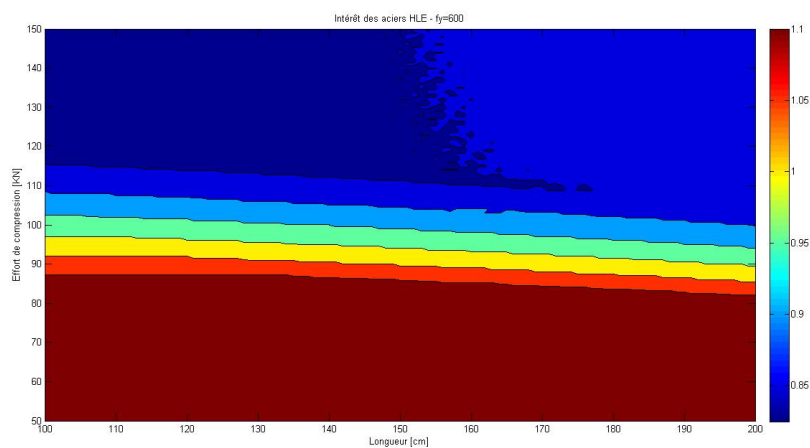


FIGURE 114 – Intérêt des aciers HLE - S600 par rapport à S355

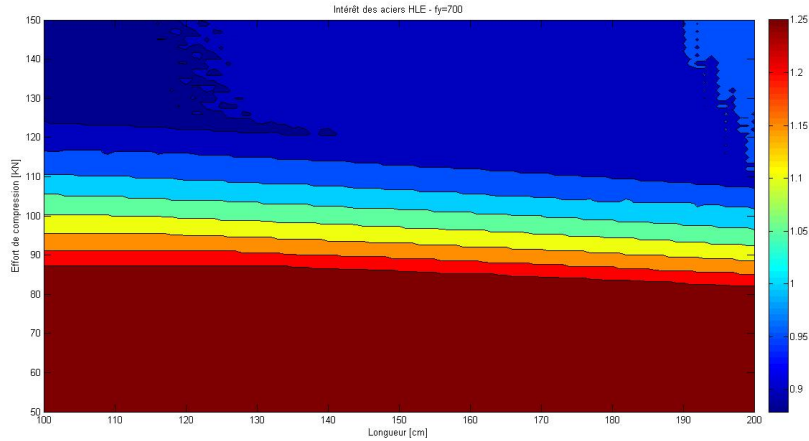


FIGURE 115 – Intérêt des aciers HLE - $S700$ par rapport à $S355$

E Modélisation de la structure en 3 dimensions

La modélisation à l'aide du logiciel Finelg[15] a été réalisée sous les hypothèses de travail suivantes.

E.1 Structure et hypothèse de chargement

La structure est une structure type de rack à palettes. Sa hauteur totale est de $8m$ pour une longueur de $19,58m$; soient 7 travées de lisses de $2,7m$ et 5 étages avec $1,6m$ entre niveaux de pose.

Le chargement de la structure adopté est de deux tonnes par paires de lisses et le poids propre de la structure est négligé.

E.2 Modélisation des assemblages

Les assemblages jouent un rôle primordial dans les structures de stockage, notamment ceux en pied de montant et entre lisses et montants qui procurent un certain degré de restrainte latérale si la structure n'est pas contreventée. La convention suivante (figure 116) a été adoptée pour la définition des axes globaux :

L'axe x est dans la direction longitudinale, l'axe y dans la direction transversale et l'axe z est vertical (voir figure 116).

La modélisation des connexions se doit de refléter au mieux la réalité. Les hypothèses de modélisation qui ont été adoptées sont brièvement citées ci-dessous :

Assemblage en pied de montant l'assemblage en pied de montant est considéré comme semi-rigide en rotation selon un axe perpendiculaire au plan longitudinal (axe y), il suit une loi $M_{Rd} - K_h$ dépendant de l'effort normal régnant dans le montant. Il est impossible de rendre compte de cet aspect avec le logiciel Finelg contrairement au logiciel PEP Micro, dès lors une valeur de M_{Rd} et de

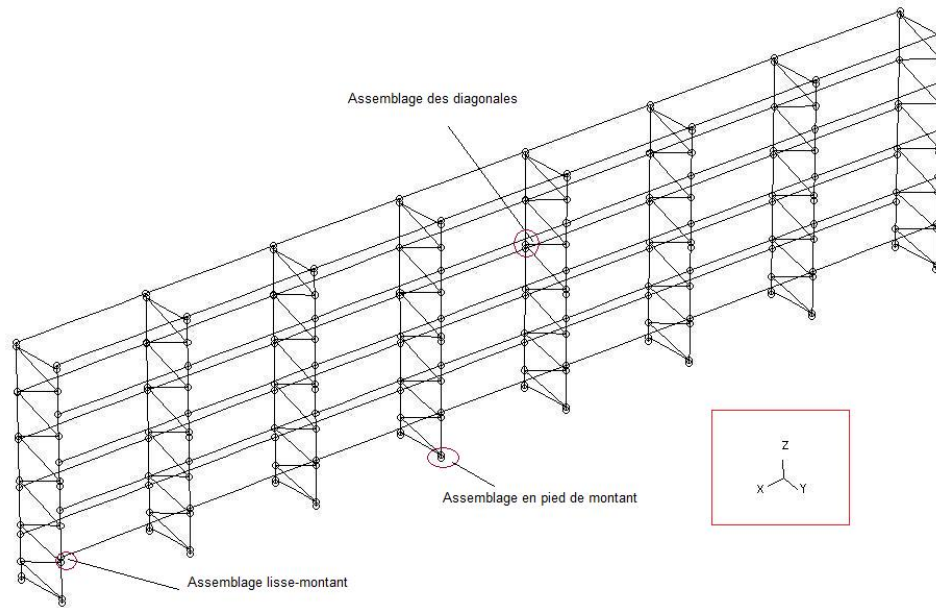


FIGURE 116 – Modélisation des assemblages

K_h a été adoptée au vu du chargement choisi de deux tonnes par paire de lisses.

Selon l'axe parallèle à la direction longitudinale de la structure (axe x), l'assemblage en pied de montant peut être considéré comme rotulé.

Tous les autres degrés de liberté sont bloqués en rotation et en translation.

Assemblage lisse-montant Pour la modélisation de la structure, une rigidité en rotation de $7700kN.cm/rad$ et un moment résistant de $215.1,15kN.cm$ ont été adoptés selon l'axe y tandis que selon l'axe z, on peut considérer qu'il y a une certaine flexibilité. Le reflet de cette flexibilité a été pris en compte en fixant une rigidité de $200kN.cm/rad$. Tous les autres degrés de liberté sont bloqués.

Assemblages des diagonales aux montants Les diagonales du panneau d'échelle sont fixées aux montants par des boulons. L'assemblage est considéré comme rotulé autour de l'axe x tandis que tous les autres degrés de liberté sont bloqués.

De plus, lors de l'analyse, il faut prendre en compte une certaine flexibilité des diagonales (Partie 2, paragraphe II.1). Cette flexibilité a été prise en compte par l'introduction d'un ressort en translation selon l'axe des diagonales dont la rigidité a été calibrée.

E.3 Éléments constituant la structure

Les éléments constituant la structure sont issus du catalogue du constructeur Stow. Leur modélisation a été réalisée sur base des caractéristiques géométriques des profilés. Concernant les montant, le voilement local a pu être modélisé en diminuant l'épaisseur du profilé. Dans une certaine mesure, le flambement a été pris en compte par l'introduction d'une déformée analogue au premier mode propre de vibration. Néanmoins, la distorsion de la section n'a pas pu être modélisée.

Références

- [1] EN 15 512. Steel static storage systems - adjustable pallet racking systems - principles for structural design. *EUROPEAN STANDARD, English version*, October 2008.
- [2] M.H.R. Godley A.L.Y. Ng, R.G. Beale. Methods of restraining collapse in rack structures. *Engineering structures*, pp. 1460-1468, 2009.
- [3] Institut belge de normalisation (IBN). Eurocode 1 - actions sur les structures - partie 1-1 : Actions generales - poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation batiments. *Norme belge*, 1e ed., juillet 2002.
- [4] Serge Cescotto Charles Massonnet. *Mecanique des materiaux*. De Boeck Universite, 1992.
- [5] CUFSM. Elastic buckling analysis of thin-walled members. www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/l.
- [6] Centre Technique Industriel de la Construction Metallique. Pep micro, analyse plastique au second ordre des structures planes a barres. *Manuel d'utilisation*, Version 4.30.
- [7] L. C. Prola E. Batista, D. Camotim and E. Vazquez. On the stability of steel columns affected by distortional buckling. *Science direct*, paper 86, pp 129-131, 1998.
- [8] European Committee for Standardization. Eurocode 1 - actions on structures - part 1-7 : General actions - accidental actions. *English version*, 9 July 2004.
- [9] Eurocode 3 : Design for steel structures. Part 1.3 : General rules supplementary rules for cold formed thin gauge memebbers and sheeting. october 2006.
- [10] M. H. R. Godley. Plastic design of pallets racks beams. *Thin walled structures 29*, pp. 175-188, 1998.
- [11] Demonceau Jean-Francois Hoang Van Long, Ly Dong Phuong Lam and Jaspert Jean-Pierre. Using high strength steel circular tube for steel and composite columns : economic aspect. *ArGEnCo Department, University of Liege, Belgium*.
- [12] American Iron and Steel Institute. Appendix 1 design of cold-formed steel structural members using the direct strength method. *Specification for the design of cold-formed structural members*, Final Version, 2004.
- [13] Jean-Pierre Jaspert. Cours de constructions metalliques ii, ulg. *Chapitre IV : Membrures comprimees*.
- [14] X. Feng M.H.R. Godley, R.G. Beale. Analysis and design of down-aisle pallet rack structures. *Computers and Structures 77*, pp. 391-401, 1998.
- [15] FINELG user's manual. Nonlinear finite element analysis program. *Version 9.0*, January 2003.
- [16] www.gramme.be. Classification des sections.