

République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université A/Mira de Bejaia  
Faculté Science Technologie  
Département Génie Civil  
Spécialité Structure



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**  
en Génie civil  
option : structure

*Thème :*

**Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine à  
usage industriel**

Présenté par :  
M<sup>r</sup> MOUHOUBI Yacine  
M<sup>r</sup> MAUCHE Nour Eddine

Encadré par :  
Mme : N. OUARI

Jury :  
M<sup>r</sup> : A. LARABAT ZIANE  
M<sup>r</sup> : B. BANOUNE

Année universitaire 2019/2020

## ***Remerciements***

***Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :***

***Avant tout, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné la  
force et la patience pour mener à terme ce travail.***

***A nos familles et nos amis, qui nous ont toujours encouragé et  
soutenu durant toute la période de nos études.***

***A Mme Ouari notre encadrante, pour avoir encadré notre  
travail.***

***Nous tenons également à remercier les membres de jury qui  
nous feront l'honneur de juger ce travail.***

***Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont  
contribué à notre formation durant notre cursus universitaire.***

***A tout ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation  
de ce projet.***

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un dur labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes chers parents qui n'ont cessé de m'aider me soutenir et me pousser pour aller de l'avant et me dépasser durant toute ma vie et mon cursus ,merci de m'avoir appris et transmis vos valeurs et principes qui ont fait de moi l'homme que je suis aujourd'hui*

*A ma chère pour son soutien et tout ce qu'elle a pu faire pour moi*

*A mes chers frères : Hayet et Saïd*

*A mes valeureux amis :*

*Idir, Omar, Assirem, Azize Maza .*

*A mon binôme et ami Yacine*

*Nour Eddine*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un dur labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes chers parents qui n'ont cessé de m'aider me soutenir et me pousser pour aller de l'avant et me dépasser durant toute ma vie et mon cursus ,merci de m'avoir appris et transmis vos valeurs et principes qui ont fait de moi l'homme que je suis aujourd'hui*

*A ma chère Feriel pour son soutien et tout ce qu'elle a pu faire pour moi*

*A mes chers frères : AMEL et KHALED*

*A mes valeureux amis :*

*Idir, Omar, Dyhia, Taous, Assirem, Azize Maza .*

*A mon binôme et ami Nour Eddine.*

*Yacine*

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre I : Présentation du projet</b>	
Introduction.....	02
I.1 Présentation de l'ouvrage .....	02
I.1.1 Situation du projet.....	02
I.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage.....	02
I.1.2.1 Géométrie de l'ouvrage.....	02
I.1.2.2 Etude de sol.....	03
I.1.2.3 Ossature et stabilité de la structure.....	03
I.2 Matériaux utilisés.....	04
I.3 Règlements utilisés.....	05
I.4 Les Actions prises en compte.....	05
I.5 Les Combinaison d'action .....	06
I.6 Limites des flèches et des déplacements.....	06
<b>Chapitre II : Etude climatique.</b>	
Introduction.....	06
II.1 Etude du vent.....	08
II.1.1 Détermination des différents paramètres des coefficients de calcul.....	09
II.1.2 calcul de la pression.....	10
II.1.2.1 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ .....	10
II.1.2.2. Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	11
II.1.2.3 détermination de coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ .....	14
II.1.2.4 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$ .....	15
II.2 Calcul de force de frottement.....	21
II.3 Etude de la neige .....	22
II.3.1 Calcul de $S_K$ .....	22
II.3.2 Coefficient de forme de la toiture .....	23
Conclusion .....	24

## Chapitre III : Calcul des éléments de la structure

III.1 Etude de bardage et de la couverture .....	25
III.2 Etude des pannes .....	25
III.2.1 Définition .....	25
III 2.2 Détermination des sollicitations .....	25
III 2.2.1 Evaluation des charges et surcharges .....	25
III.2.3 Combinaisons de charges les plus défavorables.....	28
III.2.4 Combinaisons d'actions.....	28
III.2.5 Pré dimensionnement.....	29
III.2.6 Dimensionnement des pannes.....	30
III.2.6.1 Les combinaisons de calcul.....	30
III.2.6.2 Détermination des sollicitations .....	31
III.2.6.3 Vérification de la résistance des pannes .....	32
III.3 Dimensionnement des pannes (avec des liernes).....	34
III.3.1 Déterminations des sollicitations .....	34
III.3.2 Vérification de la résistance des pannes .....	35
III.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant.....	35
III.3.3 Vérification au diversement .....	36
III.3.4 Vérification à L'ELS.....	37
III.3.4.1 Combinaison de calcul .....	37
III.3.4.2 Calcul de la flèche.....	37
III.4 Calcul des liernes.....	38
III.4.1 Introduction.....	38
III.4.2 Effort de traction .....	38
III.5 Calcul de l'échantignolle.....	40
III.5.1 Introduction.....	40
III.5.2 principe de Dimensionnement .....	40
III.6 Calcul des lisses de bardage.....	41
III.6.1 Détermination des charges et surcharges revenants aux lisses .....	42

III.6.2	Combinaison d'actions.....	42
III.6.3	Pré dimensionnement.....	43
III.6.3	Dimensionnement des lisses .....	43
III.6.4	Vérification de la résistance .....	43
III.6.4.1	Vérification de la résistance.....	44
III.6.5	Dimensionnement des lisses (avec liernes).....	45
III.6.5.1	Détermination des sollicitations.....	45
III.6.5.2	Vérification de la résistance des lisses (avec liernes).....	45
III.7	Calcul des liernes.....	46
III.7.1	Effort de traction .....	46
III.8	Calcul des fermes.....	47
III.8.1	Calcul des charges revenant à chaque nœud .....	48
III.8.2	Calcul des forces selon les combinaisons de charges.....	49
III.8.3	Dimensionnement des éléments de la ferme.....	50
III.8.3.1	Membrure supérieure .....	50
III.8.3.2	Membrure inférieure.....	50
III.8.3.3	Les montants.....	50
III.8.3.4	Les diagonales.....	50
III.8.4	Vérification des éléments comprimés au flambement.....	53
III.9	Pré dimensionnement des solives .....	60
III.10	Pré dimensionnement des sommiers .....	63
III.10.1	Caractéristiques du plancher .....	63
III.11	Pré dimensionnement des poteaux.....	67
III.11.1	Détermination de $N_{\max}$ repris par le poteau 1.....	68
III.11.2	Pré dimensionnement.....	69
<b>CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires</b>		
	Etudes des escaliers .....	71
IV.1.	Choix de dimensions .....	71
IV.2.	Dimensionnement des éléments de l'escalier .....	72

IV.2.1. Dimensionnement de la Cornière .....	72
IV.2.1.1. Combinaison de charge .....	73
IV.2.1.2 Condition de flèche .....	73
IV.2.1.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé .....	74
IV.2.2. Pré dimensionnement du limon .....	75
IV.2.2.1. Evaluation de charges .....	76
IV.2.2.2. Condition de flèche.....	77
IV.2.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé .....	78
IV.2 Calcul des potelets.....	79
IV.2.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	80
IV.2.1.1 Charge permanente (G) .....	80
IV.2.1.2 Surcharge climatique W.....	80
IV.2.2 Principe de pré dimensionnement et de calcul des potelets.....	80
IV.2.3 Dimensionnement du potelet .....	80
IV.2.4 Vérification de la section.....	81
IV.2.4.1 Condition de résistance (ELU : Flexion + Compression).....	81
IV.2.4.2 Condition de la stabilité (ELU : Flambement avec risque de diversement).....	82
<b>CHAPITRE V : Etude des planchers mixtes</b>	
Introduction.....	85
V. Description d'un plancher collaborant.....	85
V.1 Calcul des planchers mixte à dalle collaborant.....	86
V.2 Etude de la dalle collaborant.....	87
V.3 Evaluation des charges.....	87
V.3.1 Vérification des solives.....	85
V.3.1.1 Phase de construction.....	88
V.3.1.2 Phase finale.....	90
V.4 Dimensionnement des goujons connecteurs .....	97
V.4.1 dimensionnement de la connexion de la poutre.....	98
V.4.2 Vérification des soudures.....	99

## **CHAPITRE VI : Etude des contreventements**

VI Introduction .....	101
VI.1. Rôle des systèmes de contreventement.....	101
VI.2. Contreventements de toiture (poutre au vent).....	101
VI.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	101
VI.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent.....	101
VI.2.1.2. Calcul de la section Brute A de la diagonale.....	103
VI.2.1.3. Calcul à la résistance Ultime de la section.....	104
VI.2.2. Vérification des moments (la panne intermédiaire IPE180).....	104
VI.2.2.1. Vérification de la section à la résistance (Flexion déviée composée).....	104
VI.2.2.2. Vérification de la section aux instabilités.....	106
VI.3. Contreventement vertical du long pan (palé de stabilité).....	109
VI.3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité.....	110
VI.3.2. Vérification à la résistance ultime de la section.....	110
VI.4. Pré dimensionnement de la poutre sablière.....	111
VI.4.1. Vérification vis-à-vis de l'instabilité.....	111

## **CHAPITRE VII : Etude sismique**

Introduction.....	113
VII.1. Analyse de la structure .....	113
VII.1.1. Types d'analyses.....	113
VII.1.2. Méthode de calcul .....	113
VII.1.2.1. La méthode statique équivalente.....	113
VII.1.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	115
VII.2. Analyse de résultats.....	119
VII.2.1. Les combinaisons de calcul.....	119
VII.2.2. Résultantes des forces sismiques de calcul .....	119
VII.2.3. Vérification des déplacements.....	120
VII.2.4. Effet de deuxième ordre.....	121

## **CHAPITRE VIII : Vérification de l'ossature**

Introduction.....	123
VIII.1. Les vérifications pour les éléments de la ferme.....	123
VIII.1.1 Membrure supérieure.....	123
VIII.1.2 Membrure inférieure.....	123
VIII.1.3 Les montants.....	126
VIII.1.4 Les diagonales.....	126
VIII.2. Vérification de palé de stabilité.....	127
VIII.3 Vérification de la poutre au vent.....	127
VIII.4. Vérification des pannes.....	128
VIII.5. Vérification des lisses de bardage.....	129
VIII.6. Vérification des potelets.....	129
VIII.6.1 Condition de résistance.....	129
VIII.6.2 Condition de résistance.....	130
VIII.7. Vérification des poteaux.....	131
CONCLUSION .....	132

## **CHAPITRE IX : Calcul des assemblages**

Introduction .....	133
IX.1. Fonctionnement des assemblages.....	133
IX.1.1. Le boulonnage.....	133
IX.1.2. Le soudage.....	133
IX.1.3. Fonctionnement par adhérence.....	133
IX.1.4. Coefficient partiels de sécurité (chap. 6.1.2 eurocode3).....	133
IX.1.5. Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1)).....	134
IX.2. Rôle des assemblages.....	134
IX.3. Assemblage des éléments de la ferme.....	135
IX.3.1. Pré dimensionnement du gousset.....	135
IX.3.2. Pré dimensionnement de la gorge.....	136
IX.3.3 Les longueurs de soudures.....	136

IX.4. Assemblage poteau-ferme.....	137
IX.4.1. La disposition constructive des boulons.....	137
IX.4.2. Vérification .....	139
IX.4.2.1. Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction.....	139
IX.4.2.2. Vérification au poinçonnement.....	140
IX.4.2.3. Vérification à la pression diamétrale.....	140
IX.4.2.4. Vérification de l'assemblage long.....	141
IX.5. Assemblage du couvre joint.....	141
IX.5.1. Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure.....	142
IX.6. Assemblage de l'échantignole.....	144
IX.6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole.....	144
IX.6.2. Assemblage de l'échantignole sur la membrure.....	145
IX.7. Assemblage de palée de stabilité.....	146
IX.7.1. Dimensionnement de l'assemblage de liaison palée-gousset.....	146
IX.7.2. Dimensionnement du cordon de soudure.....	148
IX.8. Assemblage poutre au vent.....	149
IX.8.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	149
IX.8.2. Dimensionnement de cordon de soudure.....	152
IX.9. Assemblage poteau-poutre maitresse.....	153
IX.9.1. Assemblage poteau-platine.....	153
IX.9.2. Assemblage platine-poutre.....	155
IX.10. Assemblage poutre principale-solive.....	156
IX.11. Pieds de poteaux encastrés (HEA300).....	158
IX.11.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	158
IX.11.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	161
IX.11.3. Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton.....	161
IX.11.4. Vérification des tiges tendues.....	162
IX.11.5. Vérification vis-à-vis du risque d'arrachement des tiges d'ancrage.....	162

## **CHAPITRE X : Etude de l'infrastructure**

INTRODUCTION .....	165
X.1 Choix des fondations.....	165
X.2 Calcul des fondations sous poteaux.....	165
X.2.1 Pré dimensionnement de la semelle.....	166
X.2.2. Vérification des contraintes.....	167
X.2.3. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5).....	168
X.2.4. Détermination des armatures de la semelle.....	168
X.2.4. Schéma de ferrailage.....	170
X.3. Calcul des longrines.....	170
X.3.1. Pré dimensionnement.....	170
X.3.2. Ferrailage.....	171
X.3.3 Ferrailage.....	171

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Vue en 3D de la structure.....	02
<b>Figure I.2</b> : Plancher mixte à dalle collaborant.....	03
<b>Figure I.3</b> : Panneaux sandwichs.....	04
<b>Figure I.4</b> Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	04
<b>Figure II.1</b> : Vue en 3D du hangar.....	08
<b>Figure II.2</b> : légende pour les parois verticales.....	12
<b>Figure II.3</b> : Valeurs de Cpe pour les parois verticales –direction V1 du vent.....	13
<b>Figure II.4</b> : zone de pression pour la toiture.....	14
<b>Figure II.5</b> : coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante.....	15
<b>Figure II.6</b> : Vue en élévation des parois verticales de direction de long pan.....	17
<b>Figure II.7</b> : Vue en plan de la paroi verticale de direction du long pan.....	17
<b>Figure II.8</b> : Répartition du vent sur la toiture $\theta = 0^\circ$ .....	18
<b>Figure II.9</b> : répartition de la charge de la neige sur la toiture.....	22
<b>Figure II.10</b> : Charge de la neige sur la toiture.....	24
<b>Figure III.1</b> Disposition des pannes .....	25
<b>Figure III.2</b> Schéma statique de la charge permanente G.....	26
<b>Figure III.3</b> Schéma statique sous charge d'entretien.....	26
<b>Figure III.4</b> Moment due à la charge d'entretien .....	27
<b>Figure III.5</b> : Charge du vent cas de dépression (soulèvement) sur la panne.....	27
<b>Figure III.6</b> : Charge de la neige sur la panne.....	28
<b>Figure III.7</b> : Présentation d'un lierne.....	38
<b>Figure III.8</b> : Les schémas statiques des pannes avec lierne.....	38
<b>Figure III.9</b> : Représentation des efforts.....	39
<b>Figure III.10</b> : Représentation de l'échantignolle.....	40
<b>Figure III.11</b> : lisse de bardage.....	41

<b>Figure III.12</b> : schéma statique des lisses dans les sens Y-Y et Z-Z .....	42
<b>Figure III.13</b> : schéma statique des lisses .....	46
<b>Figure III.14</b> : Représentation des efforts .....	47
<b>Figure III.15</b> : les éléments de la ferme. ....	48
<b>Figure III.16</b> : Surface afférente des nœuds .....	48
<b>Figure III.17</b> : double cornières.....	51
<b>Figure III.18</b> : disposition des solives.....	61
<b>Figure III.19</b> : Schémas statique de la solive.....	62
<b>Figure III.20</b> : schéma statique du sommier.....	64
<b>Figure III.21</b> : schéma sous charge répartie.....	64
<b>Figure III.22</b> : Sommier sous charges concentrées.....	65
<b>Figure III.23</b> : Surface Afférente du poteau.....	67
<b>Figure IV.1</b> : Vue en 3D d'un escalier .....	71
<b>Figure IV.2</b> : Schéma statique de la volée.....	72
<b>Figure IV.3</b> : Coupe transversale de l'escalier.....	73
<b>Figure IV.4</b> : Schémas statique de la cornière.....	73
<b>Figure IV.5</b> : Charges appliquées sur le limon .....	76
<b>Figure IV.6</b> : Schéma statique du limon.....	79
<b>Figure V.1</b> : Schéma des composantes du plancher collaborant .....	85
<b>Figure V.2</b> : Schéma des composantes du plancher mixte .....	86
<b>Figure V.3</b> : Schéma de la trame supportant le plancher.....	87
<b>Figure V.4</b> : Entraxe des solives.....	88
<b>Figure V.5</b> : Schémas statique de la solive.....	89
<b>Figure V.6</b> : largeur effective de la dalle .....	91
<b>Figure V.7</b> : diagramme de contrainte flexion simple.....	93
<b>Figure V.8</b> : diagramme de contraintes de flexion simple (MPa).....	94

<b>Figure V.9</b> : Effet de retrait .....	95
<b>Figure V.10</b> : Diagramme des contraintes normales finales en (MPa) .....	96
<b>Figure V.11</b> : goujons à tête ronde.....	97
<b>Figure VI.1</b> : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	101
<b>Figure VI.2</b> : Valeurs des forces et les réactions d'appuis.....	103
<b>Figure VI.3</b> : Isolation du Nœuds 1 .....	103
<b>Figure VI.4</b> : Schémas statique de la palée de stabilité en long pan.....	110
<b>Figure VI.5</b> : Schéma statique de la poutre sablière.....	111
<b>Figure VII.1</b> : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.....	116
<b>Figure VII.1</b> : Pourcentage de participation de masse .....	117
<b>Figure VII.2</b> : Mode de déformation (1).....	117
<b>Figure VII.3</b> : Mode de déformation (2).....	118
<b>Figure VII.4</b> : Mode de déformation (3).....	118
<b>Figure IX.1</b> : Représentation de l'assemblage Poteau-ferme.....	137
<b>Figure IX.2</b> : Distribution des efforts.....	138
<b>Figure IX.3</b> : Distribution des efforts .....	138
<b>Figure IX.4</b> : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.....	141
<b>Figure IX.5</b> : Détail d'assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure .....	142
<b>Figure IX.6</b> : Vue de face de l'échantignole .....	144
<b>Figure IX.7</b> : Détails d'assemblage des supports.....	146
<b>Figure IX.8</b> : Cordon de la soudure.....	148
<b>Figure IX.9</b> : Assemblage diagonale gousset.....	149
<b>Figure IX.10</b> : Cordon de soudure.....	152
<b>Figure IX.11</b> : Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier.....	153
<b>Figure IX.12</b> : Assemblage poteau-platine.....	153
<b>Figure IX.13</b> : Assemblage poutre principale-solive.....	157
<b>Figure IX.14</b> : Tige d'ancrage du pied du poteau.....	159
<b>Figure IX.15</b> : Dispositions constructives.....	159
<b>Figure IX.16</b> : Vue en 3D du pied de poteau encastré.....	162
<b>Figure IX.17</b> : Diagramme des contraintes et lignes de rupture.....	163

<b>Figure IX.18</b> : Vérification de la section 2-2.....	163
<b>Figure IX.19</b> : Vérification de la section 3-3.....	164
<b>Figure X.1</b> : Vue d'une semelle isolée.....	166
<b>Figure X.2</b> : Schéma de ferrailage d'une semelle.....	170
<b>Figure X.3</b> : Schéma de ferrailage des longrines .....	171

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1 :</b> Valeurs recommandées pour les flèches verticales .....	07
<b>Tableau II.1:</b> Les résultats des pressions dynamique de pointe .....	11
<b>Tableau II.2 :</b> valeurs de surface et de coefficient $C_{pe}$ de chaque zone de parois vertical.....	12
<b>Tableau II.3 :</b> valeurs de surface et coefficients $C_{pe}$ de chaque zone de la toiture.....	14
<b>Tableau II.4 :</b> Dimensions des ouvertures du hangar.....	15
<b>Tableau II.5 :</b> valeurs des pressions aérodynamiques des parois verticales.....	16
<b>Tableau II.6 :</b> valeurs des pressions aérodynamiques de la toiture .....	16
<b>Tableau II.7 :</b> Coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de de paroi verticale.....	17
<b>Tableau II.8 :</b> Coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture .....	18
<b>Tableau II.9 :</b> Valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale .....	19
<b>Tableau II.10 :</b> Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la toiture.....	19
<b>Tableau II.11 :</b> Valeur des pressions aérodynamiques des parois verticales.....	20
<b>Tableau II.12 :</b> Valeur des pressions aérodynamiques de la toiture.....	20
<b>Tableau II.13 :</b> Valeur des pressions aérodynamiques des parois verticales.....	21
<b>Tableau II.14 :</b> Valeur des pressions aérodynamiques de la toiture .....	21
<b>Tableau II.15 :</b> Coefficients de forme de toiture à versants multiple .....	23
<b>Tableau III.1:</b> Les efforts max dans les éléments de la ferme .....	49
<b>Tableau III.2 :</b> Les sections des éléments de la ferme adoptés.....	60
<b>Tableau III.3 :</b> charge et surcharge pérennante sur le plancher.....	61
<b>Tableau III.4 :</b> Charges pérennantes revenant au poteau le plus sollicité .....	68
<b>Tableau III.5 :</b> Charges d'exploitations revenant au poteau le plus sollicité.....	68
<b>Tableau III.6</b> Récapitulatif des sections adoptées.....	70

<b>Tableau V.1</b> : Evaluation des charges et surcharge.....	85
<b>Tableau VI.1</b> : Les résultats de $F_i$ .....	99
<b>Tableau VI.2</b> : Caractéristiques géométriques de l'IPE 180 .....	102
<b>Tableau VII.1</b> : Pénalité de vérification .....	112
<b>Tableau VII.2</b> : Pourcentage de participation de masse.....	114
<b>Tableau VII.3</b> : Combinaisons de calcul.....	116
<b>Tableau VII.4</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	116
<b>Tableau VII.5</b> : Les déplacements max selon les combinaisons.....	117
<b>Tableau VII.6</b> : Déplacements relatifs des niveaux.....	118
<b>Tableau VII.7</b> : Effets (P- $\Delta$ ) suivant X-X.....	118
<b>Tableau VII.8</b> : Effets (P- $\Delta$ ) suivant Y-Y.....	118
<b>Tableau VIII.1</b> : Les profilés adoptés pour tous les éléments de la structure.....	133
<b>Tableau IX.1</b> : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.....	134
<b>Tableau IX.2</b> : Valeurs des coefficients de frottements $\mu$ selon la surface de cisaillement.....	135
<b>Tableau IX.3</b> : Principales caractéristiques géométriques des boulons.....	135
<b>Tableau IX.4</b> : Efforts dans les éléments de la ferme.....	136
<b>Tableau IX.5</b> : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort.....	136
<b>Tableau IX.6</b> : Dimensions des cordons de soudure.....	138
<b>Tableau X.1</b> : Les sollicitations les plus défavorables.....	166
<b>Tableau X.2</b> : Vérification des contraintes dans.....	168
<b>Tableau X.3</b> : Les armatures des semelles.....	170

## Les principales notations utilisées sont les suivants

A	Aire de la section brute.
$A_{net}$	Aire de la section nette.
$A_{eff}$	Aire de la section efficace.
$A_v$	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
tf	Épaisseur des semelles.
tw	Épaisseur de l'âme.
$I_{y.z}$	Moment d'inertie.
$i_{y.z}$	Rayon de giration de la section.
Iw	Facteur de gauchissement.
It	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply.z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely.z}$	Module élastique de la section.
$W_{eff}$	Module élastique efficace de la section.
$N_{pl}$	Effort normal résistant plastique.
$N_u$	Effort normal ultime de la section nette.
$M_{ply.z}$	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ely.z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{eff.z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{cr}$	Moment résistant de la section efficace.
$\lambda_{y.z}$	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y.z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\chi_{y.z}$	Elancement critique d'Euler.
$\psi_s$	
$\tau$	
$\tau_u$	
$\tau_s$	
$\Phi$	
N	
$\mu_{ser}$	

**INTRODUCTION**

**GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

---

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique est celle qui a connu le plus de développement, sur divers aspects et dans de divers domaines essentiellement dans le domaine industriel et public ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité que procure ce type de conception.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment industriel en construction métallique avec mezzanine à usage de fabrication et de stockage, la réalisation de ce mémoire fait appel à plusieurs étapes. Le manuscrit est réparti en X chapitre.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures.

Ainsi après le pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci sera conçu avec le logiciel.

# **Chapitre I**

## **Présentation du projet**

## Introduction

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction. Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier E24 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

## I.1 Présentation de l'ouvrage

### I.1.1 Situation du projet

L'assiette d'assise du projet est sur un terrain de pente légèrement abrupte et régulière, elle est située à quelques centaines de mètres à l'est de la RN05 et à 2Km environ au sud-est du village Thaourith chef-lieu de la d'Ath Mansour, Daïra de Mechedlla (wilaya de Bouira) qui est classé selon le RPA 1999 Version 2003, commune comme zone de moyenne sismicité IIa. Avec un site de catégorie S2, qui concerne les sols fermes selon le rapport du sol. L'ouvrage est classé dans le groupe 2B ayant une importance moyenne.

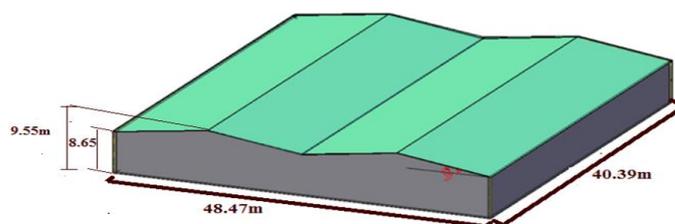


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure.

### I.1.2 Caractéristiques de l'ouvrage

#### I.1.2.1 Géométrie de l'ouvrage

- Longueur de l'ouvrage (long pan) : **40.39m**
- largeur de l'ouvrage (pignon) : **48.47m**
- Hauteur total : **10.9m**
- Hauteur poteaux : **9.55m**

-La toiture est de **2 versants**

-la pente de toiture  $\alpha=6.35^\circ$

### I.1.2.2 Etude de sol

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm}= 2.3 \text{ bar}$  (rapport sol).

-Le site est de catégorie S2 qui concerne les sols fermes.

-Les caractéristiques mécaniques sont estimées  $\varphi=35^\circ$  et  $C=0.57 \text{ bar}$

### I.1.2.3 Ossature et stabilité de la structure

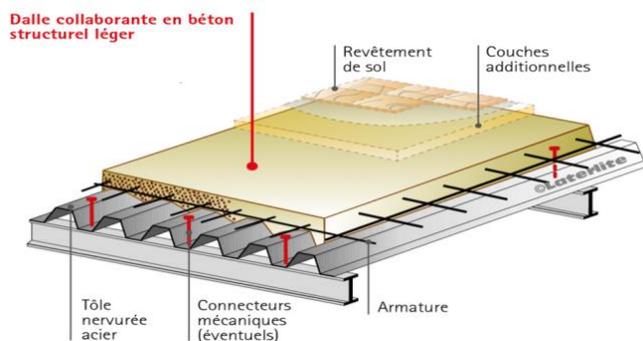
La structure est constituée de portiques métalliques à multi travées, ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature.

La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilité.

- **Plancher**

La structure comporte un plancher collaborant constitué de ;

- ✓ Une dalle en béton armé
- ✓ Une tôle nervurée
- ✓ Des solives
- ✓ Goujons connecteurs



**Figure I.2** : Plancher mixte à dalle collaborant.

- **Toiture**

La toiture est en charpente métallique à multiple versant.

Elle est constituée de barre de couverture en panneaux sandwich reposant sur des pannes en IPE et de poutre au vent.

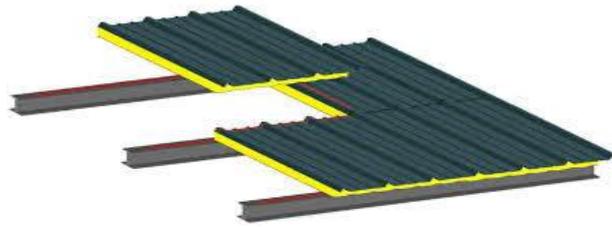


Figure I.3 : panneaux sandwiches

- **Les façades et cloisons**

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwiches fixé aux lisses de bardages. Les murs de la mezzanine sont réalisés avec de la maçonnerie.

## I.2 Matériaux utilisés

- **Propriétés de l'acier**

### 1. Résistance

La nuance d'acier courante et leurs résistances limites sont données par le règlement **Eurocode03**.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

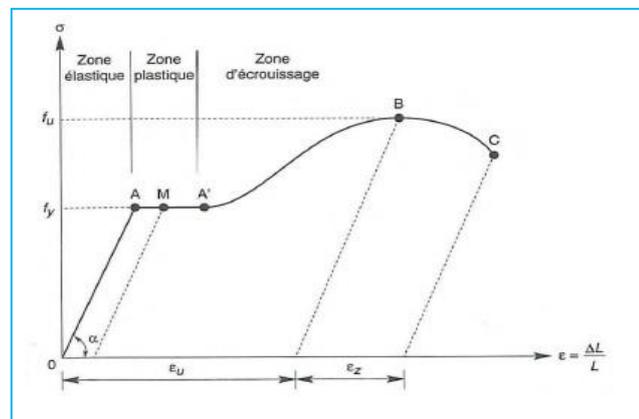


Figure I.4 diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

### 2. Propriétés mécanique : (§3.2.3 CCMA97)

-Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .

-Module d'élasticité transversale :  $G = E/2(1+\nu)$ .

-Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}/\text{C}^\circ$

-Masse volumique  $\rho = 7850 \text{ kg}/\text{m}^3$

- **Béton**

Le béton utilisé pour les fondations est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment ordinaire CPA dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ .
- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jour :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 10^{-6} \text{ C}^\circ$
- Coefficient de retrait  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

### I.3 Règlements utilisés

Pour réaliser cette étude Les règlements techniques utilisés sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCMA97A**) document technique réglementaire **D.T.R-B-C-2.44**
- Règles parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R -BC-22**
- Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C.2-33**
- Règles neige et vent (RNVA2013) **D.T.R-C2.47**

### I.4 Les Actions prises en compte

•**Actions Permanentes (G)** : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure
- Poussée des terres et liquides

•**Actions variables (Q)** : Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation
- Charges climatiques (neige S, vent W)
- Charges appliquées en cours d'exécution

•**Actions Accidentelles** : Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E.

- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

## I.5 Les Combinaisons d'action

### • Combinaison durable (CCMA97 RNVA99)

#### a) Etat limite ultime (ELU)

Pour les structures de bâtiment industriel, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$1.35.G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q$$

- Avec prise en de toutes les actions variables défavorable :

$$1.35.G_{\max} + G_{\min} + 1.35 \sum Q_i$$

#### b) Etat limite de service (ELS)

Pour les structures de bâtiment, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :  $G+Q$

- Avec prise en de toutes les actions variables défavorable :  $G+ 0.9 \sum Q_i$

### • Combinaison accidentelles (RPA99 version 2003 article 5.2)

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calculs aux états limite.

Les combinaisons d'action à considérer dans les calculs sont :

- $G + Q \pm E \dots (1)$ .
- $0.8 G \pm E \dots (2)$  : Cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.

## I.6 Limites des flèches et des déplacements

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le tableau 4.1 du CCM97 comme suit :

<b>Conditions</b>	<b><math>f</math> (Flèche dans l'état final)</b>
Toitures en général	<b>L/200</b>
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	<b>L/250</b>
Planchers en général	<b>L/250</b>
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	<b>L/250</b>
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	<b>L/400</b>
Cas où F max peut nuire à l'aspect du bâtiment	<b>L/250</b>

**Tableau I.1** : Valeurs recommandées pour les flèches verticales

# **Chapitre II**

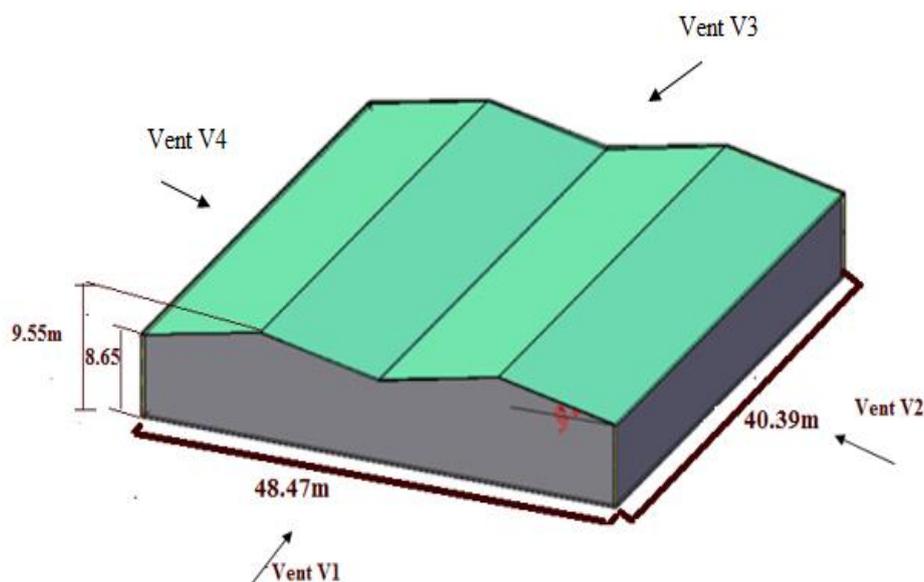
**Etude climatique**

## Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.



**Figure II.1** : Vue en 3D du hangar

## II.1 Etude du vent

Cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation. Dans notre cas ces caractéristiques sont les suivantes :

Wilaya de Bouira appartient à la zone de vent II.

(Tableau A.2-RNV2013)

La zone industrielle est classée comme un terrain de catégorie I. (Tableau 2.4-RNV2013)

### II.1.1 Détermination des différents paramètres des coefficients de calcul

- **Effet de la région :**

Notre structure est située dans la **zone II**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 :  $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$ .

- **Effet de site :**

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le **RNVA2013**, la catégorie de terrain est **I**.

D'où :

Le facteur de terrain  $K_T = 0.17$

Le paramètre de rugosité  $z = 0.01 \text{ m}$

La hauteur minimale  $z_{\text{min}} = 1 \text{ m}$

$\epsilon = 0.44$  (coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$ )

- **Coefficient de topographie**

La structure est implantée dans un site plat donc :  $C_t = 1$  **(Chapitre II RNVA2013)**.

- **Coefficient d'exposition  $C_e(z_e)$**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

**(RNV2013 ; paragraphe 2.4.1)**

$C_e(z)$  est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1 + 7 * I_v(z)].$$

D'où ;

$C_r$  : coefficient de rugosité.

$C_t$  : coefficient de topographie.

$I_v(z)$  : l'intensité de la turbulence.

$z$  (en m) est la hauteur considérée.

**(RNV2013 ; paragraphe 2.4.2)**

- **Calcul de coefficient dynamique  $C_d$**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation Des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

D'une manière générale, le coefficient  $C_d$  peut être déterminé selon la procédure du paragraphe 3.3. Cependant, la valeur simplifiée du paragraphe 3.2 peut être admise sous réserve de satisfaire les conditions qui y sont énoncés.

(RNV2013 ; paragraphe 3.1)

Une valeur conservatrice de  $C_a=1$  peut être considéré dans le cas suivant :

-Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

(RNV2013 ; paragraphe 3.2)

## II.1.2 Calcul de la pression

### II.1.2.1 Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$

la pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} * C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

(RNV2013 ; paragraphe 2.3)

#### - Coefficient de rugosité $C_r$

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.4)

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m.} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient de rugosité sont données par le tableau 2.5 du RNV 2013 en fonction de la catégorie du terrain et de la hauteur.

On utilisant la formule d'interpolation suivante pour calculer  $C_r(z)$  :

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

Pour les parois verticales :  $z=9.55 \text{ m}$   $\rightarrow C_r(z) = 1.163$

Pour la toiture :  $z=10.9 \text{ m}$   $\rightarrow C_r(z) = 1.186$

#### - Coefficient d'exposition $C_e(z_e)$

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.1)

$C_e(z)$  est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1+7*I_v(z)]$$

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.2)

- **Intensité de turbulence  $I_v(z)$**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 a et b.

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} & (a) \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} & (b) \end{cases}$$

(RNV2013 ; paragraphe 2.4.6)

• **Paroi verticale** :  $Z=9.55 \text{ m} > Z_{min}=5 \text{ m} \rightarrow I_v(z)=0.145$

• **Toiture** :  $Z=10.9 \text{ m} > Z_{min}=5 \text{ m} \rightarrow I_v(z)=0.142$

⇒ **détermination de coefficient d'exposition**

• **Paroi verticale** :  $Z=9.55 \text{ m} \rightarrow C_e(z)=2.725$

• **Toiture** :  $Z=10.9 \text{ m} \rightarrow C_e(z)=2.804$

Les valeurs des pressions dynamiques de pointe  $q_p(z_e)$  sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	$z_e$ (m)	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_e(z)$	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )
Parois verticale	9.55	435	2.725	1183.2
Toiture	10.9	435	2.804	1219.74

**Tableau II.1:** Les résultats des pressions dynamique de pointe

**II.1.2.2. Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions a base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $1m^2$  et  $10m^2$ , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe1}$  et  $C_{pe10}$ .

(RNV2013 ; paragraphe 5.1.1.1)

$C_{pe}$  S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si : } S \geq 10m^2$$

Tel que : S est la surface chargée de la paroi considérée en  $m^2$ .

(RNV2013 ; paragraphe 5.1.1.2)

**a) Vent perpendiculaire au pignon (V1)**

➤ **Paroi verticale :**

Pour cette direction du vent on a :

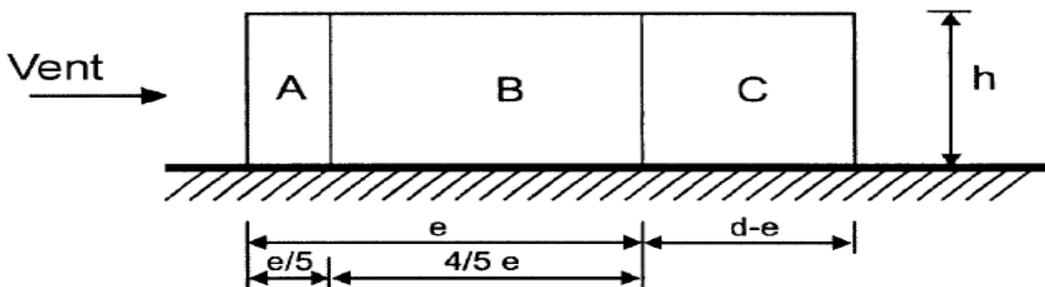
b : dimension perpendiculaire au vent (b=48.47m)

d : Dimension parallèle au vent (d=40.39m)

h : Hauteur du poteau (h=9.55m)

e = min [b, 2h]=19.1m

On a : d=40.39m > e=19.1m → Donc on utilise la légende suivante :



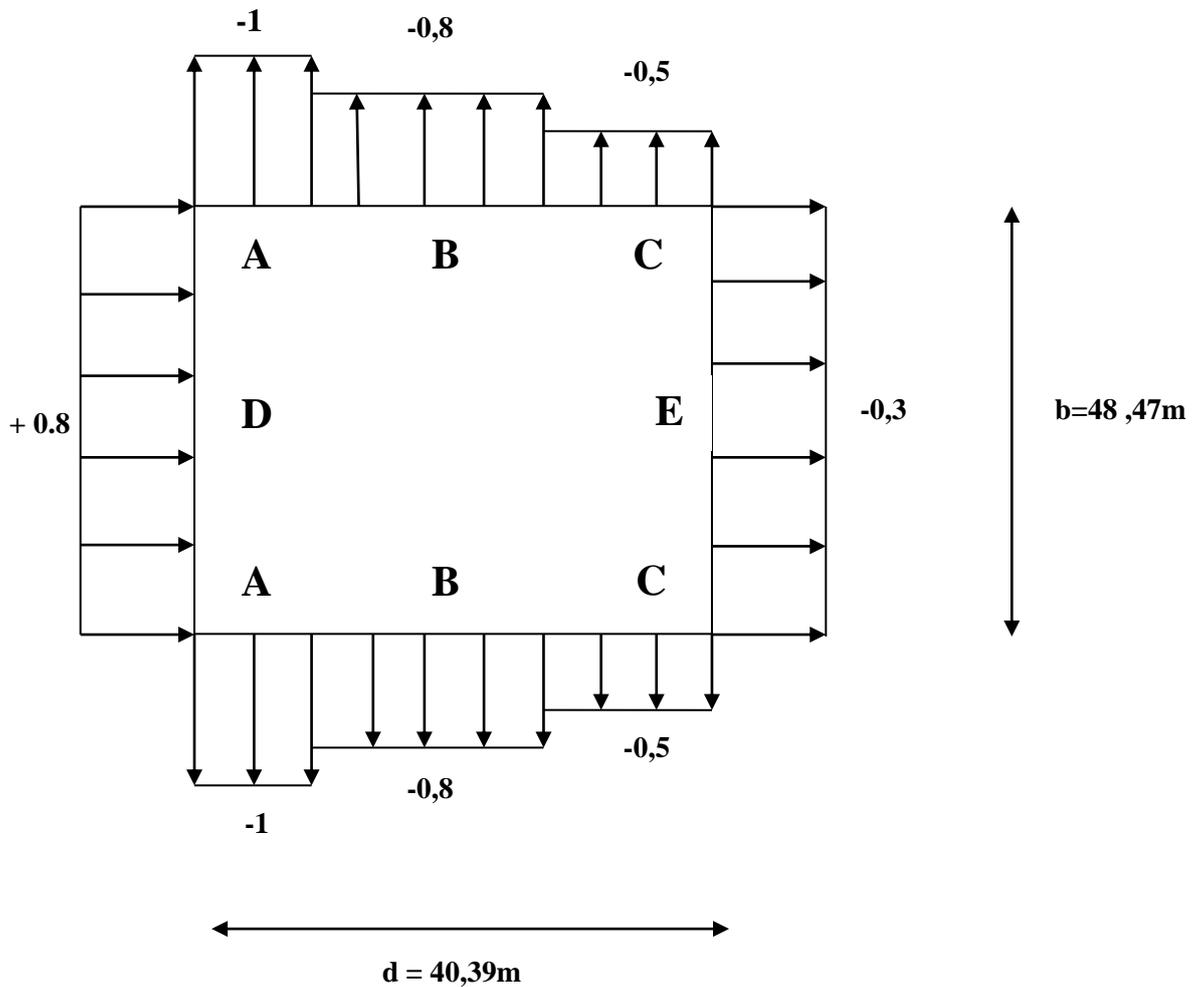
**Figure II.2 :** légende pour les parois verticales.

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface ( $m^2$ )	36.481	145.924	203.319	462.888	462.888
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau II.2 :** valeurs de surface et de coefficient  $C_{pe}$  de chaque zone de parois vertical.

La figure suivante illustre la répartition des  $C_{pe}$  pour les parois verticales :



**Figure II.3 :** Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales –direction V1 du vent

- **Toiture**

Dans notre cas, on a une toiture à versant multiple, pour un vent dont la direction, est parallèles aux génératrice, les coefficients de pression de chaque versant s’obtient en utilisant les valeurs des toitures à un versant  $\theta = 90^\circ$ .

$b = 48,47\text{m}$ ,  $d = 40,39\text{m}$ ,  $h = 10,9\text{m}$ ,  $\alpha = 6,35^\circ$ .

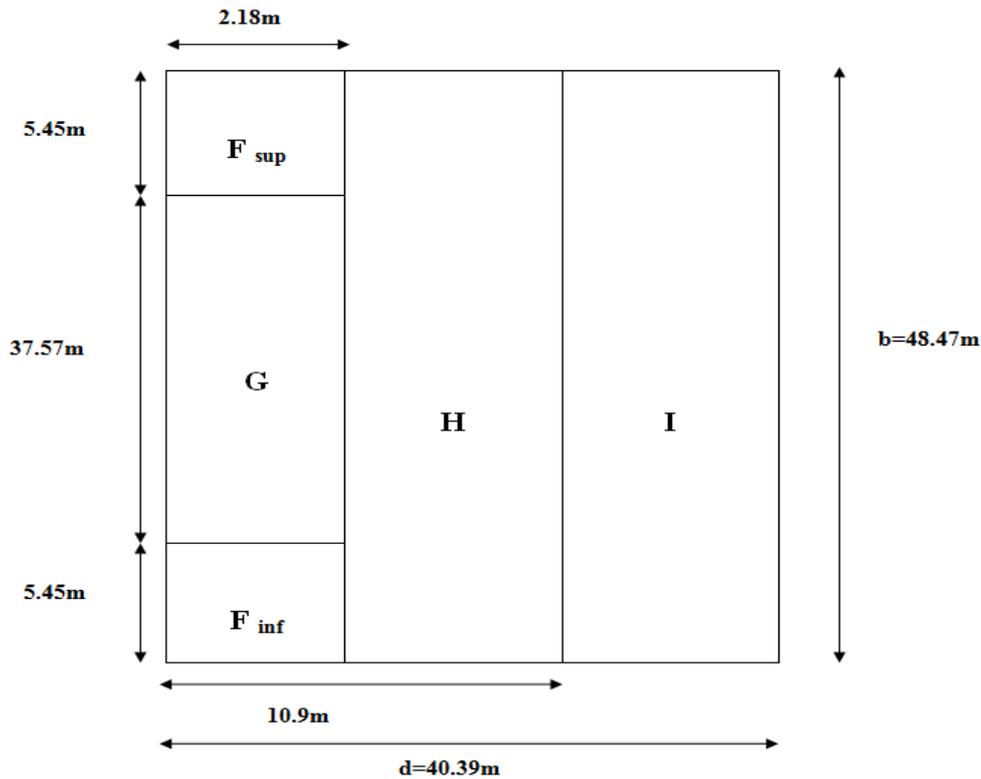


Figure II.4 : zone de pression pour la toiture.

La zone de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées dans le tableau suivant :

Zone	F <sub>sup</sub>	F <sub>inf</sub>	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	11.88	11.88	81.90	422.65	1429,38
C <sub>pe</sub>	-1.56	-1.56	-1.3	-0,68	-0,58

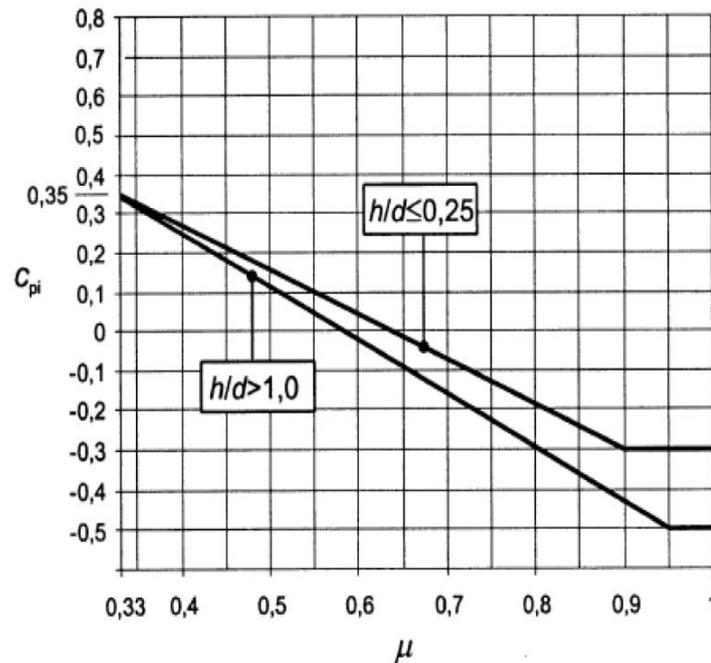
Tableau II.3 : valeurs de surface et coefficients C<sub>pe</sub> de chaque zone de la toiture.

### II.1.2.3 Détermination de coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub>

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est déterminé à partir de la figure II.5 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ<sub>p</sub> l'indice de perméabilité donné par :

(RNV 2013 ; paragraphes 5.2 .2.2).

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$



**Figure II.5:** coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> des bâtiments sans face dominante (Figure 5.14 RNV 2013).

❖ Notre hangar possède des ouvertures comme suit :

Pignon1	Pignon 2	Long pan1
1 porte de (1,8×2,1) m <sup>2</sup>	1 porte de dimensions (1,14×2,1) m <sup>2</sup>	1 porte de dimensions (1,8×2,1) m <sup>2</sup>
1 porte de (3,2×3) m <sup>2</sup>	2 fenêtres de dimensions (3×1,2) m <sup>2</sup>	1 porte de dimensions (1×2,1) m <sup>2</sup>
1 porte de (1,6×2,5) m <sup>2</sup>	3 fenêtres de dimensions (1,2×2,5) m <sup>2</sup>	
1 fenêtre de (1,5×1,1) m <sup>2</sup>	6 fenêtres de (0,8×0,7) m <sup>2</sup>	
2 fenêtres de (3 × 1,1) m <sup>2</sup>		
2 fenêtres de (2 × 1,1) m <sup>2</sup>		
4 fenêtres de (0,8×0,7) m <sup>2</sup>		

**Tableau II.4 :** Dimensions des ouvertures du hangar.

**II.1.2.4 Détermination de la pression aérodynamique W (ze)**

La pression aérodynamique W (z<sub>j</sub>) agissant sur une paroi est obtenue à l’aide de formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e)[C_{pe}-C_{pi}]$$

(RN2013 ; paragraphe 2.5.2)

**a) Vent perpendiculaire au pignon 1 (V1)**

➤ **Paroi verticale**

On a : h= 9.55m, d=40.39m

$$h/d= 0.23 \leq 0.25$$

$$\mu_p = 0.45$$

D'après la figure II.5, on aura :

$$C_{pi} = +0.18$$

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
<b>A</b>	1183,2	-1	+0.18	-1396.17
<b>B</b>	1183,2	-0,8	+0.18	-1559.53
<b>C</b>	1183.2	-0,5	+0.18	-804.57
<b>D</b>	1183.2	+0,8	+0.18	+733.58
<b>E</b>	1183,2	-0,3	+0.18	-567.93

**Tableau II.5** : valeurs des pressions aérodynamiques des parois verticales.

➤ **Toiture :**

On a :  $h = 10.9m$ ,  $d = 40.39m$

$$h/d = 0.27$$

$$0.25 < h/d = 0.27 < 1$$

$$\mu_p = 0.45$$

D'après la figure II.5, par interpolation on aura :

$$C_{pi} = +0.179$$

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
<b>Fsup</b>	1219,14	-1.56	+0.179	-2120.08
<b>Finf</b>	1219,14	-1.56	+0.179	-2120.08
<b>G</b>	1219,14	-1.3	+0.179	-1803.1
<b>H</b>	1219,14	-0.68	+0.179	-1047.24
<b>I</b>	1219,14	-0.58	+0.179	-925.32

**Tableau II.6** : valeurs des pressions aérodynamiques de la toiture.

**b) Vent perpendiculaire au long pan (V2)**

➤ **Parois verticales**

$d = 48.47m$  (dimension parallèle au vent)

$b = 40.39$  (dimension perpendiculaire au vent)

$h = 9.55$

$e = \min (b, 2h) = \min (40.39 ; 2 \cdot 9.55)$

On a :  $d = 48.47\text{m} > e = 19.1\text{m}$  → Donc on utilise la légende suivante

$e = 19.1\text{m}$      $e/5 = 3.82\text{m}$

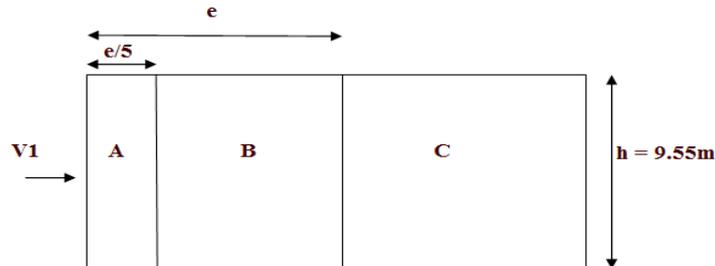


Figure II.6 : Vue en élévation des parois verticales de direction de long pan

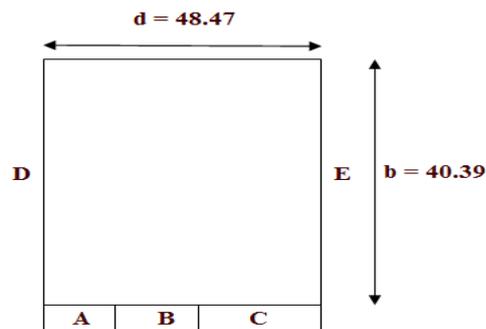


Figure II.7 : Vue en plan de la paroi verticale de direction du long pan

Zone	A	B	C	D	E
Surface	36.481	145.924	280.4835	385.7245	385.7245
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.7 : Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de de paroi verticale

➤ **Toiture :**

Dans notre cas la toiture est a multiple versant avec un angle  $\alpha = 6.35^\circ$  pour vent dans la direction est perpendculaire aux génératrices on prendra les valeurs de Cpe des toitures à 2 versant pour  $\theta = 0^\circ$

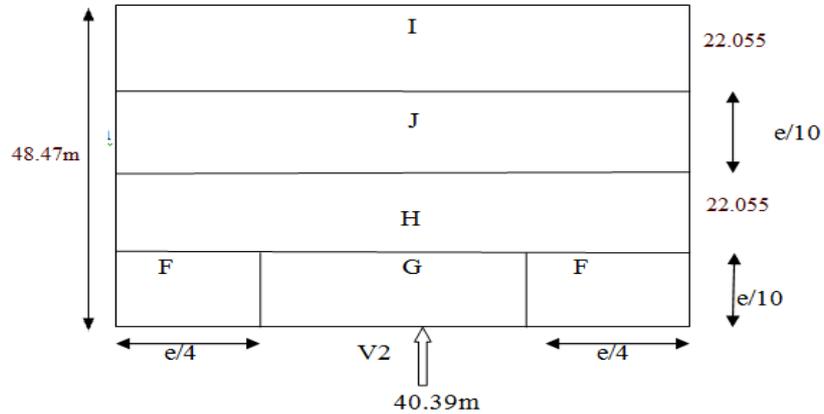
$d = 48.47\text{m}$ ,     $b = 40.39$ ,     $h = 10.9$

$e = \min ( b , 2h ) = \min ( 40.39 ; 2 \cdot 10.9 )$

$e=21.8\text{m}$

$e/4= 21.8/4= 5.45\text{m}$

$e/10=21.8/10= 2.18\text{ m}$



**Figure II.8** : Répartition du vent sur la toiture  $\theta = 0^\circ$

Zone	F	G	H	J	I
Surface	11.88	42.48	890.80	88.05	890.80
Cpe	-1.592	-1.146	-0.56	-0.57	0.038

**Tableau II.8** : Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture

➤ **Parois verticales**

\*coefficient de pression extérieure Cpi

$h/d = 9.55/48.47 = 0.19 < 0.25$

$\mu_p = 0.9$

→ **Cpi (0.9) = - 0.3**

Zone	Qp=(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
A	1183.2	-1	-0.3	-828.24
B	1183.2	-0.8	-0.3	-592.6
C	1183.2	-0.5	-0.3	-236.64
D	1183.2	+0.8	-0.3	+130.52
E	1183.2	-0.3	-0.3	0

**Tableau II.9** : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale.

➤ **Toiture**

\*coefficient de pression extérieure Cpi

$$h/d = 10.9/48.47 = 0.22 < 0.25$$

$$\mu_p = 0.9$$

→ **Cpi (0.9) = - 0.3**

Zone	Qp=(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
F	1219.74	-1.592	-0.3	-1575.9
G	1219.74	-1.146	-0.3	-1031.90
H	1219.74	-0.559	-0.3	-317.13
J	1219.74	+0.038	-0.3	+329.32
I	1219.74	-0.573	-0.3	-412.27

**Tableau II.10** : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la toiture

**c) Vent perpendiculaire au pignon 2 (V3)**

➤ **Parois verticales**

On a :  $h = 9.55\text{m}$ ,  $d = 40.39\text{m}$

$$h/d = 0.23 \leq 0.25$$

$$\mu_p = 0.63$$

D'après la figure II.5, on aura :

**Cpi = 0**

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
<b>A</b>	1183,2	-1	0	-1183.2
<b>B</b>	1183,2	-0,8	0	-946.56
<b>C</b>	1183.2	-0,5	0	-591.6
<b>D</b>	1183.2	+0,8	0	+946.56
<b>E</b>	1183,2	-0,3	0	-354.96

**Tableau II.11** : valeurs des pressions aérodynamiques des parois verticales.

➤ **Toiture**

On a :  $h= 10.9m$ ,  $d=40.39m$

$$h/d= 0.26$$

$$0.25 < h/d = 0.26 < 1$$

$$\mu_p = 0.63$$

D'après la figure II.5, par interpolation on aura :

$$C_{pi} = -0.06$$

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)(N/m^2)$
<b>Fsup</b>	1219,14	-1.56	-0.06	-1828.71
<b>Finf</b>	1219,14	-1.56	-0.06	-1828.71
<b>G</b>	1219,14	-1.3	-0.06	-1511.73
<b>H</b>	1219,14	-0.68	-0.06	-755.86
<b>I</b>	1219,14	-0.58	-0.06	-1218.62

**Tableau II.12** : valeurs des pressions aérodynamiques de la toiture.

**d) Vent perpendiculaire au long pan 2 (V4)**

➤ **Parois verticales**

On a :  $h= 9.55m$ ,  $d=48.47m$

$$h/d = 0.19 \leq 0.25$$

$$\mu_p = 1$$

D'après la figure II.5, on aura :

$$C_{pi} = -0.3$$

Zone	Qp=(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
A	1183.2	-1	-0.3	-828.24
B	1183.2	-0.8	-0.3	-592.6
C	1183.2	-0.5	-0.3	-236.64
D	1183.2	+0.8	-0.3	+130.52
E	1183.2	-0.3	-0.3	0

**Tableau II.13** : valeurs des pressions aérodynamiques des parois verticales.

➤ **Toiture**

On a : h= 10.9m, d=48.47m

$$h/d = 0.22 \leq 0.25$$

$$\mu_p = 1$$

D'après la figure II.5, on aura :

$$C_{pi} = -0.3$$

Zone	Qp=(N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W (N/m <sup>2</sup> )
F	1219.74	-1.592	-0.3	-1575.9
G	1219.74	-1.146	-0.3	-1031.90
H	1219.74	-0.559	-0.3	-317.13
J	1219.74	+0.038	-0.3	+329.32
I	1219.74	-0.573	-0.3	-412.27

**Tableau II.14** : valeurs des pressions aérodynamiques de la toiture.

**Remarque** : on ne constate que l'indice de perméabilité ( $\mu_p$ ) est supérieur ou égale à 0.9, ce qui donne la même valeur du coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$ . En conclusion on aura la même charge du vent dans les deux sens parallèles.

## II.2 Calcul de force de frottement

Les effets du frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaire au vent (au vent et sous le vent). **(RN2013 ;**

**paragraphe 2.6.3)**

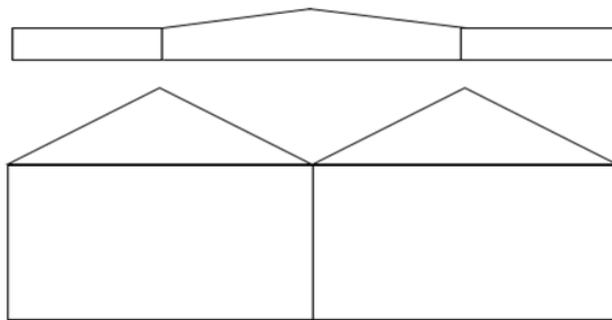
### II.3 Etude de la neige

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNVA13 par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad \text{Où :}$$

$S_k$  en ( $KN/m^2$ ) : Est la charge de la neige répartie sur la surface du sol donnée par le RNV13, en fonction de l'altitude ainsi que la zone de neige.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme donné par le RNVA13



**Figure II.9** : Répartition de la charge de neige sur la toiture.

#### II.3.1 Calcul de $S_k$

Le coefficient  $S_k$  dépend de la zone géographique et l'altitude du site

Notre site est classé en Zone A (Bouira) Selon la classification du RNVA13.

$S_k$  Est donné par la formule :

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de mer :

$$H = 320\text{m}$$

$$\implies S_k = \frac{0.07 \cdot 320 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.374 \text{ KN/m}^2$$

### II.3.2 Coefficient de forme de la toiture

La toiture est à versants multiples symétriques (avec une pente inférieure à  $60^\circ$ ), le coefficient de forme est donné par le tableau 3 du RNVA13.

$\alpha$ Angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \left( \frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient $\mu_2$	$0.8 + 0.8 \left( \frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau II.15 : Coefficient de forme-toitures à versants multiple

On a :

$$\alpha = 6.35^\circ$$

$$\alpha = 6.35^\circ \in [0^\circ, 30^\circ]$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \times \left( \frac{\alpha}{30} \right)$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \times \left( \frac{6.35}{30} \right)$$

$$\mu_2 = 0.96$$

$$S_1 = \mu_1 \times S_k$$

$$S_1 = 0.8 \times 0.374$$

$$S_1 = 0.299 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \times S_k$$

$$S_2 = 0.96 \times 0.374$$

$$S_2 = 0.359 \text{ KN/m}^2$$

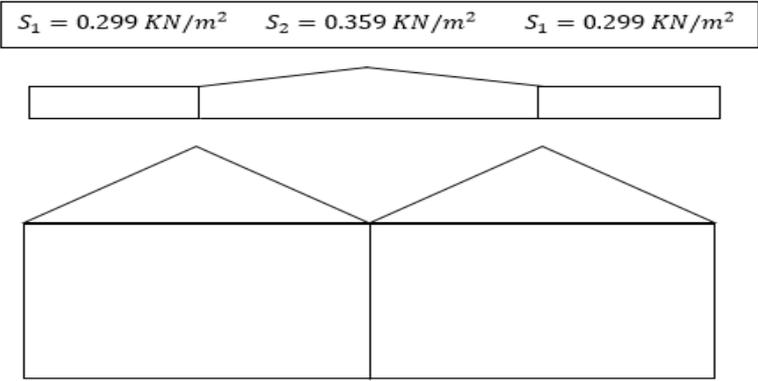


Figure II.10 : La charge de la neige sur la toiture.

**Conclusion**

La charge de la neige à retenir est : **S=0.359 KN/m<sup>2</sup>**

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments de la structure**

### III.1 Etude de bardage et de la couverture

Dans notre cas l'isolation de la structure est assurée par des panneaux sandwichs qui sont bourrés de matériaux thermiques isolante, pour faire cela on doit déterminer ces caractéristiques à partir de la fiche technique du panneau sandwich (annexe) en fonction de la charge maximal appliquée (charge du vent) et l'entraxe des pannes afin d'estimer leur poids et l'épaisseur de ces panneaux pour dimensionner notre hangar.

#### ➤ Etude de couverture

Dans notre cas la charge du vent prise dans le calcul est  $W_{moy} = -1002.77 \text{ N/m}^2$ , on effectue un choix d'un panneau de 40mm d'épaisseur, son poids est de  $10.05 \text{ Kg/m}^2$  et l'entraxe de 1.5m (voir annexe des panneaux sandwich).

#### ➤ Etude de bardage

Dans ce cas on a une charge de  $W_{moy} = -796.45 \text{ N/m}^2$  ce qui nous donne un panneau de 40mm d'épaisseur, et du poids de  $9.2 \text{ Kg/m}^2$  avec un entraxe de 1.73 m entre les lisses (voir annexe des panneaux sandwich).

La charge des accessoires de fixation est de  $4 \text{ Kg/m}^2$ .

### III.2 Etude des pannes

#### III.2.1 Définition

Les pannes sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges pérennantes et d'exploitation ainsi que celle des charges climatiques.

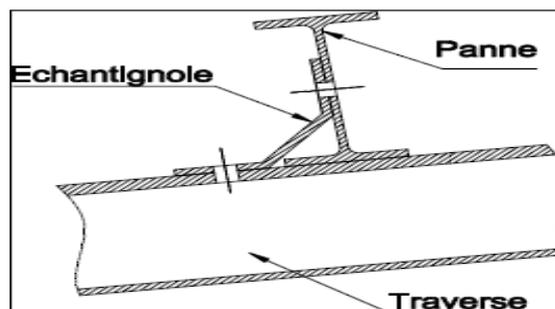


Figure III.1 disposition des pannes

#### III 2.2 Détermination des sollicitations

##### III 2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

###### a) Charge permanente (G)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich) .....  $10.05 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoire d'attache .....  $4 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre des pannes estimés à .....  $12 \text{ kg/m}^2$

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire} \times \left(\frac{e}{\cos\alpha}\right)] + P_{panne}$$

$$G = \left[ (10.05 + 4) \times \left(\frac{1.5}{\cos 6.35}\right) \right] + 12.9 = 0.34$$

$$G = 0.34 \text{ KN/ml}$$

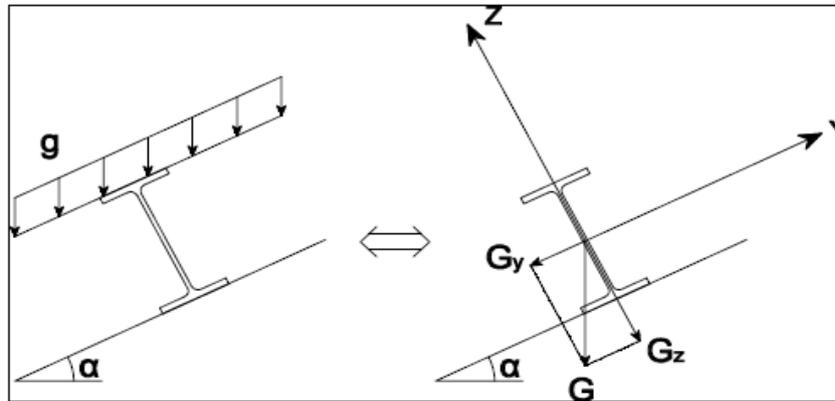


Figure III.2 schéma statique de la charge permanente G

**b) surcharge d'entretien  $P_{eq}$**

On considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la panne.

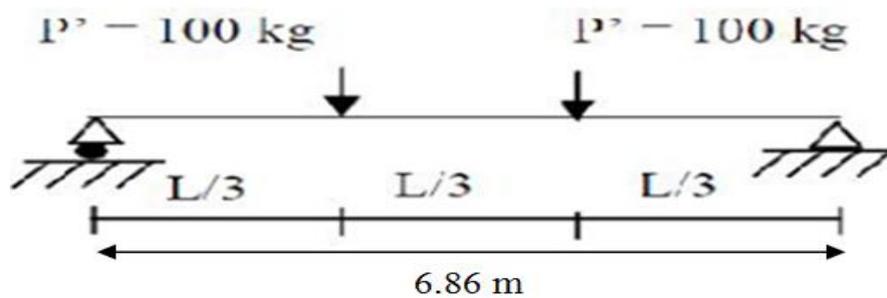


Figure III.3 schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{max} = 100 \times 2.28 = 228 \text{ kg.m}$$

On cherche la charge uniformément répartie équivalent qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. Et cela à fin d'unifier l'expression de la flèche sous tous les charges (charge d'exploitations et charges permanentes).

La charge uniformément répartie ( $P_{eq}$ ) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à  $P_{eq}$  aux charge ponctuelles P.

$$M_{max} = p \times \frac{l}{3} = P_{eq} \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{p}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44.44 \text{ kg/ml}$$

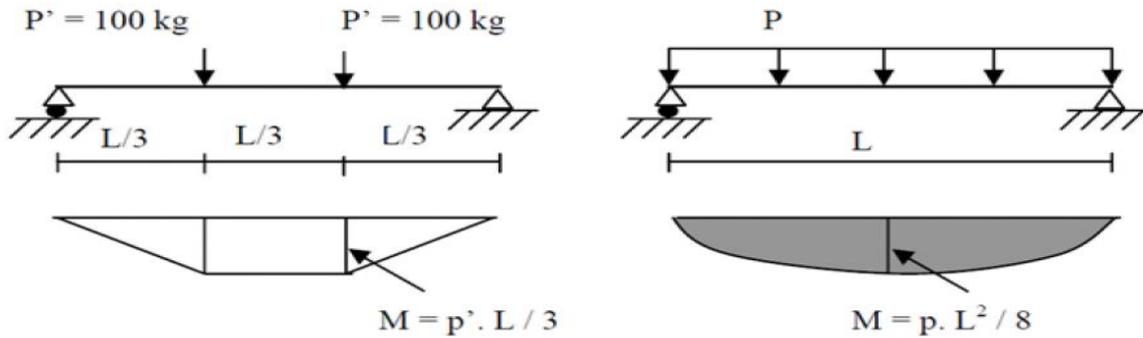


Figure III.4 : Moment due à la charge d’entretien

c) Surcharge climatique

- Surcharge du vent (V)

$$W = - 1002.77 \text{ N/m}^2 \text{ (chapitre 2)}$$

$$W = -1.002 \times b$$

$$b = 1.5 \text{ m (entraxe des pannes)}$$

$$W = -1.002 \times 1.5 = -1.503 \text{ KN/ml}$$

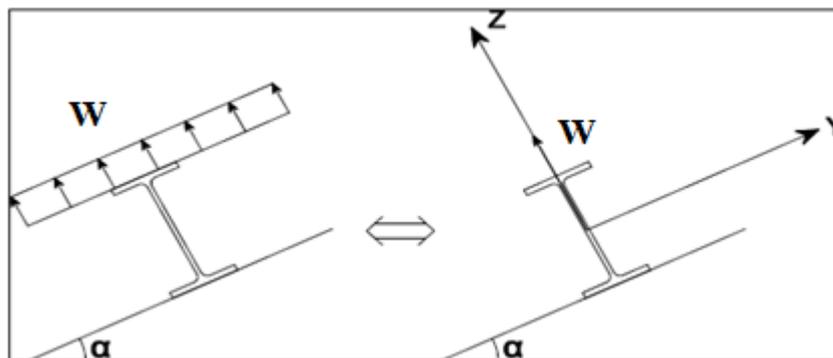


Figure III.5 : Charges du vent cas de dépression (soulèvement) sur la panne.

- Surcharge due à la neige

$$S = 0.359 \text{ KN/m}^2 \text{ (Voir chapitre II)}$$

$$S = 0.359 \times 1.5 = 0.538 \text{ KN/ml}$$

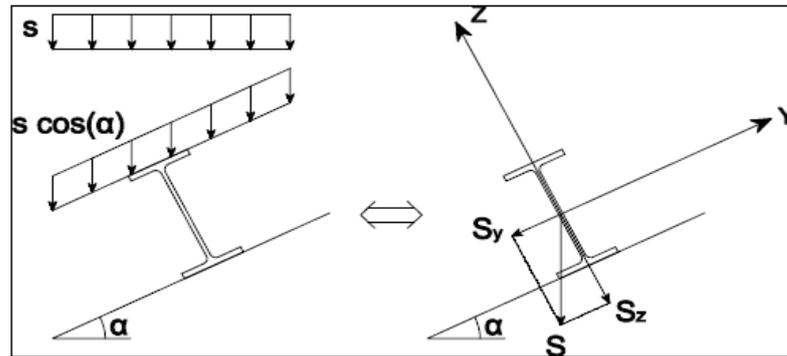


Figure III.6 : Charge de la neige sur la panne.

### III.2.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

#### ✓ Les charges et surcharge appliquée

$$G = 0.34 \text{ KN/ml}$$

$$P_{eq} = 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$W = -1.503 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.538 \text{ KN/ml}$$

#### ✓ Décomposition des charges

##### Suivant l'axe Z-Z

$$G_{zz} = G \times \cos \alpha = 0.34 \times \cos 6.35 = 0.337 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = P_{eq} \times \cos \alpha = 0.444 \times \cos 6.35 = 0.441 \text{ KN/ml}$$

$$w_{zz} = -1.503 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \times \cos \alpha = 0.538 \times \cos 6.35 = 0.534 \text{ KN/ml}$$

##### Suivant l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0.34 \times \sin 6.35 = 0.037 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = P_{eq} \times \sin \alpha = 0.444 \times \sin 6.35 = 0.049 \text{ KN/ml}$$

$$w_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \times \sin \alpha = 0.538 \times \sin 6.35 = 0.059 \text{ KN/ml}$$

### IV.2.4 Combainison d'actions

**Remarque :** d'après le DTR 2.2, les charge d'entretien des toitures ne se combinent pas avec les charge climatique (neige et vent).

#### • ELU

##### Axe Z-Z

$$1.35G_{min} + 1.5W_z = 1.35 \times 0.337 + 1.5 \times (-1.503) = -1.79 \text{ KN/ml}$$

$$G_{z,max} + 1.5 S_z = 0.337 + 1.5 \times 0.534 = 1.13 \text{ KN/ml}$$

$$G_{z,max} + 1.5 Q_z = 0.337 + 1.5 \times 0.441 = 1 \text{ KN/ml}$$

**Axe Y-Y**

$$1.35G_{min} + 1.5 W_y = 1.35 \times 0.037 + 1.5 \times (0) = 0.049 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + 1.5 S_y = 0.037 + 1.5 \times 0.059 = 0.125 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + 1.5 Q_y = 0.037 + 1.5 \times 0.049 = 0.11 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

**Axe Z-Z**

$$G_{min} + W_z = 0.337 + (-1.503) = -1.16 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.337 + 0.534 = 0.871 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.337 + 0.441 = 0.778 \text{ KN/ml}$$

**Axe Y-Y**

$$G_{min} + W_y = 0.037 + (0) = 0.037 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + S_y = 0.037 + 0.059 = 0.096 \text{ KN/ml}$$

$$G_{y,max} + Q_y = 0.037 + 0.049 = 0.086 \text{ KN/ml}$$

**IV.2.5 Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{686}{200} = 3.43 \text{ cm}$$

L : la longueur de la panne

$q_s$  : La charge la plus défavorable a l'ELS

Suivant l'axe Z-Z :

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{3.43 \times 384} \frac{q_s l^4}{E} = \frac{5 \times 1.16 \times 686^4 \times 10^{-1}}{3.43 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 464.38 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 140** Ces caractéristiques sont :

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	A(cm <sup>2</sup> )	$t_f(\text{cm})$	P(Kg/m)	b(cm)	r(cm)	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$t_w(\text{cm})$	d(cm)
541.2	44.92	16.4	0.69	12.9	7.3	0.7	88.34	0.47	11.22

Le poids propre G devient alors :

$$G = \left[ (P_{couverture} + P_{accessoire}) \times \left( \frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

$$G = \left[ (10.05 + 4) \times \left( \frac{1.5}{\cos 6.35} \right) \right] + 12.9 = 34.1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.34 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.34 \cos 6.35 = 0.337 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.34 \sin 6.35 = 0.037 \text{ KN/ml}$$

Si on ajoute le poids propre de l'YPE 140 dans la vérification de  $f_z$  c'est-à-dire dans la charge  $q_z^s$  on aura alors

$$q_z^s = G_z + W = 0.337 + (-1.503) = -1.16 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5}{343 \times 384} \frac{q_s l^4}{E} = \frac{5 \times 1.16 \times 686^4 \times 10^{-1}}{3.43 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 795.86 \text{ cm}^4$$

⇒ Donc l'YPE 140 est vérifié.

### III.2.6 Dimensionnement des pannes

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée.

Elles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

#### III.2.6.1 Les combinaisons de calcul

Selon les deux axes X et Y les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

A l'ELU :

Sous le vent :

$$q_z^u = G_z + 1.5W_z q_z^u = 0.337 + 1.5 \times (-1.503) = -1.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_y^u = 1.35G_y + 1.5W_y q_y^u = 1.35 \times 0.037 + 1.5 \times 0 = 0.049 \text{ KN/ml}$$

Sous charge d'exploitation :

$$q_z^u = 1.35G_z + 1.5Q_z q_z^u = 1.35 \times 0.337 + 1.5 \times 0.441 = 1.116 \text{ KN/ml}$$

$$q_y^s = 1.35G_y + 1.5Q_y q_y^u = 1.35 \times 0.037 + 1.5 \times 0.049 = 0.123 \text{ KN/ml}$$

Sous charge de la neige :

$$q_z^u = 1.35G_z + 1.5S_zq_z^u = 1.35 \times 0.337 + 1.5 \times 0.534 = 1.255 \text{ KN/ml}$$

$$q_y^u = 1.35G_y + 1.5S_yq_y^u = 1.35 \times 0.037 + 1.5 \times 0.059 = 0.138 \text{ KN/ml}$$

### III.2.6.2 Détermination des sollicitations

#### a) Moments

##### ✓ Sous le vent

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.91 \times 6.86^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.049 \times 6.866^2}{8} = 0.288 \text{ KN.m}$$

##### ✓ Sous charge d'exploitation

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.116 \times 6.86^2}{8} = 6.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.123 \times 6.86^2}{8} = 0.723 \text{ KN.m}$$

##### ✓ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.255 \times 6.86^2}{8} = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.138 \times 6.86^2}{8} = 0.811 \text{ KN.m}$$

#### b) Effort tranchant

##### ✓ Effort tranchant due au vent :

$$V_w = \frac{q \times l}{2} = \frac{-1.91 \times 6.86}{2} = -6.55 \text{ KN}$$

##### ✓ Effort tranchant due à la neige :

$$V_s = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.255 \times 6.86}{2} = 4.3 \text{ KN}$$

##### ✓ Effort tranchant due aux charges d'exploitation :

$$V_Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.16 \times 6.86}{2} = 3.97 \text{ KN}$$

##### ✓ Effort tranchant due au poids propre :

$$V_G = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.337 \times 6.86}{2} = 1.15 \text{ KN}$$

**1<sup>er</sup> combinaison :**

$$V_Z = V_G + 1.5V_w = 1.15 - 1.5 \times 6.55 = -8.67 \text{ KN}$$

**2<sup>ème</sup> combinaison :**

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.15 + 1.5 \times 3.97 = 7.5 \text{ KN}$$

**3<sup>ème</sup> combinaison :**

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.15 + 1.5 \times 4.3 = 8 \text{ KN}$$

**III.2.6.3 Vérification de la résistance des pannes****a) Vérification de l'effort tranchant**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivant :  $V_Z \leq V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (7)}$$

**Avec :**

$F_y$  : Résistance limite d'élasticité

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{7.64 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 94.23 \text{ KN}$$

- Sous le vent :  
 $V_Z = 8.67 < V_{plz} = 94.23 \quad \implies \text{Vérifiée}$
- Sous charge verticale :  
 $V_Z = 7.5 < V_{plz} = 94.23 \quad \implies \text{Vérifiée}$
- Sous la neige :  
 $V_Z = 8 < V_{plz} = 94.23 \quad \implies \text{Vérifiée}$

**b) Vérification au diversement**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq x_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$  **EC3 Art 5.5.2(7)**

• Classe de la section

a) Vérification de la semelle

$$\frac{b}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{73}{2 \times 6.9} = 5.28 < 10\varepsilon$$

⇒ Semelle de classe 1.

b) Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72\varepsilon$$

⇒ Ame de classe 1.

Donc l'**IPE140** est de classe 1

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  Section de classe 1

$x_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$M_{cr}$  : Moment critique de diversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 z_g - c_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (c_2 z_g - c_3 z_j) \right\}$$

**EC3 Annexe F1.12(7)**

$C_1, C_2, C_3$  : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525 \quad \text{EC3 Tab F.1.2}$$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective et de gauchissement respectivement avec  $K=1$  appui simple  $K_w=1$ .

**EC3 Tab F.1.2**

$L = 686$  cm

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$Z_a = -7$  cm sous le vent

$Z_a = 7$  cm sous la charge verticale

$Z_s = 0$  cm section doublement symétrique

**EC3 figure F.1.1**

$Z_j = 0$  cm section doublement symétrique

EC3 figure F.1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm} \quad \text{sous charge verticale}$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4, \quad I_w = 1.98 \text{ cm}^6$$

- Sous le vent

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 44.92}{(1 \times 686)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{686^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.92} + (0.459 \times (-7))^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-7)) \right\}$$

$$M_{cr} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{8.12 \times 10^{-3}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.59 > 0.4$  donc il ya un risque de diversement.

Profilet laminé ;  $\alpha = 0.21$ ;

On tire  $x_{lt}$  à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03 (courbe a) par interpolation entre :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.5 \text{ et } \bar{y}_{LT} = 1.6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.59$$

$$x_{lt} = 0.3371$$

On a  $M_{sdy} = 11.23 \text{ KN.m}$

$$M_{sdy} \leq 0.3371 \times 1 \times \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{sdy} \leq 6.36 \text{ KN.m}$$

$11.23 \text{ KN.m} > 6.36 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow$  Non vérifiée

Le diversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

### III.3 Dimensionnement des pannes (avec des liernes)

#### III.3.1 détermination des sollicitations

##### a) Moments :

- ✓ Sous le vent

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.91 \times 6.86^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y  $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.049 \times 3.43^2}{8} = 0.072 \text{ KN.m}$

✓ **Sous charge d'exploitation**

Axe Z-Z  $M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.16 \times 6.86^2}{8} = 6.82 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.123 \times 3.43^2}{8} = 0.18 \text{ KN.m}$

✓ **Sous charge de la neige**

Axe Z-Z  $M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.255 \times 6.86^2}{8} = 7.38 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.138 \times 3.43^2}{8} = 0.202 \text{ KN.m}$

**III.3.2 Vérification de la résistance des pannes**

**III.3.2.1 Vérification au diversement**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq x_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$  **EC3 Art 5.5.2(7).**

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  Section de classe 1

$x_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{y_{LT}}{y_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$M_{cr}$  : Moment critique de diversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_z}{\pi^2 EI_z} + (c_2 z_g - c_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (c_2 z_g - c_3 z_j) \right\}$$

**EC3 Annexe F1.12(7)**

$C_1, C_2, C_3$  : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement

$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$  **EC3 Tab F.1.2**

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec  $K=1$  appui simple  $K_w=1$ . **EC3 Tab F.1.2**

$L = 343 \text{ cm}$

$Z_g = Z_a - Z_s$

$Z_a = -7 \text{ cm}$  sous le vent

$Z_a = 7 \text{ cm}$  sous la charge verticale

$Z_s = 0$  cm section doublement symétrique

EC3 figure F.1.1

$Z_j = 0$  cm section doublement symétrique

EC3 figure F.1.1

$Z_g = Z_a - Z_s = -7$  cm sous le vent

$Z_g = Z_a - Z_s = 7$  cm sous charge verticale

$I_t = 1.98$  cm<sup>4</sup>,  $I_w = 2.45 \times 10^3$  cm<sup>6</sup>

- Sous le vent

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 44.92}{(1 \times 343)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{343^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.92} + (0.459 \times (-7))^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-7)) \right\}$$

$M_{cr} = 18.75$  KN.m

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{18.75 \times 10^{-3}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.05 > 0.4$  donc il ya un resque de diversement

Profilé laminé ;  $\alpha = 0.21$ ;

On tire  $x_{lt}$  à partir du tableau 5.5.2 de (courbe a) L'EC03 :

$\bar{\lambda}_{LT} = 1$   $\lambda_{LT} = 1.1$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.05$

$x_{lt} = 0.6308$

On à  $M_{sdy} = 11.23$  KN.m

$$M_{sdy} \leq 0.6308 \times 1 \times \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$M_{sdy} \leq 11.9$  KN.m

$M_{sdy} = 11.23$  KN.m  $< M_r = 11.9$  KN.m  $\Rightarrow$  Verifiée

Le diversement est vérifié donc on adopte pour un IPE140

### III.3.3 Vérification de la condition de résistance

La condition à vérifier est :

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

EC03Art5.4.8.1(11)

Avec :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 4.11 \text{ KN.m}$$

Section en I ou H :  $\alpha = 2$  ,  $\beta = 1$

- Sous le vent :

$$\left(\frac{11.23}{18.87}\right)^2 + \left(\frac{0.072}{4.11}\right)^1 = 0.37 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Sous charge verticale :

$$\left(\frac{6.82}{18.87}\right)^2 + \left(\frac{0.723}{4.11}\right)^1 = 0.3 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

### III.3.4 Vérification à L'ELS

#### III.3.4.1 combinaison de calcul

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z q_z = 0.337 + 0.411 = 0.781 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + Q_y q_y = 0.037 + 0.049 = 0.086 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + W_z q_z = 0.337 + (-1.503) = -1.16 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + W_y q_y = 0.037 + 0 = 0.037 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z q_z = 0.337 + 0.534 = 0.871 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + S_y q_y = 0.037 + 0.059 = 0.096 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### III.3.4.2 Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times 1.16 \times 6.86^4}{384 \times 2.1 \times 44.92} = 0.35 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3.43 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times 0.037 \times 3.43^4}{384 \times 2.1 \times 541.2} = 5.86 \times 10^{-5} \text{ cm} < \frac{L/2}{200} = 1.71 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

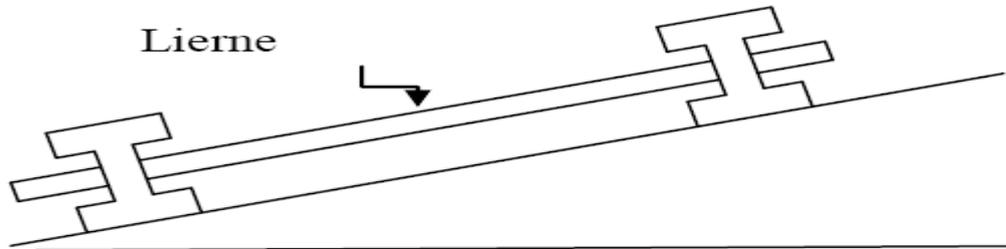
### Conclusion

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE140**.

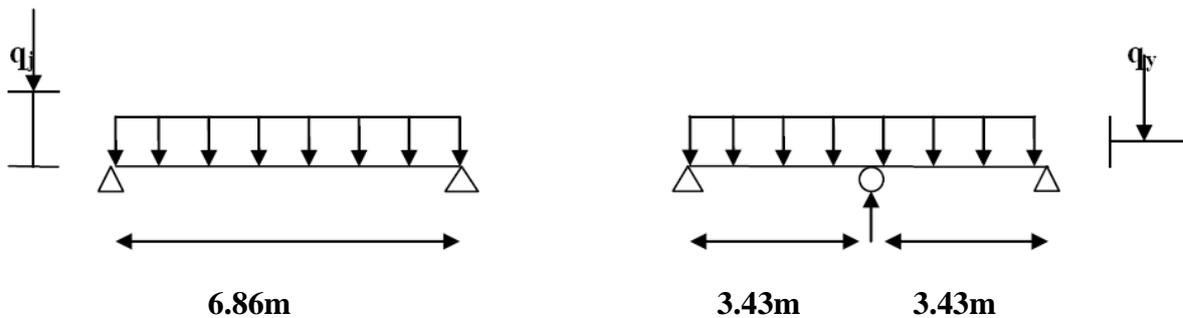
**III.4 Calcul des liernes**

**III.4.1 Introduction**

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas s'attacher aux pannes faitières, Sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.



**Figure III.7 : Présentation d'un lierne**



**Figure III.8 : Les schémas statiques des pannes avec lierne**

Dans notre projet on a un hangar à quatre versants avec 8 espacements de 1.5m pour chaque versant.

**III.4.2 Effort de traction**

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne

$$N_t^{max} = \max(T_7, T_b)$$

$T_b$  : Effort de traction de brettele

$$T_7 = N_{tsdi} = (2 \times 7 - 1) \frac{R}{2} = 13 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2} \rightarrow R = 1.25 \times 0.096 \times \frac{6.86}{2} = 0.411 \text{ kN}$$

$$T_7 = 13 \times \frac{0.411}{2} = 2.67 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_8}{\cos\theta}$$

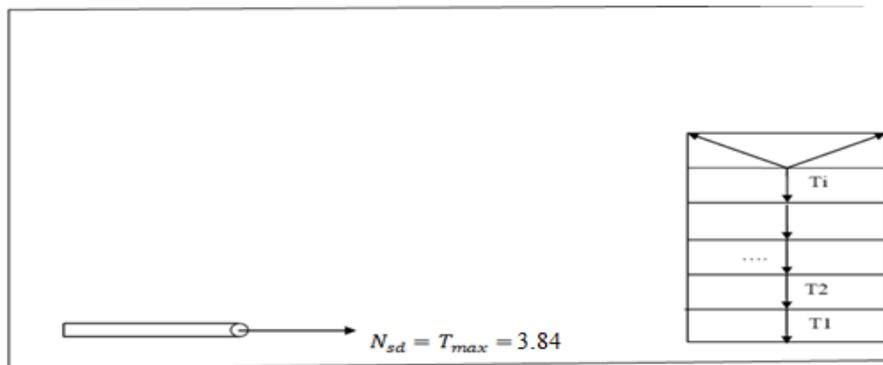
$$\text{Avec } \theta = \text{Artg } 3.43/1.5 = 66.37^\circ$$

$$T_8 = (2 \times 8 - 1) \frac{R}{2} = 3.08 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{3.08}{\cos 66.37} = 3.84 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \text{Max} (T_7 = 2.671, T_b = 3.84)$$

$$T_{\max} = 3.84 \text{ KN}$$



**Figure III.9** : Représentation des efforts

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de leffort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

$N_{tsd}$  : La résistance de calcul de la section de traction

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 3.84 \times 1}{3.14 \times 0.235}}$$

$$\phi \geq 4.56$$

⇒ On choisir un  $\phi 10$  pour les liernes des pannes.

### III.5 Calcul de l'échantignolle

#### III.5.1 Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement au chargement (surtout l'action de soulèvement du vent).

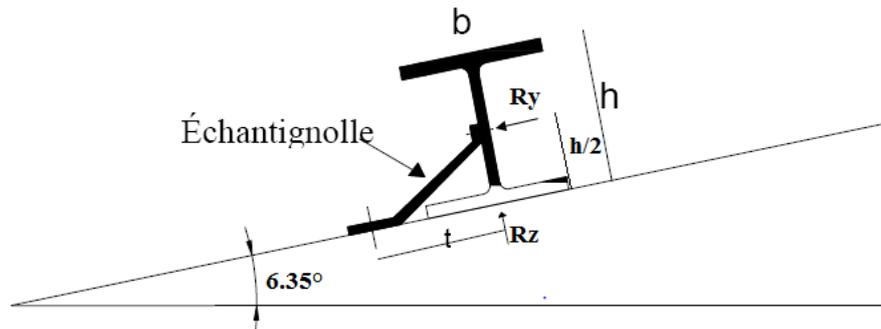


Figure III.10 : Représentation de l'échantignolle.

L'excentrement ( $t$ ) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour un IPE 140  $\rightarrow$  ( $b = 7.3\text{cm}$ ,  $h = 14\text{cm}$ )

$$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm}$$

Soit  $t = 10\text{cm}$

#### III.5.2 Principes de Dimensionnement

$$M_r(A) = R_z \times t + R_y \times \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$q_{z\max} = -1.91\text{KN/ml}$$

$$q_{y\max} = 0.138\text{KN/ml}$$

##### ➤ Echantignolle de rive

$$R_z = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.91 \times 6.86}{2} = 6.55 \text{ KN}$$

$$R_y = \frac{q_y \times L}{4} = \frac{0.138 \times 6.86}{4} = 0.23 \text{ KN}$$

##### ➤ Echantignolle intermédiaire

$$R'_z = 2 \times R_z = 13.1 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2 \times R_y = 0.46 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du moment renversant**

$$M_r(A) = R_z \times t + R_y \times \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$M_r = 13.1 \times 0.1 + 0.46 \times 0.07$$

$$M_r = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_r}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_r}{\sigma}$$

$$W_{el} \leq \frac{1.34 \times 10^5 \times 1.1}{235 \times 10^2}$$

$$W_{el} \leq 6.27 \text{ cm}^3$$

On a  $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$  (pour une section rectangulaire).

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} \Rightarrow \sqrt{\frac{6 \times 6.27}{7.3}} = 2.27 \text{ cm}$$

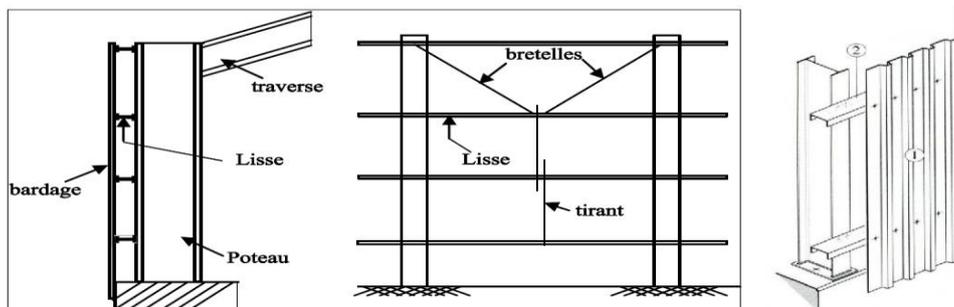
$$e = 2.3 \text{ cm}$$

### III.6 Calcul des lisses de bardage

#### Introduction

Les lisses de bardage sont généralement constituées des poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou des profils minces formé à froid, elles sont disposées verticalement leur principal rôle est de reprendre les efforts du vent sur le bardage ainsi de maintenir ce dernier.

Elles sont fixées sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, l'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.



**Figure III.11 : lisse de bardage**

**III.6.1 Détermination des charges et surcharges revenants aux lisses**

On à  $H_{poteau} = 8.65m$

$e = 1.73 m \rightarrow n = 5$

**a) Les charges permanentes**

- Poids propre de bardage (panneaux sandwich) .....9.2Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de fixation .....4Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de lisse on suppose un (UAP130).....13.74Kg/m

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoirs}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G = (9.2+4) \times 1.73 + 13.74 = 36.55 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.365 \text{ KN/ml}$$

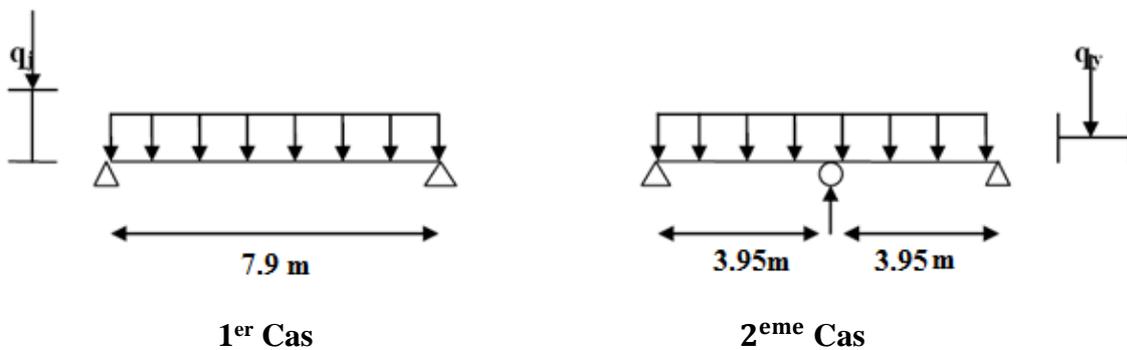
**b) Surcharge climatique due au vent**

La valeur maximale obtenue lors de l'étude au vent faites dans le chapitre 2

$$W = -0.796 \text{ KN/m}^2$$

$$W = -0.796 \times 1.73 = -1.37 \text{ KN/ml}$$

**III.6.2 Combinaison d'actions**



**Figure III.12 :** Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans Y-Y et Z-Z

**A L'ELU**

$$q_y = 1.35 G = 1.35 \times 0.365 = 0.492 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = 1.5 w = 1.5 \times (-1.43) = -2.05 \text{ KN/ml}$$

**A L'ELS**

$$q_y = G = 0.365 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -1.37 \text{ KN/ml}$$

**III.6.3 Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5.w.l^4}{384.EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{790}{200} = 3.95cm$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5.w.l^4}{3.43 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.37 \times 790^4 \times 10^{-1}}{3.43 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 964.61cm^4$$

On choisit un **UAP 175**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 1269.99cm^4 \quad A = 27.06cm^2 \quad P = 21.24 \text{ Kg /ml}$$

$$I_z = 126.36cm^4 \quad H = 17.5 \text{ cm}$$

Le poids propre (G) devient alors :

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G = (9.2+4) \times 1.73 + 21.24 = 44.07 \text{ Kg/m} \longrightarrow$$

$$G = 0.440 \text{ KN/ml}$$

**III.6.4 Dimensionnement des lisses****a) Les combinaisons de calcul****A L'ELU**

$$q_y = 1.35 G = 1.35 \times 0.440 = 0.594 \frac{KN}{ml}$$

$$q_z = 1.5 w = 1.5 \times (-1.37) = -2.05 \frac{KN}{ml}$$

**A L'ELS**

$$q_y = G = 0.440 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = w = -1.37 \text{ KN/ml}$$

**b) Détermination des sollicitations****• Moments**

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2.05 \times 7.90^2}{8} = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = 0 \text{ KN.m}$$

➤ Sous le poids propre

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.594 \times 7.90^2}{8} = 4.63 \text{ KN.m}$$

### III.6.4.1 Vérification de la résistance

#### a) Condition de résistance

La condition à vérifier est la suivante :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1$$

EC03 Art 5.4.8.1(11)

On a un UAP 175 classe 1 →  $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

Avec :

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 171.47 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 40.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 47.62 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 11.19 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Sous le vent

$$\left[ \frac{15.99}{40.29} \right]^2 + \left[ \frac{0}{11.19} \right]^1 = 0.157 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

#### ▪ Sous charge vertical

$$\left[ \frac{0}{40.29} \right]^2 + \left[ \frac{4.63}{11.19} \right]^1 = 0.413 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

#### ▪ Sous charge vertical et vent

$$\left[ \frac{16.69}{40.29} \right]^2 + \left[ \frac{4.63}{11.19} \right]^1 = 0.546 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

#### b) Vérification a L'ELS

Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{790}{200} = 3.95 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z

$$f_y = \frac{5 \times 1.37 \times 7.9^4}{384 \times 2.1 \times 1269.99} = 0.026 \text{ m} = 2.6 \text{ cm} \leq 3.95 \text{ cm} \text{ (Vérifiée)}$$

Suivant l'axe Y-Y

$$f_z = \frac{5 \times 0.440 \times 7.9^4}{384 \times 2.1 \times 126.36} = 0.084m = 8.4cm > 3.95cm \quad (\text{Non vérifiée})$$

La flèche n'est pas vérifiée donc on opte pour des liernes.

### III.6.5 Dimensionnement des lisses (avec liernes)

#### III.6.5.1 Détermination des sollicitations

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2.05 \times 7.9^2}{8} = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = 0 \text{ KN.m}$$

➤ Sous le poids propre

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.594 \times 3.95^2}{8} = 1.15 \text{ KN.m}$$

#### III.6.5.2 Vérification de la résistance des lisses (avec liernes)

##### • Vérification à l'ELS

Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Suivant l'axe Z-Z

$$f_y = \frac{5 \times 1.37 \times 7.9^4}{384 \times 2.1 \times 1269.99} = 0.026m = 2.6cm \leq 3.95cm \quad (\text{Vérifiée})$$

Suivant l'axe Y-Y

$$f_z = \frac{5 \times 0.440 \times 3.95^4}{384 \times 2.1 \times 126.36} = 0.0052m = 0.52cm \leq 1.975cm \quad (\text{Vérifiée})$$

**Conclusion :** L'UAP 175 convient comme lisse de bardage.

## III.7 Calcul des liernes

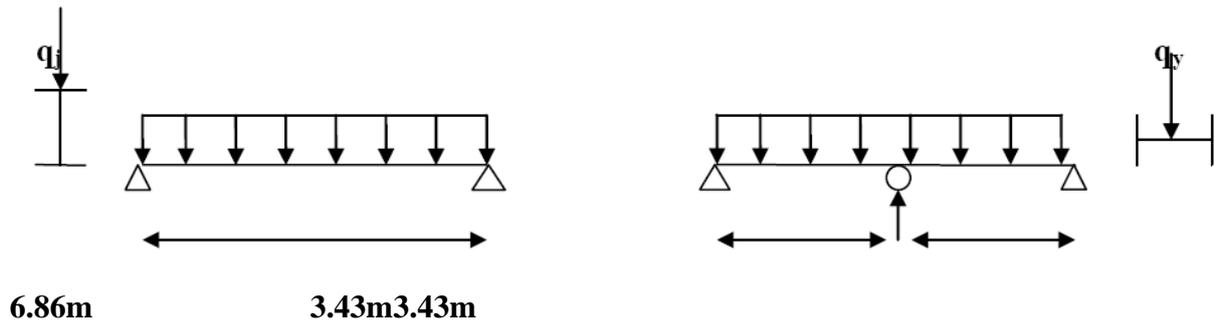


Figure III.13 : Schéma statique des lisses.

## III.7.1 Effort de traction

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne

$$N_t^{max} = \max(T_4, T_b)$$

$T_b$  : Effort de traction de brettèle

$$T_4 = N_{tsdi} = (2 \times 4 - 1) \frac{R}{2} = 7 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0.440 \times \frac{7.90}{2} = 2.17 \text{ kN}$$

$$T_4 = 7 \times \frac{2.17}{2} = 7.59 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_5}{\cos \theta}$$

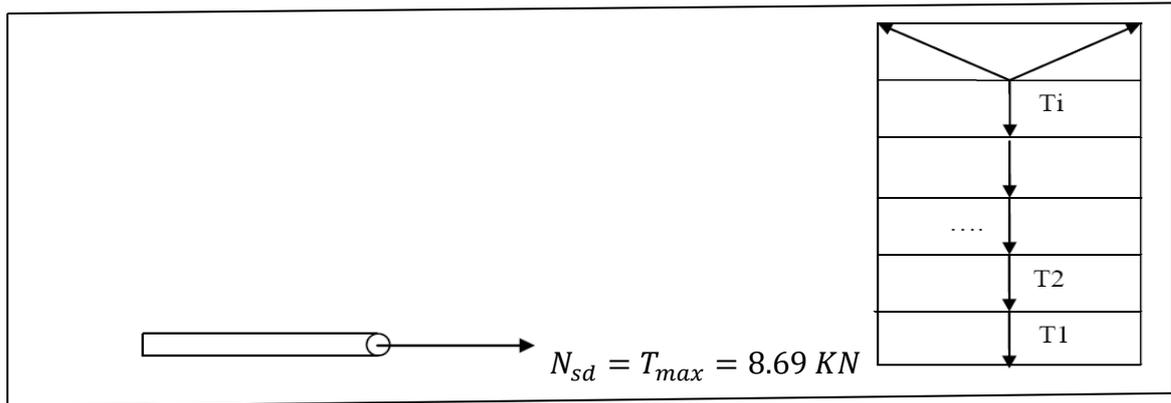
$$\text{Avec } \theta = \text{Artg } 3.95/1.73 = 66.34^\circ$$

$$T_5 = (2 \times 5 - 1) \frac{R}{2} = 9.76 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{9.76}{\cos 66.34} = 12.16 \text{ KN}$$

$$T_{max} = \text{Max } (T_4 = 7.59, T_b = 12.16)$$

$$T_{max} = 12.16 \text{ KN}$$



**Figure III.14 :** Représentation des efforts

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de leffort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

$N_{tsd}$  : La résistance de calcul de la section de traction

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 12.16 \times 1}{3.14 \times 0.235}}$$

$$\phi \geq 8.11$$

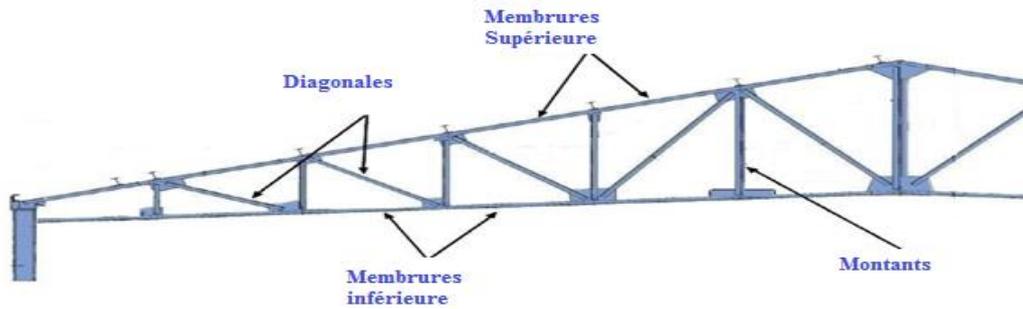
⇒ On choisit un  $\phi 10$  pour les liernes des lisses

### III.8 Calcul des fermes

#### Introduction

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutre maitresse) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composé de :

- D'une membrure supérieure (arbalétrier).
- D'une membrure inférieure (entrait).
- D'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.



**Figure III.15** : les éléments de la ferme.

Dans notre cas on a un hangar constitué de toiture composé de deux fermes de longueur de 24.23m chacune. Chaque ferme supporte 8 pannes par versant avec un entraxe de 1.5m.

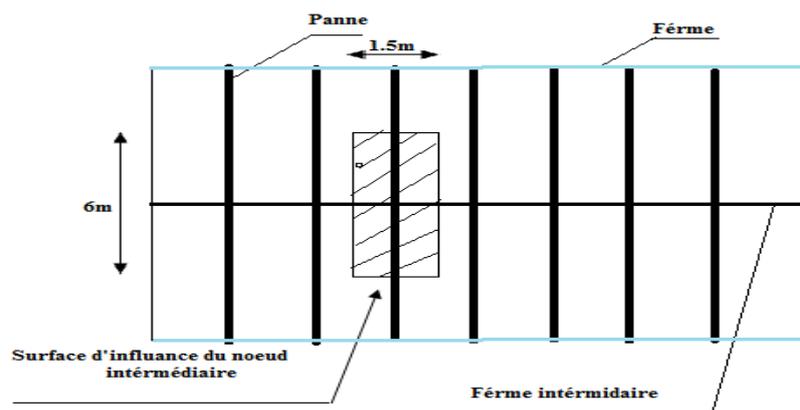
L'étude se fait selon la combinaison la défavorable des deux combinaisons suivantes :

- ✚ G + 1.5 W pour le cas d'un soulèvement
- ✚ 1.35 G + 1.5 S pour le cas de la neige seul

Par raison de symétrie le schéma statique est une ferme de 24 m qui supporte des charges concentres qui sont transmises par la toiture par l'intermédiaire des pannes. L'entraxe des fermes est de 6 m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction (membrane supérieure, membrane inférieure, montants, et diagonales).

### III.8.1 Calcul des charges revenant à chaque nœud



**Figure III.16** : Surface afférente des nœuds

#### a) Nœud intermédiaire

$$S = 1.5 \times 6 = 9 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (TN40) +Accessoire de pose ..... $0.14 \times S = (0.14 \times 9) = 1.26 \text{ KN}$
- La panne IPE 140 ..... $0.129 \times 6 = 0.774 \text{ KN}$
- Les contreventements ..... $0.04 \times 9 = 0.36 \text{ KN}$
- TOTAL .....  $2.394 \text{ KN}$

- **Surcharge climatique**

- 1) **Surcharge du vent**

$$q_j = -1.002 \text{ KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1.002 \times 9 = 9.018 \text{ KN}$$

- 2) **Surcharge de la neige**

$$S_{\max} = 0.359 \text{ KN/m}^2$$

La surface revenante à chaque Nœud est de  $9 \text{ m}^2$ .

$$\text{Donc : } S = 0.359 \times 9 = 3.23 \text{ KN}$$

### III.8.2 Calcul des forces selon les combinaisons de charges

- 1) **Nœud intermédiaire**

- a) **Vent (soulèvement)**

$$F = G + 1.5 V = 2.394 + 1.5 (-9.018) = -11.13 \text{ KN}$$

- b) **Neige**

$$F = 1.35G + 1.5 S = (1.35 \times 2.394) + (1.5 \times 3.23) = 8.07 \text{ KN}$$

- ❖ La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2016.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme.

Les résultats sont comme suite :

Eléments	Sous la combinaison G + 1.5V (KN)	Sous la combinaison 1.35G + 1.5S (KN)
Membrures supérieures	-312.52	227.81
Membrures inférieure	142.66	-72.88
Montants	72.48	-38.59
Diagonales	-218.71	148.14

**Tableau III.1:** Les efforts max dans les éléments de la ferme.

**Remarque :**

- ✓ La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est **G + 1.5**
- ✓ Convention de Signe (+) Traction et (-) Compression

**III.8.3 Dimensionnement des éléments de la ferme**

Les éléments sont dimensionnés à base des efforts normaux  $N_{sd}$  qui les sollicitent, et ils doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max}$$

EC03 Art 5.4.3.1

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

**III.8.3.1 Membrure supérieure**

$$N^{max} = -312.52 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \implies A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{312.52 \times 1}{23.5} = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 13.29 \text{ cm}^2$$

Soit 2L ( 60 × 60 × 6) de section  $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

**III.8.3.2 Membrure inférieure**

$$N^{max} = 142.66 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \implies A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{142.66 \times 1}{23.5} = 6.07 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 6.07 \text{ cm}^2$$

Soit 2L ( 40 × 40 × 5) de section  $A_s = 7.58 \text{ cm}^2$

**III.8.3.3 Les montants**

$$N^{max} = 72.48 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \implies A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{72.48 \times 1}{23.5} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit 2L ( 35 × 35 × 3.5) de section  $A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

**III.8.3.4 Les diagonales**

$$N^{max} = -218.71 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \implies A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{218.71 \times 1}{23.5} = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 9.3 \text{ cm}^2$$

Soit 2L ( 50 × 50 × 5) de section  $A_s = 9.6 \text{ cm}^2$

### III.8.4 Vérification des éléments comprimés au flambement

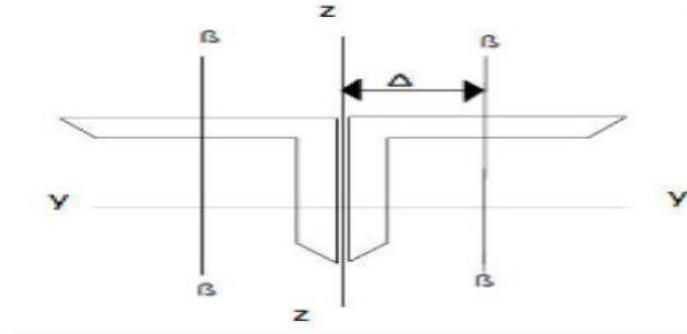


Figure III.17 : double cornière.

La vérification à faire est la condition suivante :

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

EC3 Art 5.5

#### a) Vérification des membrures supérieure

$$N^{\max} = -312.52 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 151 \text{ cm}$$

Soit une double cornière **2L (60 × 60 × 6)** de section  $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c * \Delta^2]$$

$I_z$ :  $I_\beta$  D'une seule cornière

$A_c$ : Aire d'une seule cornière

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58$$

$$I_z = 104.98 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{45.58}{13.82} = 1.81$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \frac{104.98}{13.82} = 2.75$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{151}{1.81} = 83.42$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{151}{2.75} = 54.90$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec } : \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{83.42}{93.3} \right) = 0.89$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{54.90}{93.3} \right) = 0.58$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.6060$$

$$x_z = 0.7969$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6060$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6060 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 178.91 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 178.91 \text{ KN} < N_{sd} = 312.52 \text{ KN}$$

On augmente la section des cornières à **2L (70×70×9)**

$$\mathbf{2L (70 \times 70 \times 9)} \rightarrow A = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times = 104.94$$

$$I_z = 233.64 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{104.94}{23.76}} = 2.10$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{233.64}{23.76}} = 3.13$$

$$\lambda_y = 71.90$$

$$\lambda_z = 48.24$$

$$\lambda_y = \left( \frac{\lambda_y}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{71.90}{93.3} \right) = 0.77$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{48.24}{93.3} \right) = 0.5$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.6809$$

$$x_z = 0.8430$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6809$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd}$$

**EC03 Art 5.5.1.1**

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6809 \times 23.76 \times \frac{23.5}{1.1} = 345.62 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 345.62 \text{ KN} > N_{sd} = 312.52 \text{ KN}$$

#### b) Vérification des membrures inférieures

$$N^{\max} = 142.46 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 150 \text{ cm}$$

Soit une double cornière Soit 2L ( 40 × 40 × 5) de section  $A_s = 7.58 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c * \Delta^2]$$

$I_z$ :  $I_\beta$  D'une seule cornière

$A_c$ : Aire d'une seule cornière

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 5.43 = 10.86$$

$$I_z = 29.3 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{10.86}{7.58} = 1.19$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \frac{29.3}{7.58} = 1.96$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{150}{1.19} = 126.05$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{1.96} = 75.53$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{126.05}{93.3}\right) = 1.35$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{75.53}{93.3}\right) = 0.80$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- Calcul de  $x_{min}$

On à une section en forme de L → courbe C →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.3690$$

$$x_z = 0.6622$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.3690$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd}$$

**EC03 Art 5.5.1.1**

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.3690 \times 7.58 \times \frac{23.5}{1.1} = 72.30 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 72.30 \text{ KN} < N_{sd} = 142.66 \text{ KN}$$

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×8)**

$$\mathbf{2L (50 \times 50 \times 8)} \rightarrow A = 14.82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 16.28 = 32.56$$

$$I_z = 79.94 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{32.56}{14.82}} = 1.48$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{79.94}{14.82}} = 2.32$$

$$\lambda_y = 101.35$$

$$\lambda_z = 64.65$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{101.35}{93.3} \right) = 1.08$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{64.65}{93.3} \right) = 0.7$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

- **Calcul de  $x_{min}$**

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.4953$$

$$x_z = 0.7247$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.4953$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd}$$

**EC03 Art 5.5.1.1**

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.4953 \times 14.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 156.82 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 156.82 \text{ KN} > N_{sd} = 142.46 \text{ KN}$$

### c) Vérification des montants

$$N^{\max} = 72.48 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 201 \text{ cm}$$

Soit une double cornière **2L (35 × 35 × 3.5)** de section  $A_s = 4.7 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 2.66 = 5.32$$

$$I_z = 15.98 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{5.32}{4.7} = 1.06$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \frac{15.98}{4.7} = 1.84$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{201}{1.06} = 189.5$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{201}{1.84} = 109.23$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{189.5}{93.3} \right) = 2.03$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{109.23}{93.3} \right) = 1.17$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.1914$$

$$x_z = 0.4489$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.1914$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.1914 \times 4.7 \times \frac{23.5}{1.1} = 19.21 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 19.21 \text{ KN} < N_{sd} = 142.66 \text{ KN}$$

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×5)**

$$\mathbf{2L (50 \times 50 \times 5)} \rightarrow A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 10.96 = 21.92$$

$$I_z = 53.44 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21.92}{9.6}} = 1.51$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{53.44}{9.6}} = 2.35$$

$$\lambda_y = 133.11$$

$$\lambda_z = 85.53$$

$$\lambda_y = \left( \frac{\lambda_y}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{133.11}{93.3} \right) = 1.42$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{93.3 \xi} \right) = \left( \frac{85.53}{93.3} \right) = 0.9$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.3422$$

$$x_z = 0.5998$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.3422$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.3422 \times 11.38 \times \frac{23.5}{1.1} = 83.19 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 83.19 \text{ KN} > N_{sd} = 72.48 \text{ KN}$$

#### d) Vérification des diagonales

$$N^{\max} = -218.71 \text{ KN}$$

$$L_{y,z} = 135 \text{ cm}$$

Soit une double cornière 2L ( 50 × 50 × 5 ) de section  $A_s = 9.6 \text{ cm}^2$

$$2\text{L (50} \times \text{50} \times \text{5)} \rightarrow A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 10.96 = 21.92$$

$$I_z = 53.44 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21.92}{9.6}} = 1.51$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{53.44}{9.6}} = 2.35$$

$$\lambda_y = 89.40$$

$$\lambda_z = 57.44$$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{89.40}{93.3}\right) = 0.95$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{57.44}{93.3}\right) = 0.61$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.5698$$

$$x_z = 0.7793$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.5698$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.5698 \times 9.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 116.86 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 116.86 \text{ KN} < N_{sd} = 218.71 \text{ KN}$$

On augmente la section des cornières à **2L (60×60×7)** →  $A = 15.96 \text{ cm}^2$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 26.05 = 52.1$$

$$I_z = 120.16 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{52.1}{15.96}} = 1.8$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{120.16}{15.96}} = 2.74$$

$$\lambda_y = 75$$

$$\lambda_z = 49.09$$

$$\lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{75}{93.3}\right) = 0.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{49.09}{93.3}\right) = 0.52$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le Tableau 5.5.2 par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.6622$$

$$x_z = 0.8221$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6622$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6622 \times 15.96 \times \frac{23.5}{1.1} = 225.78 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 225.78 \text{ KN} > N_{sd} = 218.71 \text{ KN}$$

❖ **Résumé des résultats** : Les sections choisies sont résumées dans le tableau suivant :

Élément	Section choisie
Membrure supérieurs	2L (70×70×9)
Membrures inférieurs	2L (50× 50 × 8)
Montants	2L (50× 50 × 5)
Diagonales	2L (60× 60 × 7)

Tableau III.2: les sections des éléments de la ferme adoptés

## III.9 Prédimensionnement des solives

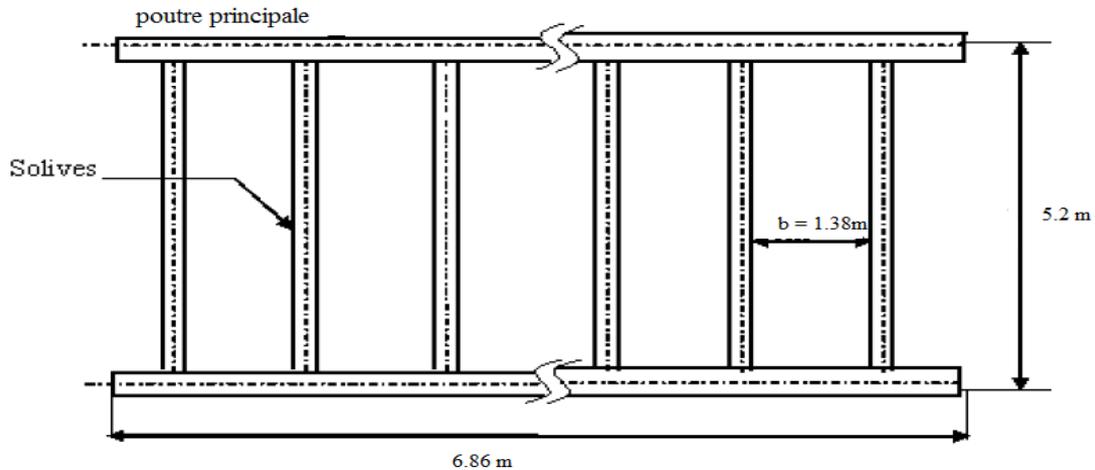


Figure III.18 : disposition des solives.

## • Plancher mixte

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive :  $L = 5.2\text{m}$ .

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1.38\text{m}$ .

## Les charges permanentes

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (Cm)	Poids surfacique (KN /m <sup>2</sup> )	Valeur de la charge totale (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher	Cloison de séparation	9	1	4,085
	Revêtement en carrelage	2	0,3	
	Mortier de pose	5	0,2	
	Tôle type Cofraplus 60	4	0,085	
	Dalle en béton armé	8	2,5	

Tableau III.3 : charge et surcharge pérennante sur le plancher

Charge d'exploitation :  $Q = 2.5\text{KN /m}^2$

Les combinaisons de charges :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times e_{solive}$$

$$q_s = 12.78 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive}$$

$$q_s = 9.0873 \text{ KN/m}$$

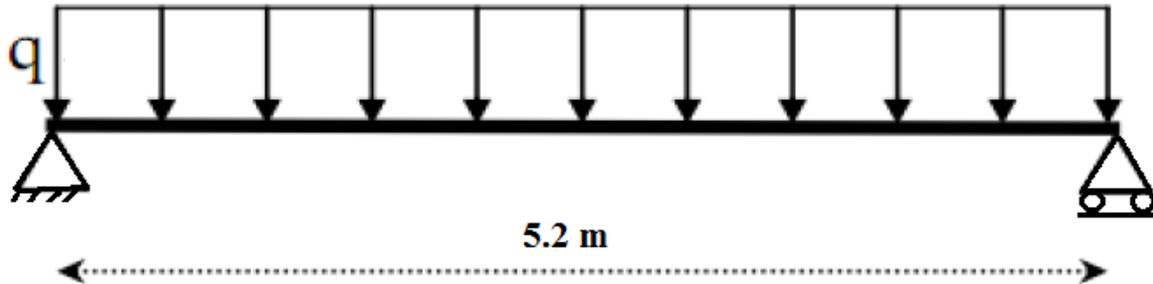


Figure III.19: Schémas statique de la solive.

**ELS**

Il faut vérifier :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 197.9 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 120 avec :  $I_y = 317.8 \text{ cm}^4$

- **Vérification en tenant compte du poids du profilé**

- a) **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{profilé}$$

$$q'_s = 9.184 \text{ KN/m}$$

La vérification à faire est :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9.184 \times 2.6^4}{384 \times 2.1 \times 317.8} = 8.18 \times 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{260}{200} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \Rightarrow \text{(Condition vérifié)}$$

- b) **La résistance**

$$q_u = 1.35(G \times e_{solive} + G_{profilé}) + 1.5Q \times e_{solive}$$

$$q_u = 12.92 \text{ KN/m}$$

La vérification à faire est :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd1} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \Rightarrow \text{(Vérfiée)}$$

### c) Cisaillement :

La vérification à faire est :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = 34.008 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = 85.6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{(Vérfiée)}.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE 120** comme solive pour le plancher.

## III.10 Pré dimensionnement des sommiers

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

### III.10.1 Caractéristiques du plancher

Portée du sommier :  $L = 6.92 \text{ m}$ .

Entre axe des sommiers :  $e_{sommier} = 5.2 \text{ m}$ .

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1.38 \text{ m}$ .

Charges permanentes du plancher :  $G = 4.085 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

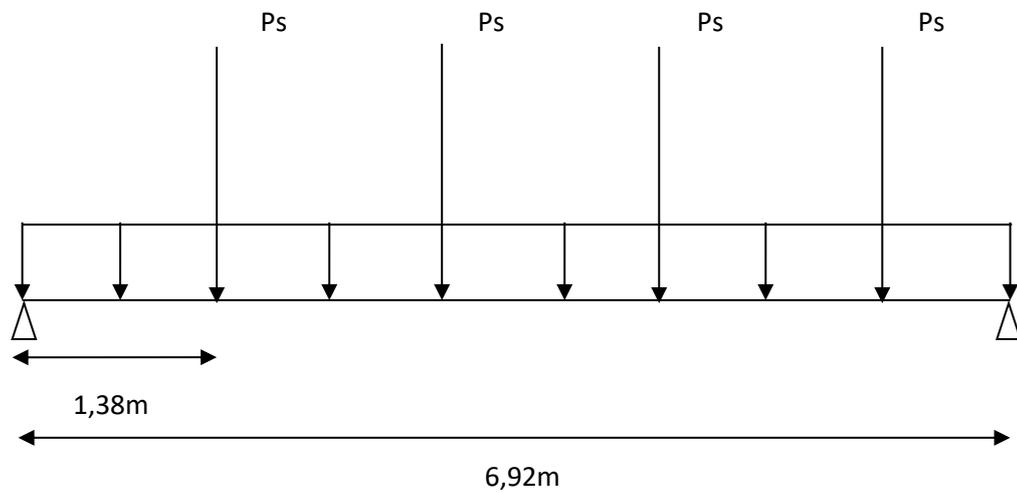
Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier}$$

$$P_{solive} = 0.54 \text{ KN}$$

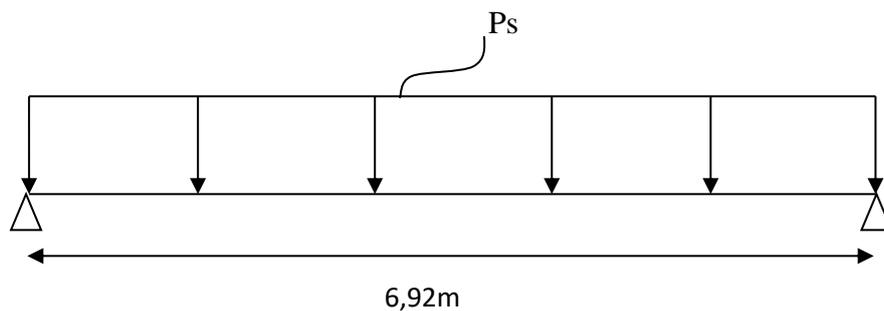
## a) Vérification de la flèche

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.



**Figure III.20 :** Schéma statique du sommier.

**Cas n°1 :** on considère le sommier soumis à une charge répartie  $P_s$  sur sa longueur.



**Figure III.21:** Sommier sous charge répartie.

## • Combinaison des charges

$$P_s = (G + Q) \times e_{\text{sommier}}$$

$$P_s = 34.242 \text{ KN/m}$$

## Vérification de la flèche

$$f_{\text{cal1}} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E \times I_{y1}} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_{y1} \geq 17588.827 \text{ cm}^4$$

Cas n°2 : on considère le sommier soumis à 4 charges concentrées  $P_{solive}$  :

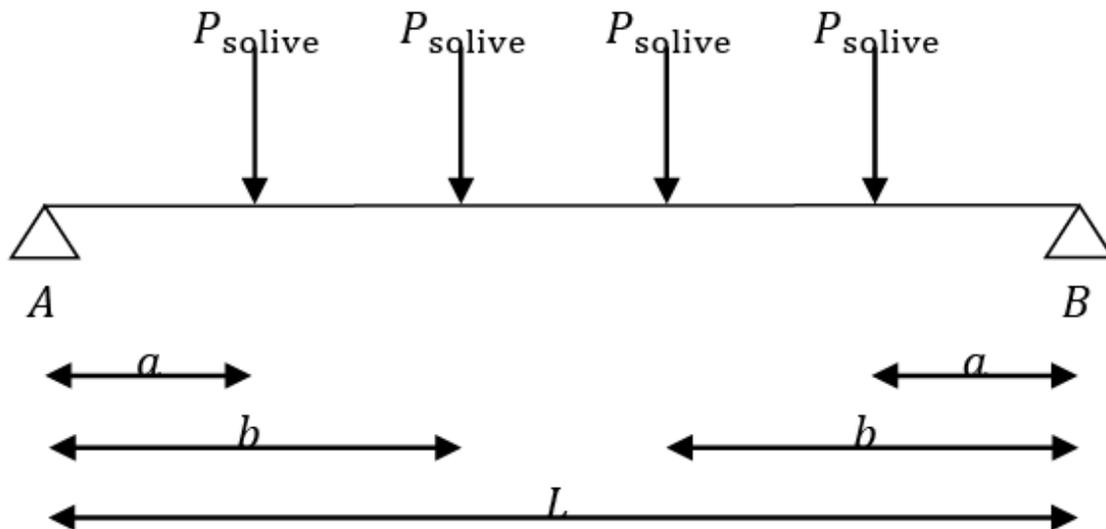


Figure III.22: Sommier sous charges concentrées.

En utilisant la méthode d'intégration directe de la RDM, on trouve :

$$f = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [a(3l^2 - 4a^2) + b(3l^2 - 4b^2)] \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$a = 1.38 mb = 3.46 m$$

$$I_{y2} \geq \frac{250 \times P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [a(3l^2 - 4a^2) + b(3l^2 - 4b^2)]$$

$$I_{y2} \geq 433.128 cm^4$$

$$I_{y1} + I_{y2} = 18021.955 cm^4$$

On choisit **HEB280** avec :  $I_y = 19270.3 cm^4$

• Classe de la section

a) Vérification de la semelle

$$\frac{b}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{280}{2 \times 18} = 7.77 < 10\epsilon$$

⇒ Semelle de classe 1.

b) Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \Rightarrow \frac{196}{10.5} = 18.66 < 72\epsilon$$

⇒ Ame de classe 1.

Donc HEB280 est de classe 1.

• Vérification en tenant compte du poids du profilé :

a) La flèche

$$P'_s = P_s + G_{profilé}$$

$$P'_s = 35.273 \text{ KN/m}$$

Cas n°1 : Charge répartie.

$$f_{cal1} = \frac{5 \times P'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal1} = 2.602 \text{ cm}$$

Cas n°2 : Charge concentrée.

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_y} \times [a(3l^2 - 4a^2) + b(3l^2 - 4b^2)]$$

$$f_{cal2} = 0.0006 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f = 2.6026 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2.768 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

On adopte pour un HEB280 avec :  $I_y = 19270.3 \text{ cm}^4$

b) La résistance

Cas n°1 : Charge répartie.

$$P_u = 1.35(G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1.5Q \times e_{sommier}$$

$$P_u = 49.568 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd1} = 296.704 \text{ KN.m}$$

Cas n°2 : Charge concentrée.

$$P'_{solive} = P_{solive} = 1.164 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P'_{solive} \times (a + b)$$

$$M_{sd2} = 5.633 \text{ KN.m}$$

Finalement le moment max est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2}$$

$$M_{sd} = 302.337 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plrd} = 323.545 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

## c) Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} + 2P'_{solive}$$

$$V_{sd} = 173.833 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = 557.63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEB280** comme sommier pour le plancher.

### III.11 Prédimensionnement des poteaux

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tient compte de la nature de leur liaison aux poutres. En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à l'ELU en compression simple

On choisit un poteau central appartenant au plancher de la mezzanine auquel revient la plus grande surface.

Poteau centrale auquel revient la plus grande surface

**Niveau 1 : (plancher mixte)**

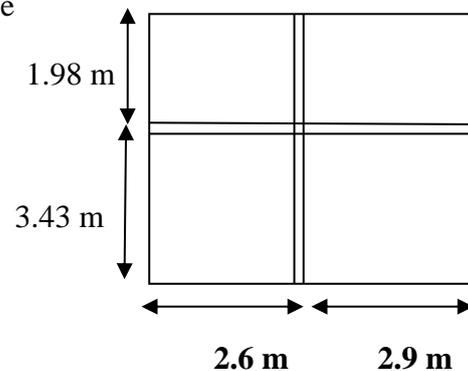
$$S_{plancher} = (5.5 \times 5.41) \text{ m}^2$$

**Niveau 2 : (toiture)**

$$S_{plancher} = (5.53 \times 5.41) \text{ m}^2$$

**Les charges revenant au poteau 1**

**Charges permanentes G**



**Figure III.23 : Surface Afférente du poteau**

ELEMENTS	CHARGE G
Poids propre du plancher mixte	4.085 KN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la couverture	0.122 KN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la poutre principale	1.031 KN/m
Poids propre de la ferme	0.5437 KN/m
Poids propre des pannes	0.129 KN/m
Poids propre des solives	0.104 KN/m

**Tableau III.4** : Charges pérennantes revenant au poteau le plus sollicité

**a) Charges d'exploitations**

ELEMENTS	CHARGE Q
Plancher mixte	2.5 KN/m <sup>2</sup>
Toiture	1 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau III.5** : Charges d'exploitations revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau se dimensionne à L'ELU en compression simple selon la formule suivante :

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{max}$  : Effort normal de compression sollicitant déterminé par la descente de charge

$A$  : Section du poteau

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier

$\gamma_{m0}$  : Coefficient partiel de sécurité

**III.11.1 Détermination de  $N_{max}$  repris par le poteau 1**

**a) Toiture**

- Poids de la couverture :

$$G = 0.122 \times (5.53 \times 5.41) = 3.64 \text{ KN}$$

- Poids de la ferme :

$$G = 0.5437 \times 5.53 = 3.006 \text{ KN}$$

- Poids des pannes :

$$G = 0.129 \times (4 \times 5.41) = 2.79 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times (5.53 \times 5.41) = 29.91 \text{ KN}$$

$$N_G = 3.64 + 2.79 + 3.006 = 9.436 \text{ KN}$$

$$N_Q = 29.91 \text{ KN}$$

### b) Plancher mezzanine (plancher mixte)

- Poids du plancher :

$$G = 4.085 \times (5.5 \times 5.41) = 122.42 \text{ KN}$$

- Poids de poutre principal :

$$G = 1.031 \times 5.41 = 5.57 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$G = 0.104 \times 5.5 = 0.572 \text{ KN}$$

- Poids de la solive :

$$G = 0.104 \times 5.5 = 0.572 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times (5.5 \times 5.41) = 74.387 \text{ KN}$$

$$N_G = 122.42 + 0.572 + 0.572 + 5.57 = 129.134 \text{ KN}$$

$$N_Q = 74.37 \text{ KN}$$

### III.11.2 Pré dimensionnement

✓ Poteau Niveau 2

$$N_t = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_t = 1.35 \times 9.436 + 1.5 \times 29.91 = 57.60 \text{ KN}$$

$$N_t = N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{57.60 \times 1}{23.5}$$

A = 2.45 cm<sup>2</sup> soit Un **HEA 300**

✓ Poteau niveau 1

$$N_G = N_{G.toiture} + N_{G.plancher} + N_{G.profilé}$$

$$N_G = 9.436 + 129.134 + 0.883 \times 3.65 = 141.79 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_{Q.toiture} + N_{Q.plancher}$$

$$N_Q = 19.91 + 74.37 = 104.28 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_{max} = 1.35 \times 141.79 + 1.5 \times 104.28 = 347.84 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{347.84 \times 1}{23.5} = 14.80 \text{ cm}^2$$

A= 15.19 cm<sup>2</sup> soit Un **HEA 300** de section A = 112.5 cm<sup>2</sup>

ELEMENTS	Poteaux	Poutre Principal	Solive	Potelet
Sections choisi	HEA 300	HEB 280	IPE 120	HEA 220

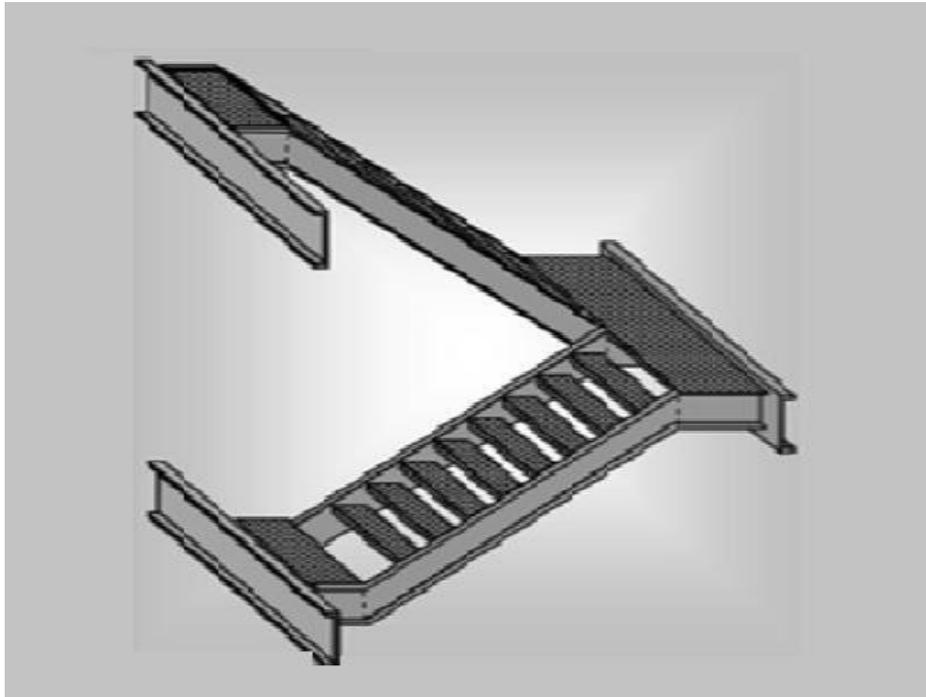
**Tableau III.6** : Récapitulatif des sections adoptées.

# **Chapitre IV**

## **Calcul des éléments secondaires**

## Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.



**Figure IV.1** : Vue en 3D d'un escalier

### IV.1. Choix de dimensions

Le choix de dimensions se fait selon la formule de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :  $h = \frac{H}{n}$

$h$  : Hauteur de la contremarche donnée par :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

$g$  : Largeur de la marche donnée par :  $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

$n$  : Nombre de contremarches

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée :  $H = 1.4 \text{ m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

On prend :  $h = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{140}{17.5} = 8$  contremarches

$$n-1 = 8-1 = 7 \text{ marches}$$

Application de la règle de **BLONDEL** :

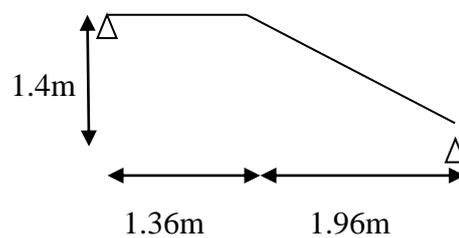
$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 29 \text{ cm}$$

On prend :  $g = 28 \text{ cm}$

$$\text{Angle d'inclinaison : } \alpha = \text{arc tg} \left( \frac{1.4}{1.96} \right) = 0.71 \Rightarrow \alpha = 35.53^\circ$$



**Figure IV.2** : Schéma statique de la volée 1

## IV.2. Dimensionnement des éléments de l'escalier

### a) Charges permanentes :

$$\text{Garde-corps} \dots \dots \dots 0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tôle striée (5 mm)} \dots \dots \dots 0.005 \times 78.5 = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

### b) Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.2.1. Dimensionnement de la Cornière

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

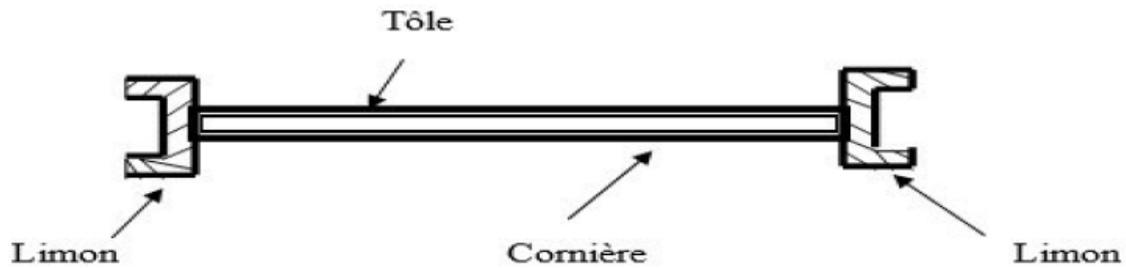


Figure IV.3: Coupe transversale de l'escalier.

## IV.2.1.1. Combinaison de charge

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 0.28 \text{ m}$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = 0.897 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_s = 0.626 \text{ KN/m}$$

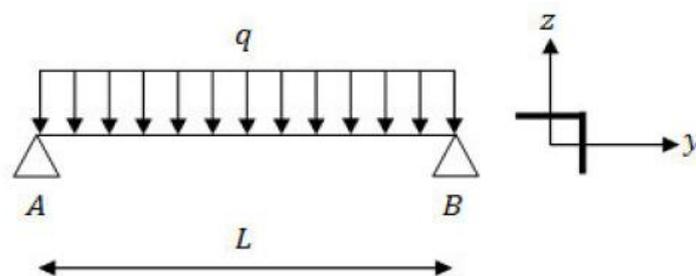


Figure IV.4: Schémas statique de la cornière

## IV.2.1.2 .Condition de flèche

Il faut vérifier :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Avec :

$$q_s = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$l = 143 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5q_{ser} \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq 3.405 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égales **L35 × 35 × 5** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 3.56 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.45 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0.0257 \text{ KN/m}$$

#### IV.2.1.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé

##### • La flèche :

$$q' = q + G_{cornière}$$

$$q' = 0.6517 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = 0.474 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_{adm} = 0.476 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

##### • La résistance :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{g}{2} + (1.35G_{cornière})$$

Avec :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 0.28 \text{ m}$$

$$G_{cornière} = 0.0257 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 0.932 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = 0.238 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{rd} = 0.34 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_{sd} < M_{rd} \rightarrow$  Vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{sd} = 0.666 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{vz} = A - (a \times t) = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = 27.81 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors  $L35 \times 35 \times 5$  convient comme cornière de support.

#### IV.2.2. Pré dimensionnement du limon

Le limon est un élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

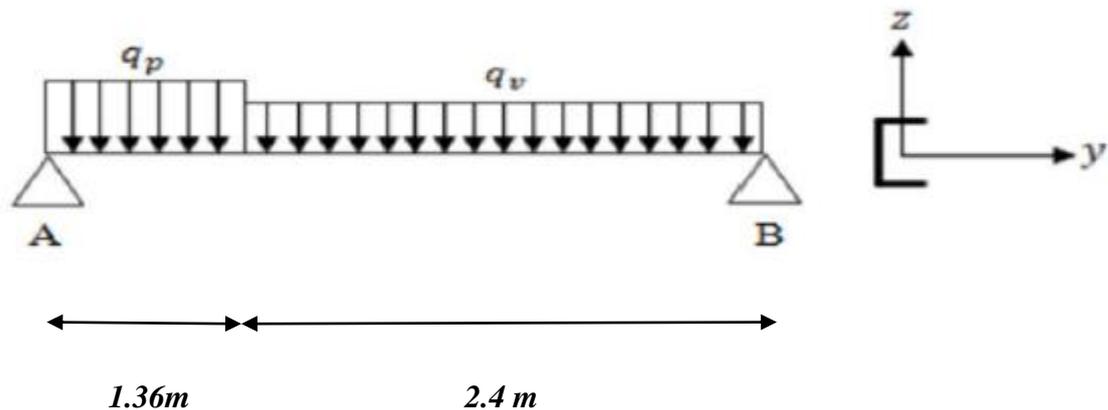


Figure IV.5 : Charges appliquées sur le limon

IV.2.2.1. Evaluation de charges

a) Volée :

• Charges permanente :

- Poids estimé de deux limons (UPN160)..... $2 \times 0.188 = 0.376 \text{ KN/m}$
- Cornière (35 × 35 × 5)..... $2 \times 0.0257 = 0.0514 \text{ KN/m}$
- Tôle striée d'épaisseur (5 mm)..... $0.005 \times 78.5 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Garde-corps ..... $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$

Charge totale :

$$G_v = (G_{tole} \times L_m) + (G_{garde.crps} \times 1) + G_{cor} + G_2 \text{ limons}$$

$$G_v = (0.4 \times 1.43) + (1.57 \times 1) + 0.0514 + 0.376$$

$$G_v = 2.56 \text{ KN/m}$$

b) Palier :

• Charges permanentes :

- Revêtement en carrelage (e = 2 cm) ..... $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e = 1.5 cm) ..... $0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé (e = 10 cm) ..... $0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Tôle type TN 40 ..... $0.15 \text{ KN/m}^2$

Charge totale :  $G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_e = 2.5 \times \frac{1.43}{2}$$

$$Q_e = 1.787 \text{ KN/m}$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q_e)}{2}$$

$$q_v = 2.173 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q_e) \times L_m}{2}$$

$L_m$ : La longueur de la marche.

$$L_m = 1.43 \text{ m}$$

Donc :

$$q_p = 4.182 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(q_v; q_p) = 4.182 \text{ KN/m}$$

**IV.2.2.2. Condition de flèche**

$$\text{Il faut vérifier : } f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times 5 q_p \times l^3}{384 \times E}$$

$$l = l_v + l_p$$

$$l = 3.76 \text{ m}$$

$$I_y \geq 413.51 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$$

#### IV.2.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé

• La flèche :

$$q' = q + G_{\text{profilé}}$$

$$q' = 4.342 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec :

$$l = l_v + l_p$$

$$l = 3.76 \text{ m}$$

$$f_{\text{cal}} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$$

$$f_{\text{adm}} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} < f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

• La résistance :

Charge totale :

$$G_v = (G_{\text{tole}} \times L_m) + (G_{\text{garde.crps}} \times 1 \text{ ml}) + G_{\text{cor}} + G_2 \text{ limons}$$

$$G_v = (0.4 \times 1.43) + (1.57 \times 1) + 0.0514 + (0.16 \times 2)$$

$$G_v = 2.51 \text{ KN/m}$$

$$q_v = \frac{(1.35G_v + 1.5Q)}{2}$$

$$q_v = 3.569 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_p = \frac{(1.35G_p + 1.5Q) \times l_m}{2}$$

$$q_p = 5.914 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

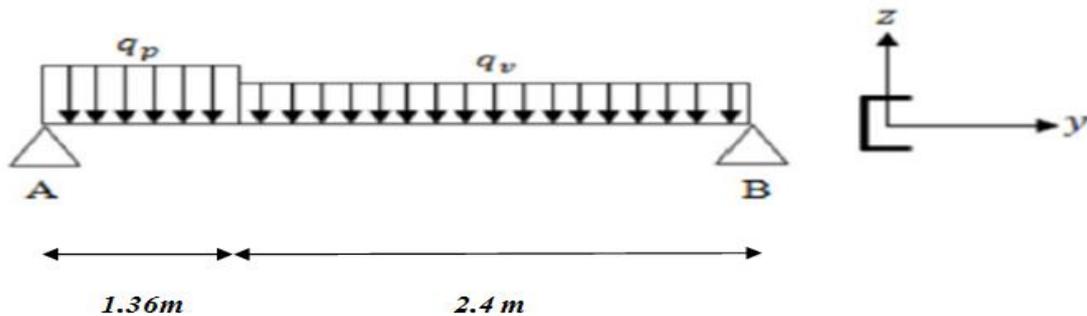


Figure IV.6 : Schéma statique du limon.

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.6 \text{ KN}$$

$$R_A = 9.32 \text{ KN}$$

$$R_B = 7.28 \text{ KN}$$

$$\text{Donc les efforts maximums sont : } \begin{cases} M_{sd} = 7.426 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 9.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{rd} = 24.205 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = 141.24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

On choisit pour le limon un **UPN140**.

## IV.2 Calcul des potelets

### Introduction

Les potelets sont des éléments destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux dus au vent, et sont plus souvent des profils en I ou H. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage ainsi que la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

**IV.2.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé****IV.2.1.1 Charge permanente (G) :**

- Bardage (panneau sandwich) .....9,2 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre des lisse UAP175..... 21.24Kg/m
- Accessoire de pose ..... 3 Kg/m<sup>2</sup>

Le nombre de lisse supporter par le potelet N= 5 lisses, avec un entraxe de 1.73 m  
La hauteur du potelet est de h=8.65 m et d'un entraxe de 6.4 m

**IV.2.1.2 Surcharge climatique W**

Vent ..... 0,796 KN/m<sup>2</sup>

$$W = 0,796 \times 6,4 = 5,094 \text{ KN/ml}$$

**IV.2.2 Principe de pré dimensionnement et de calcul des potelets**

Les potelets sont dimensionnés et calculés pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : Flexion + Compression)
- Condition de la stabilité (ELU : diversement + Flambement)
- Condition de la flèche (ELS)

**IV.2.3 Dimensionnement du potelet**

Sous la condition de flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{W \cdot l^4}{EI} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{865}{200} = 4.32 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \frac{5.094 \times 865^4 \times 10^{-1}}{4.32 \times 2.1 \times 10^5} = 4093.16 \text{ cm}^4$$

Soit un HEA 220

$$\text{HEA 220} \left\{ \begin{array}{l} I_y = 5409.7 \text{ cm}^4 \\ I_z = 1954.5 \text{ cm}^4 \\ A = 64.3 \text{ cm}^2 \\ P = 50.5 \text{ Kg/m} \\ h = 21 \text{ cm} \end{array} \right.$$

## IV.2.4 Vérification de la section

## IV.2.4.1 Condition de résistance (ELU : Flexion + Compression)

Sachant que les calculs seront menés en plasticité (sections de classes 1 et 2), la condition à Satisfaire est :

$$M_S \leq M_R$$

Avec :

$$\text{Si } N_S \leq \min 0.5 N_{plw} ; 0.25N_{pl} \rightarrow M_R = M_{pl} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Si } N_S > \min 0.5 N_{plw} ; 0.25N_{pl} \rightarrow M_R = \varphi \cdot M_{pl} = \varphi \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$M_{pl}$  : Moment résistant plastique

$M_S$  : Moment sollicitant

$N_S$  : Effort normal sollicitant

$N_{pl}$  : Effort normal résistant plastique

$N_{plw}$  : Effort normal résistant plastique de l'âme

$A_w$  : Section de l'âme

- Poids des lisses UAP175 :  $21.24 \times 6.4 \times 5 = 679.68 \text{ Kg}$
- Poids propre du bardage :  $(9.2+3) \times 8.65 \times 6.4 = 675.39 \text{ Kg}$
- Poids propre du potelet :  $50.5 \times 8.65 = 436.825 \text{ Kg}$

$G = \text{Poids des lisses UAP150} + \text{Poids propre du bardage} + \text{Poids propre du potelet}$

$$G = 679.68 + 675.39 + 436.825 = 1791.89 \text{ Kg}$$

$$N_S = 1.35G = 1.35 \times 1791.89 = 24.19 \text{ KN.}$$

$$N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 64.3 \times \frac{23.5}{1} = 1511.05 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl} = 0.25 \times 1511.05 = 377.76 \text{ KN}$$

$$N_{plw} = A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$N_{plw} = A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 15.9 \times \frac{23.5}{1} = 373.65 \text{ KN}$$

$$0.5 N_{plw} = 186.82 \text{ KN}$$

$$\min(0.5 N_{plw} ; 0.25N_{pl}) = \min (186.82 \text{ KN}; 377.76 \text{ KN}) = 186.82 \text{ KN}$$

$$N_S \leq 0.5N_{plw} \Leftrightarrow \text{Donc } M_R = M_{pl} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl} = 568.5 \times \frac{23.5}{1} = 133.59 \text{ KN.m}$$

$$M_S = \frac{Q_u^z \cdot l^2}{8}$$

$$Q_u^z = 1.5 W = 1.5 \times 5.29 = 7.93 \text{ KN/m}$$

$$M_S = \frac{7.93 \times 8.65^2}{8} = 74.16 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 74.16 \text{ KN.m} \leq M_R = M_{pl} = 133.59 \text{ KN.m}$$

$\Leftrightarrow$  C'est vérifié

#### IV.2.4.2 Condition de la stabilité (ELU : Flambement avec risque de diversement)

Vérification à faire est :

$$\frac{N_s}{x_z \cdot N_{pl}} + \frac{K_{lt} \cdot M_s}{x_{lt} M_{pl}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $x_{min}$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique).

$\alpha$  : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement approprié, donné par le tableau 5.5.1 de EC03

**Classe de la section :**

**a) Vérification de la semelle :**

$$\frac{b}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{220}{2 \times 11} = 10 \leq 10\epsilon$$

$\Rightarrow$  Semelle de classe 1.

**b) Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \Rightarrow \frac{152}{7} = 21.71 < 72\epsilon$$

$\Rightarrow$  Ame de classe 1.

Donc **HEA220** est de classe 1.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{865}{9.17} = 94.32$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{94.32}{93.9} = 1.004$$

D'après le tableau (5.5.3)

$$\begin{cases} h/d = 210/220 = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 11 < 100 \end{cases}$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.34$

Avec interpolation d'après le tableau 5.5.2 EC03 on aura :

$$x_y = 0.5945$$

Flambement par rapport à l'axe fort z-z

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{173}{5.51} = 31.39$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{31.39}{93.9} \times 1 = 0.33$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement c ;  $\alpha = 0.49$

Avec interpolation d'après le tableau 5.5.2 EC03 on aura :

$$x_z = 0.9335$$

$$x_{min} = \min(x_y = 0.5945; x_z = 0.9335) = 0.5945$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du diversment

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 28.58$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} = 0.304$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{lt} = 0.571$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + [\Phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\chi_{LT} = 0.948$$

Calcul de  $K_{lt}$ :

$$u_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.33 \times 1.3 - 0.15 = -0.085$$

$$u_{LT} = -0.085$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{u_{LT} N_s}{x_z A f_y} = 1$$

$$N_s = 24.19 \text{ KN}$$

$$M_s = 74.16 \text{ KN.m}$$

$$M_R = M_{pl} = 133.59 \text{ KN.m}$$

$$x_{min} = 0.5945$$

$$N_{pl} = 1511.05 \text{ KN}$$

$$x_z = 0.9335$$

$$x_{LT} = 0.948$$

**Vérification au flambement avec risque du diversement**

$$\frac{N_s}{x_z \cdot N_{pl}} + \frac{K_{lt} \cdot M_s}{x_{lt} M_{pl}} = 0.602 \leq 1$$

→ C'est vérifier

**Conclusion :**

**Le HEA 220** convient comme potelet.

# **Chapitre V**

**Etude des planchers mixtes**

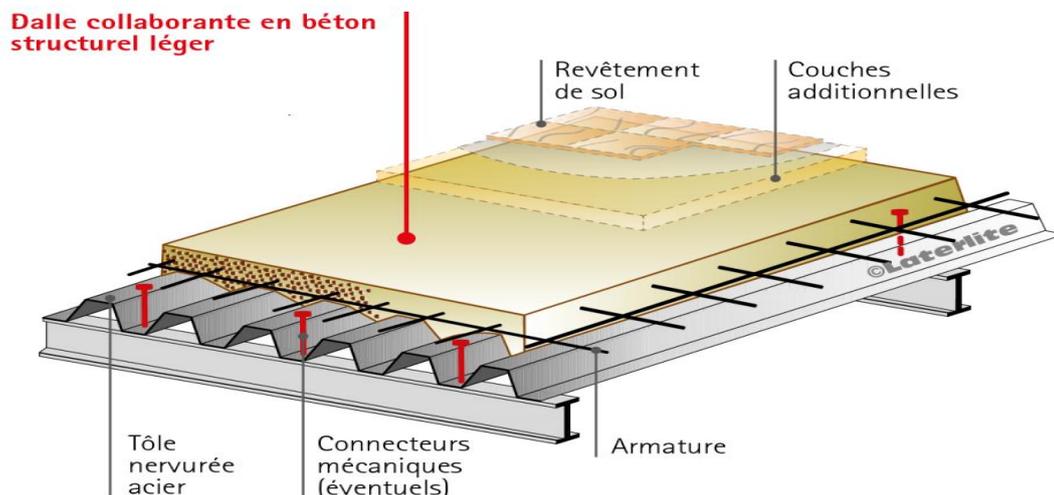
## Introduction

Dans le domaine de construction, l'association de l'acier et le béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Même que leur nature est déférente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

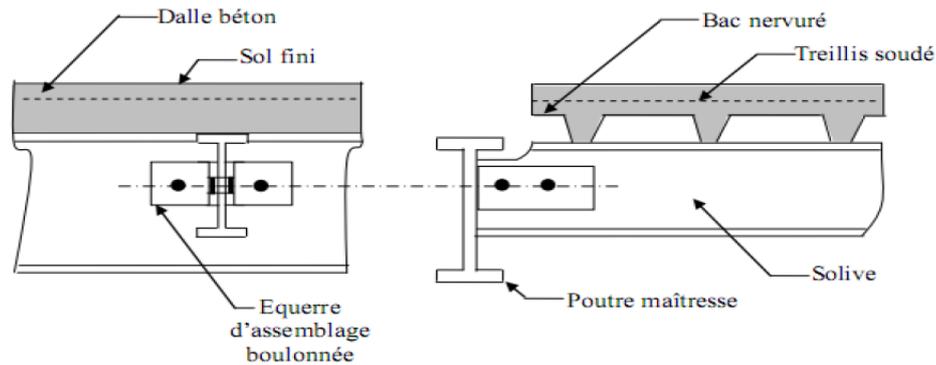
- Le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction c'est pour cela on doit lui associer l'acier qui a une très bonne résistance à la traction
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement ; le béton peut empêcher ce phénomène de voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile. Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle c'est le rôle des connecteurs

## V. Description d'un plancher collaborant

Dans notre cas le plancher est de (10cm) épaisseur qui repose sur coffrage perdu (coffraplus 60) contiens des connecteurs (goujons) qui assure la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine en fin une poutraison métallique qui supporte le plancher et ses composantes.



**Figure V.1:** Schéma des composants du plancher collaborant



**Figure V.2 :** Schéma des composantes du plancher mixte

### V.1 Calcul des planchers mixte à dalle collaborant

Le calcul des planchers mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

#### 1) Phase de construction :

Dans cette phase c'est le profilé seul qui travaille et les charges prises en compte dans cette phase sont les suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Poids propre de la tôle
- Surcharge chantier (ouvrier)

#### 2) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte acier béton (profilé et la dalle) travaillant ensemble en doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton sec
- Le poids propre de la tôle cofraplus60
- Surcharge d'exploitation

Dans notre cas on considère le plancher à usage bureau

## V.2 Etude de la dalle collaborant

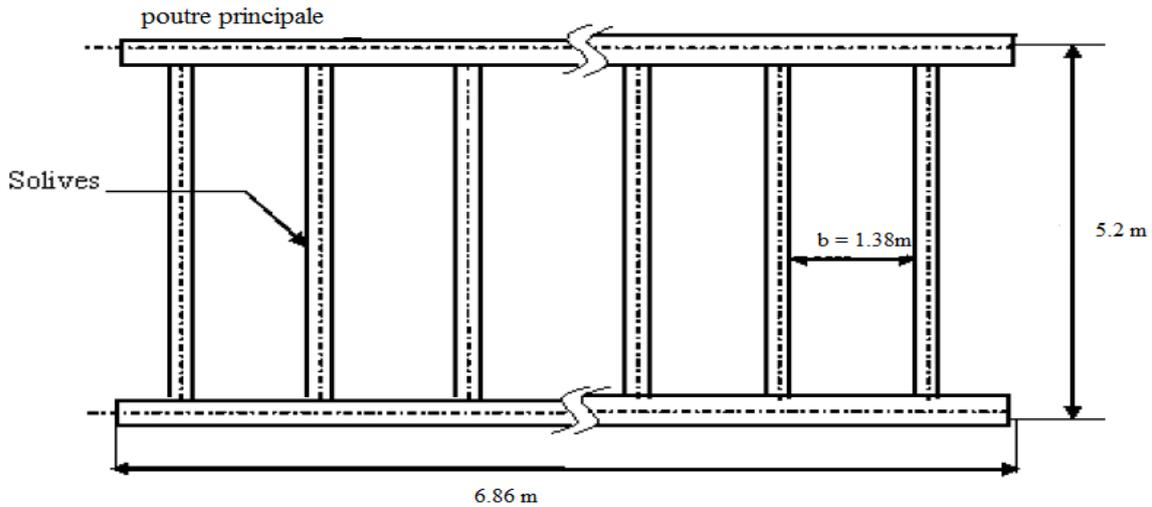


Figure V.3 : Schéma de la trame supportant le plancher

## Caractéristique des éléments constructifs

Pour l'acier on à utiliser des profilé IPE comme solive qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de Young  $E_a = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ .
- La limite élastique de traction  $F_y = 235 \text{ MPa}$
- La limite élastique de cisaillement  $\tau_e = 0.58F_y$

Pour le plancher on à utiliser un béton C25/30 de 10cm d'épaisseur qui a les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La masse volumique  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le coefficient de retrait  $\epsilon = 2.10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence (acier-béton)  $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

## V.3 Evaluation des charges

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habites ou fréquemment L'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe Les valeurs des charges et surcharges.

1) Charges permanentes

Nature de L'élément	Matériau	Epaisseur (Cm)	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )	Valeur de la Charge totale (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancher</b>	Cloisons de séparation	9	1	4.085
	Revêtement en carrelage	2	0.3	
	Mortier de pose	5	0.2	
	Tôle type cofraplus60	4	0.085	
	Dalle en béton armé	6	2.5	

**Tableau V.1** : Evaluation des charges et surcharge

2) Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup> (usage de bureaux)

V.3.1 Vérification des solives

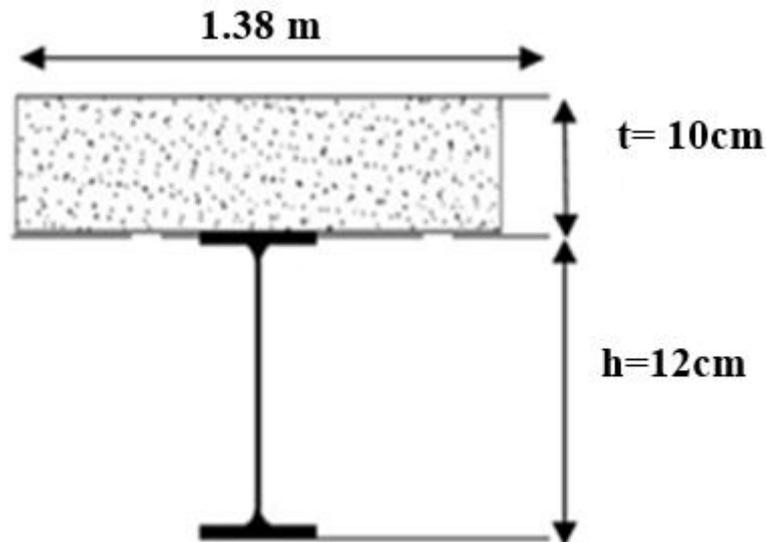
V.3.1.1 Phase de construction

\* Poids propre profilé IPE 120 .....  $g_p = 0.104\text{KN/m}$

\* Poids propre du béton frais .....  $G_b = 2.5\text{KN/m}^2$

\* Poids propre de la tôle cofraplus 60.....  $G_t = 0.085\text{KN/m}^2$

\* Surcharge de construction (ouvrier) .....  $Q_c = 1\text{KN/m}^2$



**Figure V.4** : Entraxe des solives

a) vérification de la résistance à L'ELU

On a un entraxe  $b = 1.38\text{ m}$

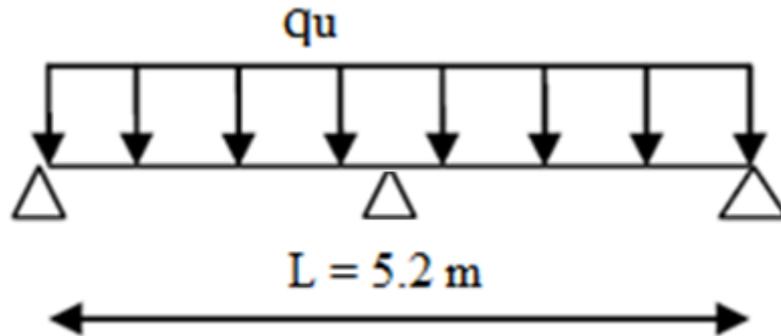
$$q_u = 1.35 \times g_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.5Q_c) \times b$$

$$q_u = 1.35 \times 0.104 + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.5 \times 1) \times 1.38$$

$$q_u = 7.02 \text{ KN/m}$$

- **Vérification à la flexion**

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{m0}}$$



**Figure V.5** : Schémas statique de la solive

Avec :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant.

$M_{rd}$  : Moment résistant.

$L$  : longueur de la solive.

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7.02 \times 2.6^2}{8} = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{60.73 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.93 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 14.27 \text{ KN.m}$$

(Vérifier)

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$V_{sd}$  : Effort tranchant sollicitant.

$V_{plrd}$  : Effort tranchant résistant.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{7.02 \times 2.6}{2} = 9.12 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{6.31 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9.12 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 85.61 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{(Vérifier)}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc le moment résistant ne sera pas réduit.

- **Vérification de la flèche**

Combinaison de charge

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q_c) \times 1.38$$

$$q_s = 0.104 + (2.5 + 0.085 + 1) \times 1.38$$

$$q_s = 5.05 \text{ KN/m}$$

$$\text{Il faut vérifier si } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{260}{200} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 5.05 \times 2.6^4 \times 10^2}{384 \times 21 \times 317.8} = 0.45 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1.3 \text{ cm}$$

$f_{cal} < f_{adm}$  La flèche est vérifiée

Don pas désaiment en phase de construction

### V.3.1.2 Phase finale

\* Poids propre profilé IPE120 .....  $g_p = 0.104 \text{ KN/m}$

\* Poids propre du béton sec .....  $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$

\* Poids propre de la tôle cofraplus 60.....  $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$

\* Surcharge de d'exploitation .....  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

\* revêtement, lit de sable, cloison.....  $G_c = 1.5 \text{ KN/m}^2$

#### a) Combinaison d'action

A L'ELU

$$q_u = 1.35 \times g_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.35G_c + 1.5Q) \times 1.38$$

$$q_u = 1.35 \times 0.104 + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.35 \times 1.5 + 1.5 \times 2.5) \times 1.38$$

$$q_u = 12.92 \text{ KN/m}$$

**A L'ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + G_c + Q) \times 1.38$$

$$q_s = 0.104 + (2.5 + 0.085 + 1.5 + 2.5) \times 1.38$$

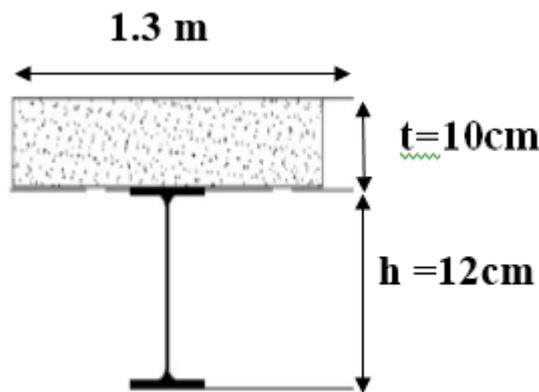
$$q_s = 9.19 \text{ KN/m}$$

**b) Largeur de la dalle effective ( $b_{\text{eff}}$ ) :**

$$b_{\text{eff}} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}; b\right) \text{ avec } l_0 = 5.2 \text{ m (longueur de la solive); } b = 1.38 \text{ m (entraxe des solives)}$$

$$b_{\text{eff}} = \min\left(2 \frac{5.2}{8}; 1.38\right) = \min(1.3; 1.38)$$

$$b_{\text{eff}} = 1.3 \text{ m}$$

**c) Calcul de la section mixte****Figure V.6 :** largeur effective de la dalle

$$S = A + \frac{\beta}{n} \rightarrow \text{avec } \beta = b_{\text{eff}} \times t$$

Soit :

S : La Section mixte

A : section de la poutre

$$n : \text{coefficient d'équivalence acier béton } n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$S = 13.2 + \frac{130 \times 10}{15} = 99.86 \text{ cm}^2$$

**d) Position du centre de gravité**

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s} = \frac{130 \times 10}{15} \times \frac{10+12}{2 \times 99.86} = 9.54 \text{ cm}$$

$d$  : Distance entre le CDG de la solive et l'axe neutre.

$$F_a = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 13.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \left( 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 130 \times 65 \times \left( 0.085 \times \frac{2.5}{1.5} \right) = 1197.83 \text{ KN}$$

Avec :

$F_a$  : Force appliqué sur le profilé métallique

$F_c$ : Force appliqué sur le béton

On à :  $F_c > F_a \leftrightarrow$  axe neutre passe dans la dalle

### e) Moment fléchissant de la section mixte

Le moment d'inertie par rapport la l'axe neutre

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{b} \left( \frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 317.8 + 13.2 \times 9.54^2 + \frac{130 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{130 \times 10}{15} \left( \frac{10 + 12}{2} - 9.54 \right)^2$$

$$I_m = 2426.11 \text{ cm}^4$$

### f) Moment fléchissant max

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.92 \times 2.6^2}{8} = 10.91 \text{ KN.m}$$

### g) calcul du moment plastique résistant

$$Z_{\text{anp}} = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \left( 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = \frac{284}{130 \times \left( 0.085 \times \frac{2.5}{1.5} \right)} = 1.51 < h_c$$

$$M_{\text{plrd}} = F_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{\text{anp}}}{2} \right]$$

Avec :

$Z_{\text{anp}}$  : Axe neutre plastique.

$h_a = 12$  cm (Hauteur du profilé).

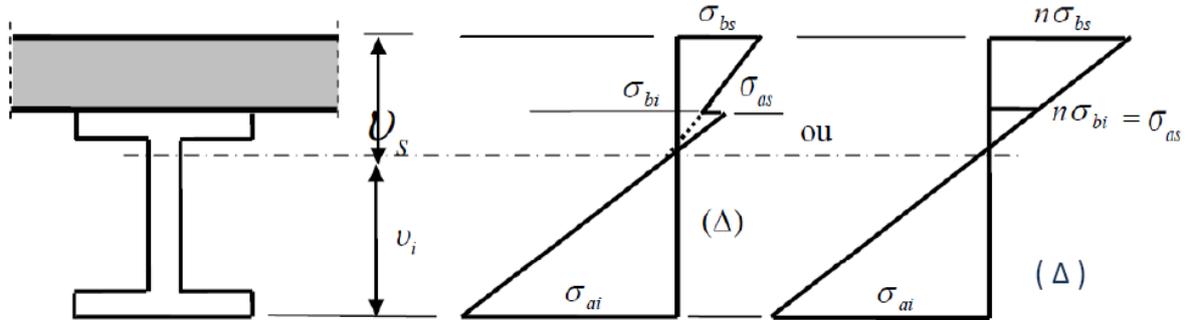
$h_c = 6$  cm (hauteur de la dalle en béton).

$h_p = 4$  cm (Hauteur de la tôle).

$$M_{plrd} = 284 \left[ \frac{12}{2} + 4 + 6 - \frac{1.51}{2} \right] = 43.29 \text{KN.m}$$

D'où la condition  $M_{sd} = 10.91 \text{KN.m} \leq M_{plrd} = 43.29 \text{KN.m}$  c'est Vérifier

**h) Vérification des contraintes de flexion :**



**Figure V.7 :** diagramme de contrainte flexion simple

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{12}{2} + 9.54 = 15.54 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{12}{2} + 10 - 9.54 = 6.46 \text{ cm}$$

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendu de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimé du béton par rapport à l'axe neutre

1) contrainte dans le profilé :

✓ Fibre inferieur (traction)

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_m} \times v_i$$

$$\text{Donc } \sigma_{ai} = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{2426.11 \times 10^{-8}} \times 15.54 \times 10^{-2} = 95.69 \text{MPa}$$

✓ Fibre supérieur (compression)

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_m} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{2426.11 \times 10^{-8}} \times (6.46 - 10) \times 10^{-2} = -15.91 \text{MPa}$$

## 2) contrainte dans la dalle en béton

✓ Fibre supérieur (compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{I_m \times n} \times u_s = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{15 \times 2426.11 \times 10^{-8}} \times (6.46) \times 10^{-2} = 1.93 \text{ MPa}$$

✓ Fibre inférieur (traction)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{I_m} \times (u_s - t) = \frac{10.91 \times 10^{-3}}{15 \times 2426.11 \times 10^{-8}} \times (6.46 - 10) \times 10^{-2} = -1.06 \text{ MPa}$$

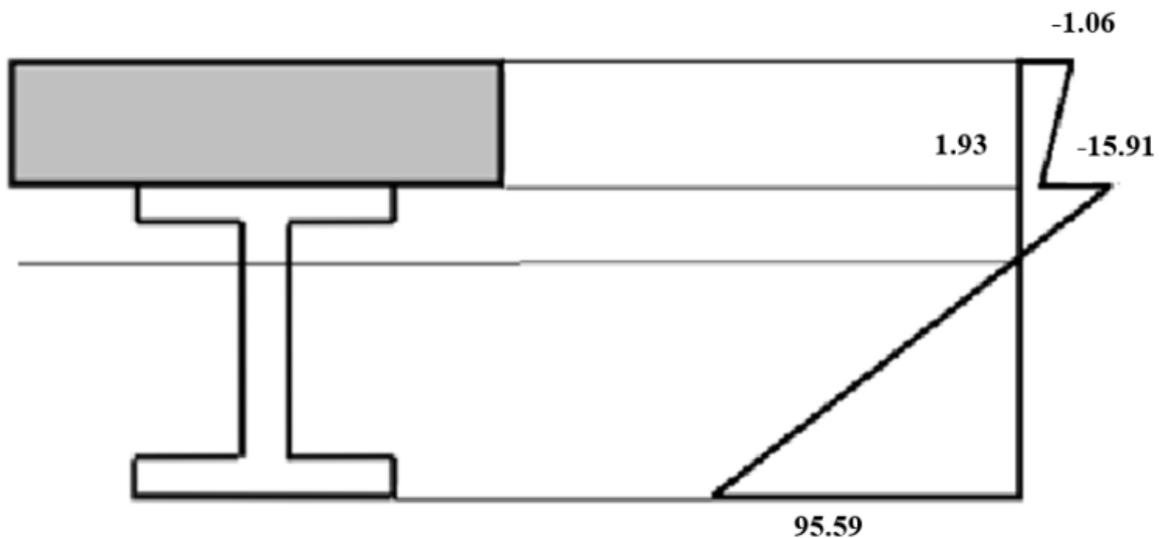


Figure V.8 : diagramme de contraintes de flexion simple (MPa)

## i) Vérification à l'effort tranchant (cisaillement) :

La vérification à faire est la suivante :

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \times t_w} \leq 0.58 f_y$$

$$\text{Talque } V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{13.08 \times 5.2}{2} = 34.008 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \times t_w} = \frac{34.008 \times 10^3}{0.56 \times 11.28 \times 10^{-4}} = 53.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau = 53.83 \leq 0.58 f_y = 136.3 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifier})$$

## J) Vérification de la flèche

On doit vérifier que

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{400} = \frac{520}{400} = 1.3 \text{ cm}$$

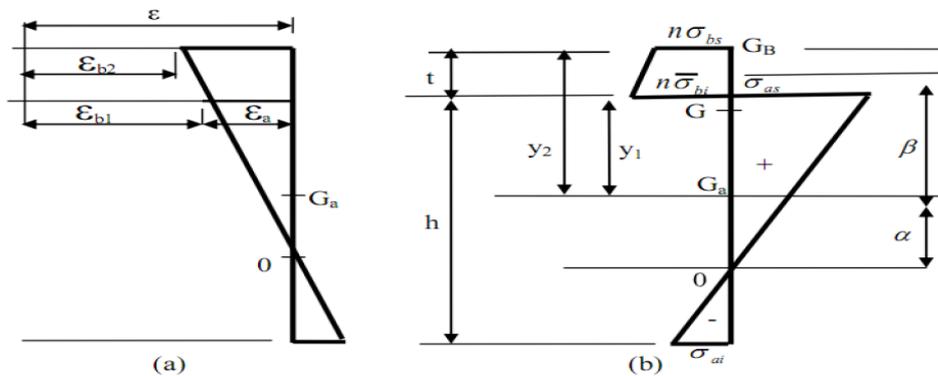
$$f = \frac{5 \times 9.31 \times 5.2^4}{384 \times 2.1 \times 6613.88} = 0.0063 \text{ cm } f < f_{adm} \text{ La flèche est vérifiée}$$

**h) Contrainte additionnelle de retrait**

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier qui s'oppose au raccourcissement de la dalle l'interface acier/béton l'effet du retrait peut se cumuler avec l'effet de température ces effets provoquent :

- Un raccourcissement de la poutre en acier  $\epsilon_a$
- Un allongement de la dalle béton par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En Effiat ce qui équivaut à un allongement et l'on a  $\epsilon = \epsilon_a + \epsilon_b$ .

❖ **Calcul des contraintes**



(a) déformations dues au retrait (b) contraintes dues au retrait

**Figure V.9 : Effet de retrait**

$$K = \frac{b \cdot t E_a \epsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_a \cdot A + b \cdot t \cdot I_a + b \cdot t \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{12 + 10}{2} = 11 \text{ cm}$$

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm} (6 + 4)$$

$$\epsilon = 2 \times 10^{-4}$$

$$E_a = 2 \times 10^7$$

$$A = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 317.8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{(130 \times 10) \times 2.1 \times 10^7 \times 2 \times 10^{-4} \times 11 \times 13.2}{(15 \times 317.8 \times 13.2) + (130 \times 10 \times 317.8) + (130 \times 10 \times 13.2 \times 11^2)}$$

$$K = 310 \text{ N/cm}^3 = 0.310 \text{ N/mm}^3$$

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{317.8}{13.2 \times 11} = 2.18 \text{ cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'axe neutre de la section homogène

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{12}{2} + 2.18 = 8.18 \rightarrow y_1 = 8.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 8.18 + 10 = 18.8 \rightarrow y_2 = 18.8 \text{ cm}$$

$y_1$ : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène

D'où les valeurs des contraintes sont comme suit

$$\sigma_{as} = K \times y_1 = 0.310 \times 81.8 = 25.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a \times y_1) = 0.200 \times (120 - 81.8) = 7.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times y_1)}{n} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 81.8 \times 0.310)}{15} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - K \times y_2)}{n} = \frac{(2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 18.8 \times 0.310)}{15} = 2.41 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes finales**

$$\sigma_{as} = 25.35 - 15.91 = 9.44 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = 95.59 - 7.64 = 87.95 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -1.06 + 1.1 = 0.04 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 1.93 + 2.41 = 4.34 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

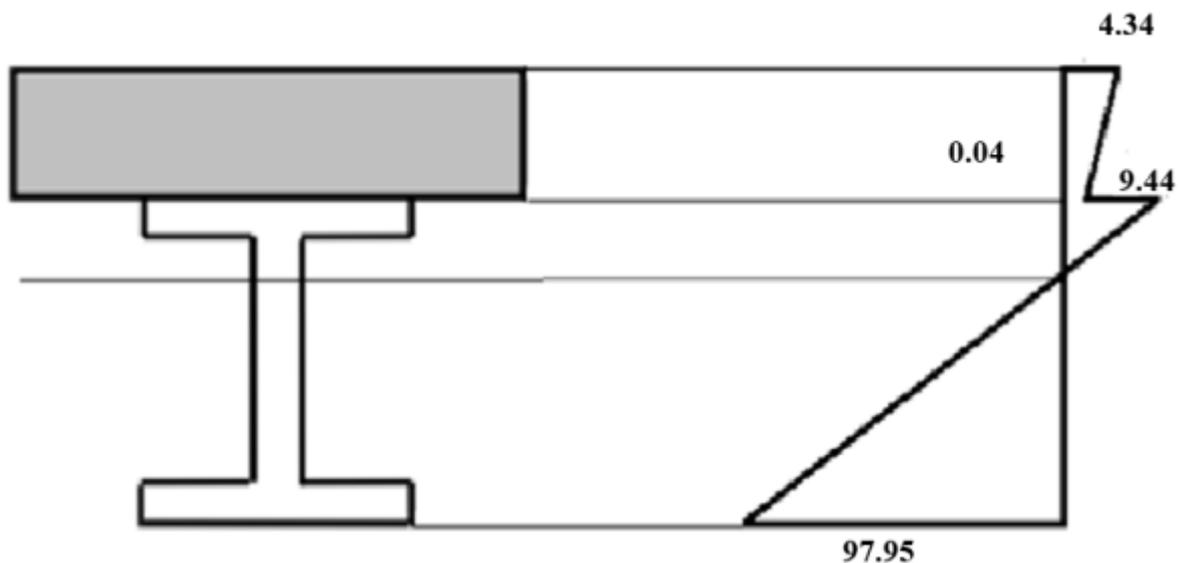


Figure V.10 : Diagramme des contraintes normales finales en MPa

#### V.4 Dimensionnement des goujons connecteurs :

##### Définition :

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive, ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle de béton et la solive

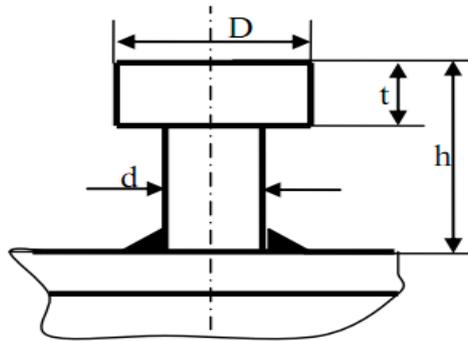


Figure V.11 : goujons à tête ronde

On fait un choix d'un goujon de diamètre  $d = 18$  mm

Et de hauteur  $h = 80$  mm

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \implies \alpha = 1$$

D'après l'EC04 la clause 2 de l'art 6.12

Les goujons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'au moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16 mm sans dépasser 22 mm peuvent être considérés

comme ductiles de degré de connexion défini par le rapport :  $\frac{N}{N_f}$

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,025 + 0,03L$$

Avec :

$L$  : La portée en mètre

$N_f$  : Nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

$N$  : Nombre de connecteurs présents à la même longueur de poutre

##### 1) Résistance au cisaillement ( $P_{rd}$ )

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à têtes soudées

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} P_{rd1} = 0.8 \times \left( \frac{f_u \times \pi \times d^2}{\gamma_v \times 4} \right) \\ P_{rd1} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 6.3.2.1}$$

$P_{rd1}$ : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même

$P_{rd1}$ : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$f_u$ : la résistance ultime en traction spécifier de matériau de goujon, sans dépassé 500 N/mm<sup>2</sup>

$$f_u = 400 \text{ N/mm}^2$$

$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$  (La résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30).

$E_{cm}$ : La valeur u module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donné ou de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$

Pour la classe C25/30 on à  $E_{cm} = 30.5 \text{ KN/mm}^2$

$\alpha$ : Facteur de correction

$$\text{AN : Prd} = \min \begin{cases} 0.8 \times \frac{400}{1.25} \times \frac{3.14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3} = 65.638 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  Prd = min (65.144 KN ; 65.638 KN) = 65.144 KN (résistance d'un goujon).

#### V.4.1 dimensionnement de la connexion de la poutre

La poutre est simplement appuyée et chargé uniformément

$$L_{cr} = \frac{L}{2} \text{ Donc } S_t = \frac{L_{cr}}{N_f}$$

Avec :

$L_{cr}$ : Longueur critique.

$S_t$ : Espacement entre goujons.

$N_f$ : Nombre de goujons.

$L$ : Longueur de la poutre.

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a f_y}{\gamma_{m1}} ; b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{(h_c + h_p) f_{c28}}{\gamma_c} \right) \quad \text{EC04 Art 6.2.11(1)}$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{13.2 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} ; 0.85 \times 130 \times \frac{10 \times 25 \times 10}{1.5} \right)$$

$$V_{lf} = \min(282 ; 1841.066) = 282 \text{ KN}$$

$V_{lf}$ : Effort de cisaillement.

Donc le nombre de connecteur par longueur critique

$$N_f^{cr} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{282}{65.144} = 4.32$$

On prend  $N = 10$  goujons sur la demi-longueur c'est-à-dire 20 goujons sur toute la longueur

### Espacement

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{520}{2} = 260 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{260}{10} = 26 \text{ cm}$$

Donc un goujon chaque 26 cm

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.025 + 0.03L$$

$$\text{D'où } \frac{N}{N_f} = \frac{10}{9.34} = 1.07$$

$$0.25 + 0.03 \times L = 0.25 + 0.03 \times 5.2 = 0.406$$

$$\frac{N}{N_f} = \frac{10}{9.34} = 1.07 > 0.25 + 0.03 \times L = 0.25 + 0.03 \times 5.2 = 0.406 \quad (\text{Vérfié})$$

### V.4.2 Vérification des soudures

#### CCM 97 6.6.5.3 donne :

La résistance d'un cordon d'angle peut être considérée adéquate si en tout point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul  $F_{wrd}$ .

Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur  $F_{wrd}$  sera déterminée par la formule :

$a$  : la gorge de la soudure

$$a < \min(d; t_f) = \min(18; 8.5) = 8.5 \text{ mm}$$

$d$  : Diamètre du goujon.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle du profilé.

$L$  : longueur du cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.52 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S}_{235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ L'effort sollicitant

$$\text{Donné par : } F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{282}{10} = 28.2 \text{ KN}$$

➤ L'effort résistant par goujon

$$F_{wrd} = a \cdot L \cdot \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{mw} \sqrt{3}}$$

$$F_{\text{wrd}} = 8.5 \times 56.52 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{\text{wrd}} = 99.85 \text{ KN}$$

Donc quel que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cadrons on à :

$$F_{sd} = 28.2 \text{ KN} \leq F_{\text{wrd}} = 99.85 \text{ KN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

# **Chapitre VI**

## **Etude des contreventements**

## VI. Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

### VI.1. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

### VI.2. Contreventements de toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

#### VI.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

##### VI.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent

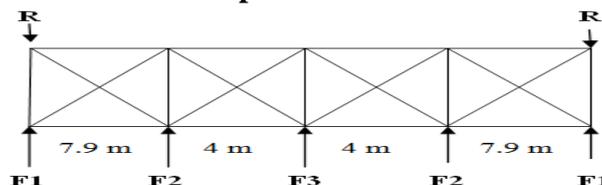


Figure VI.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

On a :

$$F_{int} = 1.25 \left[ 1.5 \left[ (W^{max} \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \right]$$

$$F_{riv} = 1.5 \left[ (W^{max} \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

$L_i$  : Entre axes.

Avec :  $S_i = L_i \times \frac{h_i}{2}$

n : Nombre de nœuds

$h_i$  : Hauteur de chaque poteau

La force d'entraînement  $F_{fr}$  est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force de frottement  $F_{fr} = 0$  (Voire chapitre II).

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{int} = 1.25 [1.5 [(W^{max} \times S_i)]] \\ F_{riv} = 1.5 [(W^{max} \times S_i)] \end{cases}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de **Wmax** est donnée comme suit :

**Wmax = 1.559 KN/m<sup>2</sup>** (voir chapitre II).

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau si dessous :

<b>I</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$h_i$ (m)	8.65	9.52	10
$L_i$ (m)	3.95	5.95	4
$S_i$ (m <sup>2</sup> )	17.083	28.322	20
$W^{max} \times S_i$ (KN)	26.632	44.15	31.18
$F_i$ (KN)	39.948	55.18	46.77

**Tableau VI.1** : Les résultats de  $F_i$

### a) Calcul des Réactions

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2}$$

$$R_A = R_B = 118.51 \text{ KN}$$

Les valeurs des réactions ainsi que les forces exercées sur la poutre au vent Sont présentées sur la figure suivante :

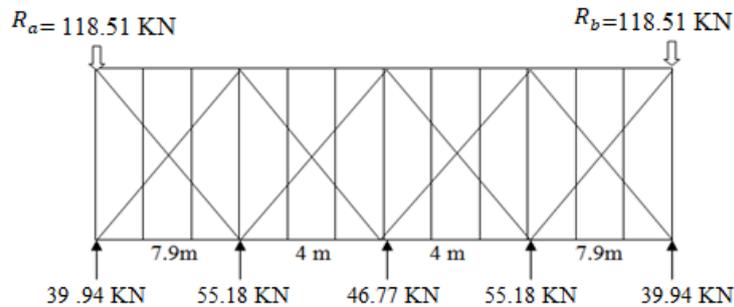


Figure VI.2 : Valeurs des forces et les réactions d'appuis

**b) Calcul des efforts de tractions**

On établit que **Fd** dans les diagonales d'extrémités (les plus sollicités) est donné comme suite :

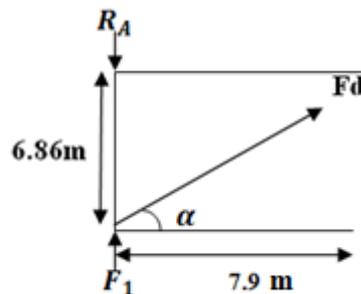


Figure VI.3 : Isolation du Nœuds 1.

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{6.86}{7.9} \right)$$

$$\rightarrow \alpha = 40.96^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow -R_A + F_1 + F_d \times \cos \alpha = 0$$

$$\rightarrow F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha} = 104.03 \text{ KN}$$

**VI.2.1.2. Calcul de la section Brute A de la diagonale**

$$N_{sd} \leq N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{104.03 \times 1}{23.5}$$

$$A \geq 4.42 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière de L (50× 50 × 6 ) avec :  $A = 5.69 \text{ cm}^2$

### VI.2.1.3. Calcul à la résistance Ultime de la section

$$N_{Sd} \leq N_{ur.d} = \frac{0.9A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

#### - Calcul de la section Nette

Soit une cornière de L (50× 50 × 6 ), avec un boulon de 12 mm et un trou de 13 mm.

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon \cdot A_2$$

$$A_1 = (5 \times 0.6) - (1.3 \times 0.6) = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) \times 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.71$$

$$A_{net} = 2.22 + (0.71 \times 2.64) = 4.09 \text{ cm}^2$$

$$N_{ur.d} = \frac{0.9A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{ur.d} = 106.01 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 104.03 \text{ KN} < N_{ur.d} = 106.01 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

Donc la cornière L ( 50 × 50 × 6 ) convient pour les diagonales de la poutre au vent.

### VI.2.2. Vérification des moments (la panne intermédiaire IPE140)

C'est une section soumise à une charge verticale et une force de compression  $F_2 = 55.18 \text{ KN}$ .

#### VI.2.2.1. Vérification de la section à la résistance (Flexion déviée composée)

La condition à vérifier est la suivante :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{Nply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{Nplz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

On à : IPE 140 de classe 1  $\rightarrow \alpha = 2$  et  $\beta = 1$

Avec :

$$M_{ply.rd} = M_{ply} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{plz.rd} = M_{plz} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}\right); 0.5$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl}}; N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}; M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}; M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

➤ **Flexion déviée (calcul des pannes)**

**Charges verticales (voir chapitre III Calcul des pannes)**

$$G = 0.34 \text{ KN/m}$$

$$G_z = G \times \cos 6.35^\circ = 0.337 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G \times \sin 6.35^\circ = 0.037 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.538 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \times \cos 6.35^\circ = 0.534 \text{ KN/m}$$

$$S_y = S \times \sin 6.35^\circ = 0.059 \text{ KN/m}$$

➤ **Compression**

$$V = F_2 = 55.18 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges**

$$q_{sd} = 1.35 G_z + 1.5 S$$

$$q_{sd} = 1.26 \text{ KN/m}$$

$$N_{sd} = 1.35 V$$

$$N_{sd} = 74.49 \text{ KN/m}$$

$$q_{zsd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.252 \text{ KN/m}$$

$$q_{ysd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0.139 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.252 \times 6.86^2}{8} = 7.364 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.139 \times 3.43^2}{8} = 0.204 \text{ KN.m}$$

**Caractéristiques de l'IPE 140**

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$A(\text{cm}^2)$	$h(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$r(\text{cm})$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$
541.2	44.92	16.4	14	12.62	7.3	0.7	88.34	19.25

**Tableau VI.2** : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 19.25 \times 10^{-6} \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 88.34 \times 10^{-6} \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16.4 \times 23.5}{1} = 385.4 \text{ KN}$$

#### -Incident de l'effort normal

$$0.25N_{pl} = 96.35 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$0.5N_{plw} = 0.5A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 6.42 \times 23.5}{1} = 75.43 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 74.49 \text{ KN} < \min(0.25N_{pl} = 96.35 \text{ kN} ; 0.5N_{plw} = 75.43 \text{ KN})$  → il y a pas une interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Donc le calcul se fera à la flexion déviée, d'où :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta = 0.171 \leq 1 \quad (\text{Véifiée})$$

#### VI.2.2.2. Vérification de la section aux instabilités

##### -Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

##### -Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

##### •Combinaison à l'ELU

$$W = -2.12 \text{ KN/m}^2$$

$$W_z = W \times e$$

$$W_z = -2.12 \times 1.5 = -3.18 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.34 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G \times \sin 6.35^\circ = 0.037 \text{ KN/m}$$

$$G_z = G \times \cos 6.35^\circ = 0.337 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35 \times G_y = 1.35 \times 0.34 \times \sin 6.35 = 0.05 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz,sd} = G_z + 1.5W = 0.34 \times \cos 6.35 + 1.5 \times (-3.18) = -4.433 \text{ KN/m}$$

➤ **Moments**

$$\text{Axe Z-Z} \Rightarrow M_{y.sd} = \frac{q_{z.sd} \times l^2}{8} = 26.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \Rightarrow M_{z.sd} = \frac{q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = 0.073 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort normal**

$$N_{sd} = F_2 = 55.18 \text{ KN}$$

**a) Vérification au flambement avec flexion composée**

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.5.4}$$

**Avec :**

$$K_{y,z} = 1 - \frac{u_{y,z} N_{sd}}{x_{y,z,A} \cdot f_y} \quad \text{Avec : } K_{y,z} \leq 1.5$$

$$u_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2\beta_{M,y,z} - 4) + \frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}} \quad \text{Avec : } u_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$  : sont des facteurs de moment uniforme équivalant pour le flambement par flexion

**- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $x_{min}$**

**a) Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique)**

$\alpha$  : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement approprié, donné par le tableau 5.5.1 de EC03.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{686}{5.74} = 119.51$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{119.51}{93.9} \times 1 = 1.27$$

D'après le tableau (5.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 140/73 = 1.91 > 1.2 \\ t_f = 6.9 > 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement (a).

D'après le tableau 5.5.2 EC03 avec interpolation on aura :

$$x_y = 0.4882$$

**b) Flambement par rapport à l'axe fort z-z**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{343}{1.65} = 207.87$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{207.87}{93.9} \times 1 = 2.21$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement (b).

D'après le tableau 5.5.2 EC03 avec interpolation on aura :

$$x_z = 0.1751$$

$$x_{min} = \min(x_y; x_z) = 0.1751$$

$$u_{y,z} = \lambda_{y,z} (2\beta_{M,y,z} - 4) + \frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}}$$

On a une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y,z} = 1.3$$

$$u_y = \bar{\lambda}_{y,z} (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$u_y = -1.63 < 0.9 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$u_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$u_z = -2.52 < 0.9 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$K_y = 1 - \frac{u_y N_{sd}}{x_{y,A} f_y} = 0.52 < 1.5 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$K_z = 1 - \frac{u_z N_{sd}}{x_{z,A} f_y} = -1.06 < 1.5 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$0.92 < 1 \quad (\text{Vérifiée})$$

**b) Vérification au diversement**

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{x_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

**EC03 (5.52 Art5.5.4)**

Avec :

$$K_{lt} = 1 - \frac{u_{LT} N_s}{x_z \cdot A f_y}$$

$$u_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15$$

$\beta_{MLT}$  : est un facteur du moment uniforme équivalent pour le diversement

$$u_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.78 \times 1.3 - 0.15 = 0.28 < 0.9 \text{ (Véifiée)}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left[ \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{lt} = 123.57$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left( \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.31$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] = 2.94$$

$$x_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}} = 0.1794$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{u_{LT} N_s}{x_z \cdot A f_y} = 0.77 < 1 \quad \text{(Véifiée)}$$

### La vérification

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y.sd}}{x_{lt} M_{ply.rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} < 1$$

$$0.893 < 1 \quad \text{(Véifiée)}$$

### VI.3. Contreventement vertical du long pan (palé de stabilité)

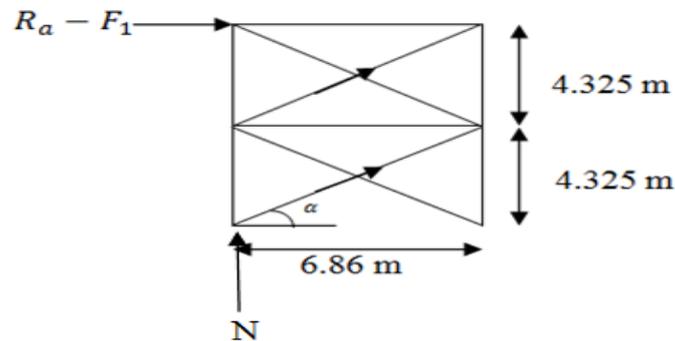
Les palées de stabilité sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- ✓ Vent
- ✓ Freinage des ponts roulants
- ✓ Effets des séismes
- ✓ Flambement et diversement

Le dimensionnement s'effectue en négligent les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont reprisés par les diagonales en traction.

**VI.3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité**

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des Coupures.



**Figure VI.4 :** Schémas statique de la palée de stabilité en long pan.

$$\tan \alpha = \frac{4.325}{6.86} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{4.325}{6.86} = 32.23^\circ$$

$$\alpha = 32.23^\circ$$

$$N_{tsd} = \frac{R_a - F_1}{\cos \alpha}$$

$$N_{tsd} = \frac{118.51 - 39.948}{\cos(32.23^\circ)} = 92.87 \text{ KN}$$

**-Calcul de la section brute A**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{92.87 \times 1}{23.5} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 3.95 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière de  $L(50 \times 50 \times 6)$  avec :  $A = 5.69 \text{ cm}^2$

**VI.3.2. Vérification à la résistance ultime de la section****-Calcul de la section nette**

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon \cdot A_2$$

$$A_1 = (5 \times 0.6) - (1.3 \times 0.6) = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) \times 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.71$$

$$A_{nette} = 2.22 + (0.71 \times 2.64)$$

$$A_{nette} = 4.09 \text{ cm}^2$$

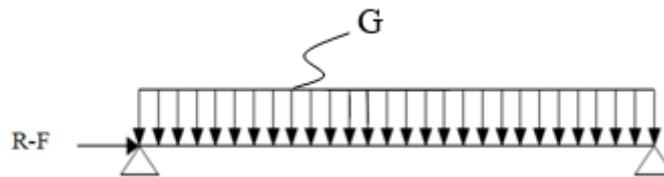
$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = 106.01 \text{ KN} \quad (\text{Vérfiée})$$

Donc on opte pour une cornière de **L(50 × 50 × 6)**.

#### VI.4. Pré dimensionnement de la poutre sablière

la poutre sablière travaille exactement comme la panne intermédiaire c'est à dire à la flexion bi axial (sous  $M_{sy}$  et  $M_{sz}$ ) et un effort normal, il y a que la charge qui va changer.



**Figure VI.5 :** Schéma statique de la poutre sablière.

$$F1 = 39.94 \text{ KN}$$

$$R = R_A = R_B = 118.51 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = R - F1 = 78.57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{78.57 \times 1}{23.5}$$

$$A \geq 3.34 \text{ cm}^2$$

On adopte un profilé de type **HEA100**.

Avec :  $A = 21.2 \text{ cm}^2$  ,  $G = 16.7 \text{ Kg/m}$

##### VI.4.1. Vérification vis-à-vis de l'instabilité

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{686}{4.06} = 168.96$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{168.96}{93.9} \times 1 = 0.98$$

D'après le tableau (5.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 96/100 = 1.79 > 1.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right.$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement (b).

D'après le tableau 5.5.2 EC03 avec interpolation on aura :

$$x_y = 0.2547$$

$$u_y = \lambda_{y,z} (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$u_y = -2.36 < 0.9 \text{ (Vérfiée)}$$

$$K_y = 1 - \frac{u_y N_{sd}}{x_y A f_y} = 0.22 < 1.5 \quad \text{(Vérfiée)}$$

$$M_{y.sd} = \frac{G \times l^2}{8} = 0.751 \text{ KN.m}$$

G : Poids propre du profilé HEA100 ; G=0.167 KN/m

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 1950.5 \text{ KN.m}$$

$$N_{ply.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 498.2 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

$$0.22 < 1 \quad \text{(Vérfiée)}$$

### Conclusion

Les conditions de résistance sont vérifiées, donc on opte pour une poutre sablière un profilé de HEA100.

# **Chapitre VII**

## **Etude sismique**

## Introduction

Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

### VII.1. Analyse de la structure

#### VII.1.1. Types d'analyses

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

##### a) Les chargements statiques

- Poids propre.
- Les effets dus aux actions climatiques.

##### b) Les chargements dynamiques

- Les effets sismiques.

#### VII.1.2. Méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### VII.1.2.1. La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le **RPA99 version 2003** préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

##### a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### b) Calcul de la force sismique totale

D'après l'Art 4.2.3 de **RPA 99 version 2003**, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la zone (IIa) Et un groupe d'usage 2.

**D** : Est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie du site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si} & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si} & T > 3s \end{cases}$$

**T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (le tab4.7 p49 RPA99/version 2003).

$$\rightarrow T_1 = 0.15s$$

$$\rightarrow T_2 = 0.4s$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tab4.2 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, on a une structure en portiques, donc :  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1.08 > 0.7$

### c) Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 10.9 < 17 m$$

$$\Rightarrow A = 0.15$$

$C_T$  : Est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/version 2003**.

$\Rightarrow$  Contreventement assuré par portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie.

$$\Rightarrow C_T = 0.085$$

Donc :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.5$$

$$T_2 = 0.4s < T = 0.5 < 3s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2.32$$

**R** : Coefficient du comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**.

**Sens longitudinal** :  $R_y = 4$  (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

**Sens transversal** :  $R_x = 4$  (Portiques auto stables ordinaires).

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ (RPA99 ; page 34 ; équation 4.4)}$$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon le critère q (satisfaire ou non).

Q : Critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

Les critères	Selon X	Selon Y
Condition sur les files de contreventement	$P_q = 0.05$	$P_q = 0.05$
La redondance en plan	$P_q = 0$	$P_q = 0$
La régularité en plan	$P_q = 0$	$P_q = 0$
Régularité en élévation	$P_q = 0$	$P_q = 0$
Contrôle de qualité des matériaux	$P_q = 0.05$	$P_q = 0.05$
Contrôle de qualité de l'exécution	$P_q = 0$	$P_q = 0$
$\sum_1^5 P_q$	<b>0.1</b>	<b>0.1</b>

**Tableau VII.1** : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 = 1.1$$

$W_T$  : Poids total de la structure.

$$\Rightarrow W_T = 3278.32 \text{ KN}$$

**- Forces sismiques totales**

$$V_x = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W_T = \frac{0.15 \times 1.1 \times 2.32}{4} \times 3278.32 = 313.73 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W_T = \frac{0.15 \times 1.1 \times 2.32}{4} \times 3278.32 = 313.73 \text{ KN}$$

### VII.1.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### a) Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**b) Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003**.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq T_3 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec les coefficients **A, η, R, T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, Q** ; sont déjà déterminés.

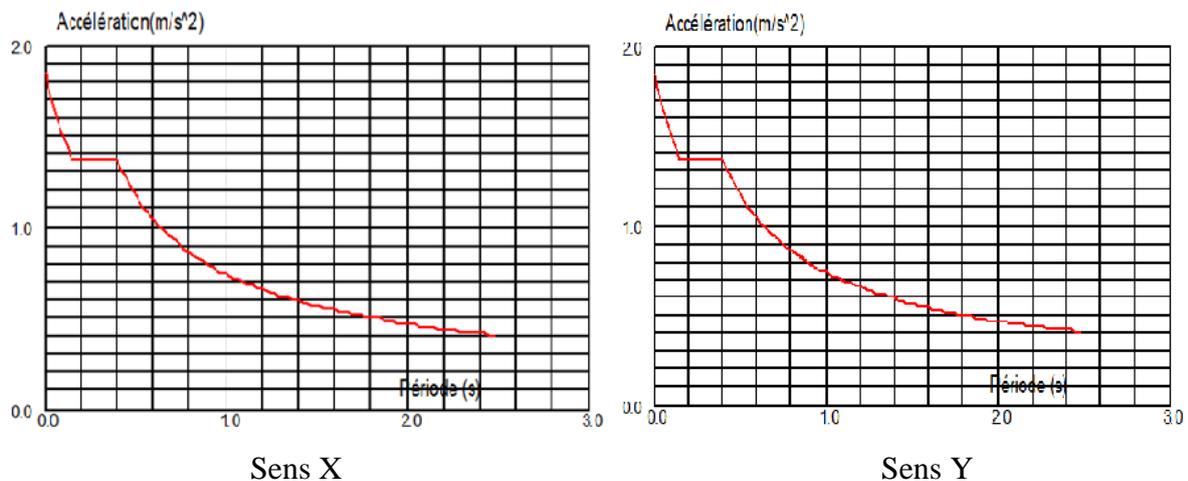
**c) Nombre de modes de vibrations à considérer**

Selon le RPA99/version 2003, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

**d) Résultat e calcul**

**1) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y**



**Figure VII.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.**

## 2) Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
17/ 1	1,85	0,54	52,36	0,00	52,36	0,00	327832,33	327832,33
17/ 2	1,96	0,51	52,37	39,74	0,00	39,73	327832,33	327832,33
17/ 3	2,12	0,47	52,37	50,85	0,00	11,11	327832,33	327832,33
17/ 4	2,17	0,46	69,30	50,85	16,93	0,00	327832,33	327832,33
17/ 5	2,29	0,44	69,31	74,47	0,01	23,62	327832,33	327832,33
17/ 6	2,31	0,43	72,87	74,51	3,56	0,04	327832,33	327832,33
17/ 7	2,49	0,40	78,81	74,52	5,94	0,01	327832,33	327832,33
17/ 8	2,49	0,40	78,85	76,42	0,04	1,90	327832,33	327832,33
17/ 9	2,62	0,38	78,85	82,05	0,00	5,63	327832,33	327832,33
17/ 10	2,68	0,37	81,14	82,05	2,30	0,00	327832,33	327832,33
17/ 11	2,74	0,36	81,15	82,07	0,01	0,02	327832,33	327832,33
17/ 12	2,93	0,34	81,15	82,26	0,00	0,19	327832,33	327832,33
17/ 13	3,05	0,33	81,28	82,39	0,14	0,13	327832,33	327832,33
17/ 14	3,06	0,33	89,25	82,39	7,96	0,00	327832,33	327832,33
17/ 15	3,38	0,30	89,25	86,34	0,00	3,94	327832,33	327832,33
17/ 16	3,59	0,28	89,25	86,42	0,00	0,08	327832,33	327832,33
17/ 17	3,83	0,26	89,68	86,42	0,43	0,00	327832,33	327832,33
17/ 18	4,07	0,25	92,10	86,42	2,41	0,00	327832,33	327832,33
17/ 19	4,56	0,22	92,10	86,74	0,01	0,32	327832,33	327832,33
17/ 20	4,96	0,20	92,13	86,75	0,03	0,00	327832,33	327832,33
17/ 21	5,48	0,18	92,13	87,26	0,00	0,51	327832,33	327832,33
17/ 22	5,79	0,17	92,13	87,27	0,00	0,02	327832,33	327832,33
17/ 23	6,07	0,16	92,16	87,28	0,03	0,01	327832,33	327832,33
17/ 24	6,15	0,16	92,17	88,29	0,01	1,01	327832,33	327832,33
17/ 25	6,23	0,16	92,17	89,91	0,00	1,62	327832,33	327832,33
17/ 26	6,29	0,16	92,31	90,10	0,14	0,20	327832,33	327832,33

**Tableau VII.2 :** Pourcentage de participation de masse.

Dans les trois premiers modes on a :

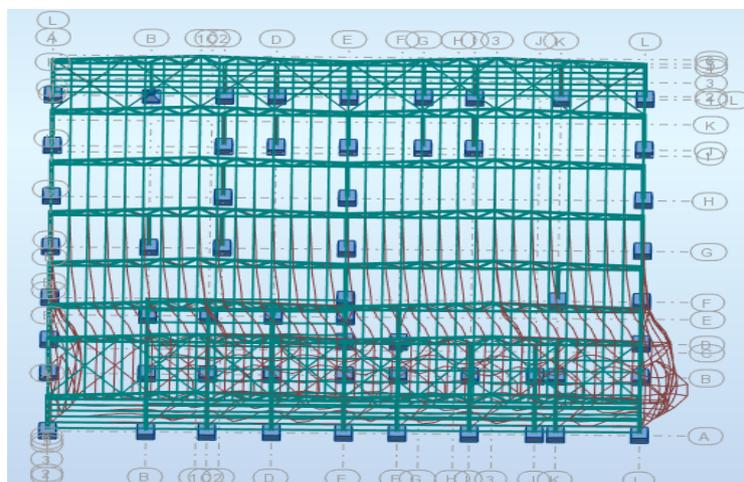
- Translation suivant X pour le premier mode.
- Translation suivant Y pour le deuxième mode.
- Rotation autour de Z pour le troisième mode.

## 3) Les réponses modales de la structure

### • Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

**Mode 1 :** Translation suivant X-X, période  $T=0.54$  s,



**Figure VII.2 :** Mode de déformation (1).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période T= 0.51 s

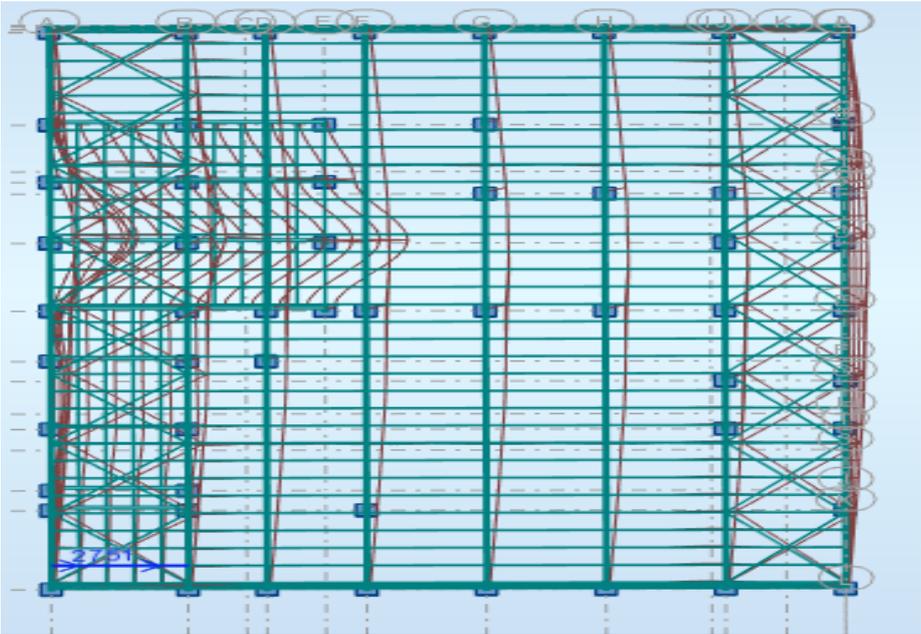


Figure VII.3 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période T=0.47 s

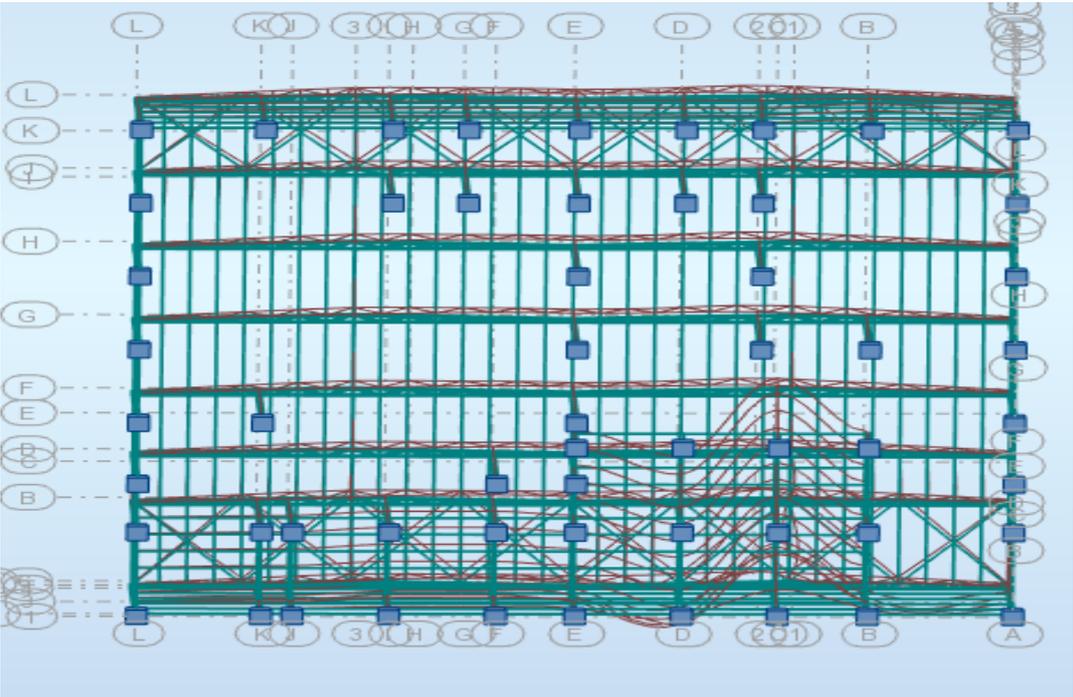


Figure VII.4 : Mode de déformation (3).

## VII.2. Analyse de résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

### VII.2.1. Les combinaisons de calcul

• **Notification :**

**G** : Poids propre.

**Q** : Charge d'exploitation.

**N** : Action de la neige.

**V** : Action du vent :

- **V1** : Vent  $\perp$  au pignon.

- **V2** : vent  $\perp$  au long pan.

**E** : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons accidentelles
1.35G+1.5Q	G+V1	G+Q+E <sub>x</sub>
1.35 (G+Q+S)	G+V2	G+Q-E <sub>y</sub>
1.35 (G+Q+V1)	G+V3	G+Q-E <sub>y</sub>
1.35 (G+Q+V2)	G+V4	G+Q+E <sub>y</sub>
1.35 (G+Q+V3)	G+Q	0.8G+E <sub>x</sub>
1.35 (G+Q+V4)	G+S	0.8G-E <sub>x</sub>
1.35G+1.5Q+V1	G+0.9 (Q+V1)	0.8G-E <sub>y</sub>
1.35G+1.5Q+V2	G+0.9 (Q+V2)	0.8G+E <sub>y</sub>
1.35G+1.5Q+V3	G+0.9 (Q+V3)	G+Q+1.2E <sub>x</sub>
1.35G+1.5Q+V4	G+0.9 (Q+V4)	G+Q -1.2E <sub>x</sub>
G+1.5V1		
G+1.5V2		
G+1.5V3		
G+1.5V4		

**Tableau VII.3** : Combinaisons de calcul.

### VII.2.2. Résultantes des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismique à la base obtenue par la combinaison de valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens XX	313.73	250.98	314.25	V
Sens YY	313.73	250.98	316.60	V

**Tableau VII.4 :** Vérification de l'effort tranchant à la base.

V : Condition non vérifiée.

### VII.2.3. Vérification des déplacements

#### 1<sup>er</sup> cas : Situation durable.

Les déplacements sont limités à :

#### a) Déplacement horizontal

$$\begin{cases} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{cases}$$

EC3 Art 4.2.2(1) I

Ou h : Hauteur du poteau.

#### b) Déplacement verticale

$$\frac{L}{200}$$

Avec L : la longueur de la travée.

(EC3 tab 4.1)

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
<b>Suivant X</b>	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+S)	1.9	0.3
<b>Suivant Y</b>	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+S)	0	0.9
<b>Suivant Z</b>	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+S)	2.0	0.1

**Tableau VII.5 :** Les déplacements max selon les combinaisons.

$$\frac{h}{150} = \frac{965}{150} = 6.43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{965}{125} = 7.72 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{200} = \frac{2380}{200} = 11.9 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont vérifiés.

**2ème cas : Situation accidentelle.**

Le DTR RPA99/version 2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement ; R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
<b>Toiture (h=11.9m)</b>	0.8	0.6	3.2	2.4

**Tableau VII.6 :** Déplacements relatifs des niveaux.

$$\frac{h}{100} = 11.9 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 11.9 cm, donc ils sont vérifiés.

**VII.2.4. Effet de deuxième ordre**

Les effets de seconde ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismiques calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\theta_k$
h = 11.9	3.2	3278.32	321.18	11.9	0.26	0.027

**Tableau VII.7 :** Effets (P- $\Delta$ ) suivant X-X.

$\theta_k = 0.027 < 0.1$  , donc les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\theta_k$
h= 11.9	2.4	3278.32	321.18	11.9	0.2	0.02

**Tableau VII.8 :** Effets (P- $\Delta$ ) suivant Y-Y.

$\theta_k = 0.02 < 0.1$  , donc les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

# **Chapitre VIII**

**Vérification des éléments  
de la structure en  
exploitant les résultats  
tirés du logiciel ROBOT**

**INTRODUCTION**

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

**VIII.1 Vérification des éléments de la ferme**

**Les vérifications à faire :**

**a) Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

**b) Vérification au flambement**

$$N_{rd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

**c) Vérification à la résistance**

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{rd}$  : Effort normal résistant

$N_{sd}$  : Effort normal Sollicitant

**VIII.1.1 Membrure supérieure**

$$N^{max} = 212.25 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \quad N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max}$$

$$N_{pl} > N^{max}$$

Soit 2L (70×70×9) de section  $A = 23.76 \text{ cm}^2$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6809 \quad (\text{Voir chapitre III})$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6809 \times 23.76 \times \frac{23.5}{1.1} = 345.62 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 345.62 \text{ KN} > N_{sd} = 212.25 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{212.25}{345.62} = 0.61 < 1$$

### VIII.1.2 Membrure inferieure

$$N^{max} = 172.07 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \quad \Longrightarrow \quad N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max}$$

$$N_{pl} > N^{max}$$

$$\text{Soit } 2L (50 \times 50 \times 8) \rightarrow A = 14.82 \text{ cm}^2$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.4953$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.4953 \times 14.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 156.82 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 156.82 \text{ KN} < N_{sd} = 172.07 \text{ KN} \quad (\text{Non vérifié})$$

On augmente la section : Soit **2L (60×60×6)** → A = 13.82 cm<sup>2</sup>

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_z$ :  $I_\beta$  D'une seule cornière

$A_c$ : Aire d'une seule cornière

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58$$

$$I_z = 104.98$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{45.58}{13.82} = 1.81$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \frac{104.98}{13.82} = 2.75$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{150}{1.81} = 82.87$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2.75} = 54.54$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.3 \xi$$

$$\xi = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{82.87}{93.3}\right) = 0.88$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93.3 \xi}\right) = \left(\frac{54.54}{93.3}\right) = 0.58$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

#### - Calcul de $x_{min}$

On a une section en forme de **L** → **courbe C** →  $\alpha = 0.49$

D'après le **Tableau 5.5.2** par interpolation on trouve :

$$x_y = 0.6122$$

$$x_z = 0.7969$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6122$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6122 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 180.74 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 180.74 \text{ KN} < N_{sd} = 172.07 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{172.07}{180.74} = 0.95 < 1$$

**VIII.1.3 Montants**

$$N^{max} = 64.78 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \quad N_{pl} = \frac{9.6 \times 23.5}{1} = 225.6 \geq 64.78$$

$$N_{pl} > N^{max}$$

$$\text{Soit } 2L \text{ } 2L \text{ (50} \times \text{50} \times \text{5)} \rightarrow A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.3422$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.3422 \times 11.38 \times \frac{23.5}{1.1} = 83.19 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 83.19 \text{ KN} > N_{sd} = 64.78 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{64.78}{83.19} = 0.69 < 1$$

**VIII.1.4 Diagonales**

$$N^{max} = -180.75 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \quad N_{pl} = \frac{15.96 \times 23.5}{1} = 375.06 \geq 180.75$$

$$N_{pl} > N^{max}$$

$$\text{Soit } 2L \text{ (60} \times \text{60} \times \text{7)} \rightarrow A = 15.96 \text{ cm}^2$$

$$x_{min} = \min(x_y, x_z) = 0.6622$$

$$N_{crd} = \beta_w \times x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC03 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 1 \times x_{min} \times \frac{A \times 23.5}{1.1} = 1 \times 0.6622 \times 15.96 \times \frac{23.5}{1.1} = 225.78 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_{crd} = 225.78 \text{ KN} > N_{sd} = 180.75 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$$\frac{180.75}{225.78} = 0.80 < 1$$

**VIII.2 Palées de stabilités**

$$N_{sd} \leq N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{nette} = 4.09 \text{ cm}^2 \text{ (Voir chapitre VI)}$$

$$N_{sd} = 76.62 \text{ KN} \leq N_{u,rd} = 106.01 \text{ KN} \quad \text{(Vérifiée)}$$

**VIII.3 Poutre au vent**

$$N_{sd} = 71.51 \text{ KN}$$

$$N_{ur.d} = \frac{0.9 A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{ur.d} = 106.01 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 71.51 \text{ KN} < N_{ur.d} = 106.01 \text{ KN} \quad \text{(Vérifiée)}$$

## VIII.4 Pannes

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 9 panne

**PIECE:** 1992 panne\_1992

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 47 G+1.5V1 1\*1.00+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235000.00$  kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm <sup>2</sup>	Az=9.66 cm <sup>2</sup>	Ax=20.09 cm <sup>2</sup>
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm <sup>4</sup>	Iz=68.31 cm <sup>4</sup>	Ix=3.53 cm <sup>4</sup>
tf=0.7 cm	Wply=123.87 cm <sup>3</sup>	Wplz=26.10 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 9.40 kN	My,Ed = -17.54 kN*m	Mz,Ed = 0.41 kN*m	Vy,Ed = -0.11 kN
Nc,Rd = 472.15 kN	My,Ed,max = -17.54 kN*m		Mz,Ed,max = 0.41 kN*m
	Vy,T,Rd = 186.28 kN		
Nb,Rd = 472.15 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m	Mz,c,Rd = 6.13 kN*m	Vz,Ed = -0.56 kN
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m	MN,z,Rd = 6.13 kN*m	Vz,T,Rd = 131.02 kN
	Mb,Rd = 21.37 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 28.05 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.62
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.02	fi,LT = 1.13	XLT,mod = 0.73

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

**VIII.5 Lisses de bardage****Vérification de la résistance****Condition de résistance**

La condition à vérifier est la suivante :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Résultats obtenus par logiciel **ROBOT** :

$$M_y = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 13.65 \text{ KN.m}$$

On a un **UAP 175** classe 1  $\rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$\left[ \frac{10.73}{40.29} \right]^2 + \left[ \frac{13.65}{11.19} \right]^1 = 1.29 > 1 \quad \text{(Non vérifiée)}$$

On augmente la section : **UAP 200**

Avec :

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 289.9 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 68.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 72.78 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1} = 17.1 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{10.73}{68.12} \right]^2 + \left[ \frac{13.65}{17.1} \right]^1 = 0.82 < 1 \quad \text{(Vérifiée)}$$

**VIII.6 potelets****VIII.6.1 Condition de résistance**

$$N_S = 41.52 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 64.3 \times \frac{23.5}{1} = 1511.05 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl} = 0.25 \times 1511.05 = 377.76 \text{ KN}$$

$$N_{plw} = A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$N_{plw} = A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 15.9 \times \frac{23.5}{1} = 373.65 \text{ KN}$$

$$0.5 N_{plw} = 186.82 \text{ KN}$$

$$\min(0.5 N_{plw} ; 0.25 N_{pl}) = \min (186.82 \text{ KN} ; 377.76 \text{ KN}) = 186.82 \text{ KN}$$

$$N_S \leq 0.5 N_{plw} \quad \Leftrightarrow \text{Donc } M_R = M_{pl} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl} = 568.5 \times \frac{23.5}{1} = 133.59 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 106.62 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 106.62 \text{ KN.m} \leq M_R = M_{pl} = 133.59 \text{ KN.m}$$

⇨ Vérifiée

#### IV.6.2 Condition de la stabilité (ELU : Flambement avec risque de diversement)

Vérification à faire est :

$$\frac{N_S}{x_z \cdot N_{pl}} + \frac{K_{lt} \cdot M_S}{x_{lt} M_{pl}} \leq 1.$$

$$x_z = 0.9335$$

$$x_{min} = \min (x_y = 0.5945 ; x_z = 0.9335) = 0.5945$$

$$K_{lt} = 1$$

$$N_S = 41.52 \text{ KN}$$

$$M_S = 106.62 \text{ KN.m}$$

$$M_R = M_{pl} = 133.59 \text{ KN.m}$$

$$x_{min} = 0.5945$$

$$N_{pl} = 1511.05 \text{ KN}$$

$$x_z = 0.9335$$

$$x_{LT} = 0.948$$

#### Vérification au flambement avec risque du diversement

$$\frac{N_S}{x_z \cdot N_{pl}} + \frac{K_{lt} \cdot M_S}{x_{lt} M_{pl}} = 0.87 \leq 1$$

→ C'est vérifier

#### Conclusion

Le HEA 220 convient comme potelet.

## VIII.7 Poteaux

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 1 poteau

**PIECE:** 2754 Poteau 1\_2754

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 0.47 L =$

4.10 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 38 G+Q-1.2Ey (1+7)\*1.00+19\*-1.20

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235000.00$  kPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm <sup>2</sup>	Az=37.28 cm <sup>2</sup>	Ax=112.53 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm <sup>4</sup>	Iz=6309.56 cm <sup>4</sup>	Ix=75.30 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wply=1383.40 cm <sup>3</sup>	Wplz=641.18 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 135.05 kN	My <sub>Ed</sub> = 0.28 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -110.64 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.94 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 2644.41 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 1.74 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -110.64 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1283.17 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 1109.81 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 325.10 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 150.68 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -0.47 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 325.10 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 150.68 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 504.90 kN
			Tt <sub>Ed</sub> = -0.05 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 8.65 m	Lam <sub>y</sub> = 0.51
Lcr,y = 6.05 m	Xy = 0.88
Lamy = 47.53	kzy = 0.44



en z:

Lz = 8.65 m	Lam <sub>z</sub> = 1.23
Lcr,z = 8.65 m	Xz = 0.42
Lamz = 115.52	kzz = 1.06

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.73 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 47.53 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 115.52 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

**Conclusion**

Donc tous les profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis. Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Éléments		Profilés adoptés	
Toiture	Pannes		IPE 160
	Poutre sablière		HEA 100
	Poutre au vent		CAE (50× 50 × 6)
	Ferme	Membrures supérieur	2CAE (70×70×9)
		Membrures inférieur	2CAE (60× 60 × 6)
		Diagonales	2CAE (50× 50 × 5)
		Montants	2CAE (60× 60 × 7)
Éléments secondaire	Potelets		HEA 220
	Plancher	Poutre Principales	HEB 280
		Poutre secondaire	IPE 120
Éléments principaux	Poteaux		HEA 300
Bardage	Lisse de bardage		UAP 220
Contreventement	Palé de stabilité		CAE (50× 50 × 6)

**Tableau VIII.1** : Les profilés adoptés pour tous les éléments de la structure

# **Chapitre IX**

## **Calcul des assemblages**

## Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondance importante et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

### IX.1. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### IX.1.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau IX.1** : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe.

#### IX.1.2. Le soudage

En charpente soudée, les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

#### IX.1.3. Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts d'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulon HR.

#### IX.1.4. Coefficients partiels de sécurité (chap. 6.1.2 eurocode3)

-Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1.25$

- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{MB} = 1.5$

**IX.1.5. Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))**

Un bon assemblage par boulon HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu = 0.5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu = 0.4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes
Surface de classe C	$\mu = 0.3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu = 0.2$	Pour surfaces non traitées

**Tableau IX.2 :** Valeurs des coefficients de frottements  $\mu$  selon la surface de cisaillement.

**IX.2. Rôle des assemblages**

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotage).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
D (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
$d_0$ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A ( $mm^2$ )	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
$A_s$ ( $mm^2$ )	36.3	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\emptyset$ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\emptyset$ clé (mm)	21	27	30	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

**Tableau IX.3 :** Principales caractéristiques géométriques des boulons.

$d$  : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

$d_0$  : Diamètre nominal du trou.

$A$  : section nominale du boulon.

$A_s$  : Section résistante de la partie filetée.

### IX.3. Assemblage des éléments de la ferme

Les fermes sont généralement constituées avec des cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profilés constitutifs.

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Éléments	Membrures supérieures	Membrures Inferieur	Diagonales	Montants
Efforts (KN)	212.25	172.07	-180.75	64.78
Sections (mm)	2L (70×70×9)	2L (60×60×6)	2L (60×60×7)	2L (50×50×5)

Tableau IX.4 : Efforts dans les éléments de la ferme.

#### N.B :

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est  $F/2$ .

#### IX.3.1. Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau IX.5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort

- Pour les membrures supérieures :  $N = 212.25 > 200$  kN
- Pour les membrures inférieures :  $N = 172.07$  kN  $> 200$  kN
- Pour les diagonales :  $N = -180.75$  kN  $> 200$  kN
- Pour les montants :  $N = 64.78$  kN  $< 200$  kN

**Donc on choisit  $t_{\max} = 10$ mm.**

**IX.3.2. Pré dimensionnement de la gorge**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$ : Épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 8\text{mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \rightarrow \text{on prend } a = 5\text{ mm}$$

**IX.3.3 Les longueurs de soudures**

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d}{d'}\right)}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

$N/2$  : Effort repris par chaque cornère.

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité ;  $\gamma_{m0} = 1.25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation ;  $\beta_w = 0.8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture ;  $f_u = 360\text{ MPa}$

$a$  : Gorge de la soudure ;  $a = 5\text{ mm}$

$d$  : Distance du centre de gravité au talon.

$d'$  : Distance du centre de gravité au talon.

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudure sont données dans le tableau suivant :

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d'(cm)	d (cm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Membrure supérieure	2L (70×70×9)	6.95	2.05	7.8	2.3	5
Membrure inférieure	2L (60×60×6)	4.31	1.69	5.9	2.3	5
Diagonale	2L (60×60×7)	5.27	1.73	6.5	2.1	5
Montant	2L (50×50×5)	3.6	1.4	2.2	0.8	5

Tableau IX.6 : Dimensions des cordons de soudure.

**IX.4. Assemblage poteau-ferme**

Les montants qui sont assemblés au poteau sont des doubles corniers **2L (50×50×5)**

**IX.4.1. La disposition constructive des boulons**

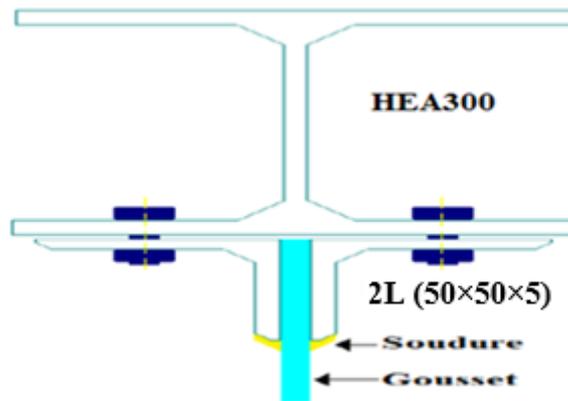


Figure IX.1 : Représentation de l’assemblage Poteau-ferme

On considérera forfaitairement six (6) rangées de boulon M16 de classe 8.8 (boulon HR) ;

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

2L (50×50×5); t= 10 mm ; de longueur de 100 cm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{D'ou} \quad \begin{cases} 21.16\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \\ e_2 > 27\text{mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 50\text{mm} \\ p_1 = 60\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \end{cases}$$

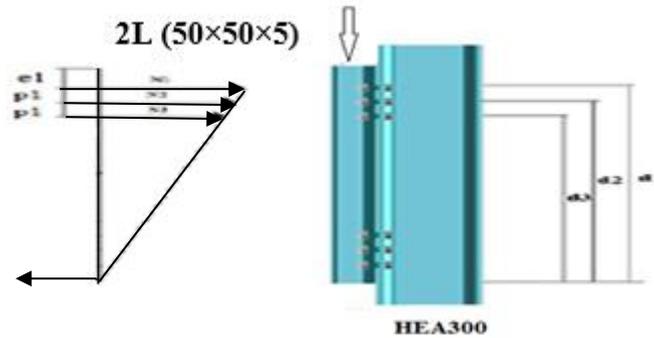


Figure IX.2 : Distribution des efforts.

• L'ELU : Cas (G+1.5Q)

$$M_u = 100.67 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 60.47 \text{ KN}$$

Les trois rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

$d_i$  : La distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inférieure.

$$d_1 = 100 - 5 = 95\text{cm}$$

$$d_2 = 95 - 6 = 89\text{cm}$$

$$d_3 = 89 - 6 = 83\text{cm}$$

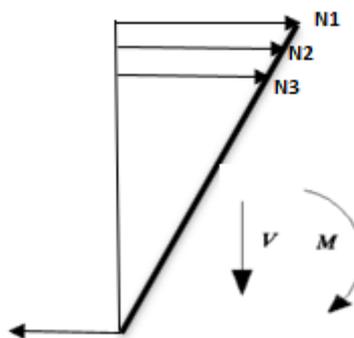


Figure IX.3 : Distribution des efforts.

$$N_1 = \frac{100.67 \times 0.95}{0.95^2 + 0.89^2 + 0.83^2}$$

$$N_1 = 40.12 \text{ KN}$$

$$N_2 = 37.59 \text{ KN}$$

$$N_3 = 35.05 \text{ KN}$$

$$N_1 = 40.12 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Effort de traction sur le boulon le plus sollicité.}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

$n$  : Nombre de boulons.

$p$  : Nombre de plans de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{60.47}{12 \times 1} = 5.03 \text{ KN}$$

#### IX.4.2. Vérification

##### IX.4.2.1. Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8 F_{t,sd}) / \gamma_{ms} \quad (\text{EC3 Art 6.5.8.4})$$

$$F_{p,cd} = 0.7 f_{ub} A_s$$

- $F_{p,cd}$  : Effort de précontrainte.
- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance) ;  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$
- $A_s$  : Section résistante de la partie filetée ;  $A_s = 157 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{ms}$  : Coefficient de sécurité ;  $\gamma_{ms} = 1.25$
- $K_s$  : Facteur de forme ; trous nominaux  $K_s = 1$
- $n$  : Nombre de plan de contact ;  $n = 1$
- $\mu$  : Coefficient de frottement surface brossée ;  $\mu = 0.3$

On a :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{40.12}{2} = 20.06 \text{ KN}$$

$$F_{p,cd} = 0.7f_{ub}A_s$$

$$F_{p,cd} = 0.7 \times 80 \times 1.57 = 87.92 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = K_s n \mu (F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd}) / \gamma_{ms}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 1 \times \frac{0.3(87.92 - 0.8 \times 20.06)}{1.25} = 17.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5.03 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 17.24 \text{ KN} > F_{v,sd} = 5.03 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

#### IX.4.2.2. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{mb}$$

$d_m$  : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon M16.

$$\Rightarrow d_m = 24.58 \text{ mm}$$

$t_p$  : L'épaisseur de la cornière ;  $t_p = 10 \text{ mm}$

$f_u$  : La limite de rupture ;  $f_u = 360 \text{ MPa}$

$$F_{t,sd} = 20.06 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 133.43 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 20.06 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 133.43 \text{ KN} \text{ (Vérifiée)}$$

#### IX.4.2.3. Vérification à la pression diamétrale

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = 99.07 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 20.06 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 99.07 \text{ KN} \quad \text{(Vérifiée)}$$

**IX.4.2.4. Vérification de l'assemblage long**

La résistance au cisaillement  $V_{Rd}$  doit être minorée par un coefficient  $B_{Lf}$  si la distance entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurée dans la direction de la transmission des efforts est supérieur à  $15d$ ,  $d$ : étant le diamètre nominal des boulons.

La longueur de l'assemblage est :  $L_j = 1000 - (2 \times 50) = 900 \text{ mm}$

$$15 \times d = 240 \text{ mm}$$

$$L_j = 900 \text{ mm} > 15 \times d = 240 \text{ mm} \Rightarrow \text{Assemblage long.}$$

D'où l'effort résistant  $V_{Rd}$  sera réduit avec un coefficient  $B_{Lf}$ .

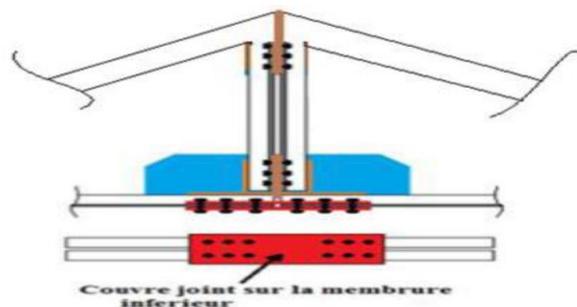
$$B_{Lf} = 1 - \left( \frac{L_j - 15 \times d}{200 \times d} \right)$$

$$B_{Lf} = 1 - \left( \frac{900 - 15 \times 16}{200 \times 16} \right)$$

$$B_{Lf} = 0.79$$

$$V_{Rd} = B_{Lf} \times F_{s,Rd} = 0.79 \times 17.24 = 13.61 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 13.61 \text{ KN} > V_{sd} = 5.03 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

**IX.5. Assemblage du couvre joint**

**Figure IX.4 :** Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.

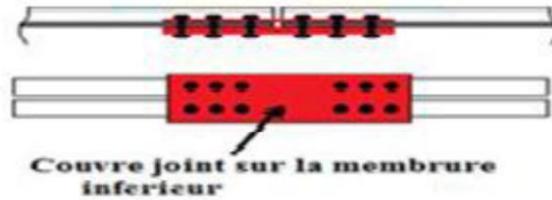
On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M16 de classe 6.8 :

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 t_{max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 t_{max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 t_{max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} \quad e_2 = 35 \text{ mm} \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$

## IX.5.1. Assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure



**Figure IX.5 :** Détail d'assemblage du couvre joint dans la membrure inférieure.

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir :

G+1.5V

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{ELU} = -320.73 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = -192.58 \text{ KN}$$

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement  $F_{s,Rd}$  est donnée par la formule :

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 80 \times 1.57}{1.25} = 21.1 \text{ KN}$$

Avec :

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$$\text{Boulon de classe 8.8} \Rightarrow f_u = 800 \text{ MPa}$$

$$\text{Boulon M12} \Rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est :

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n \geq \frac{\frac{N}{2}}{F_{s,Rd} \cdot p} = \frac{320.73/2}{21.1 \times 2} = 3.8$$

Soit :  $n = 4$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 80 \times 1.57}{1.1} = 23.97 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p} = \frac{192.58/2}{4 \times 1} = 24.07 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 24.07 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 23.97 \text{ KN} < F_{V,sd} = 24.07 \text{ KN} \quad (\text{Non vérifiée})$$

On redimensionne le boulon ;

On choisit boulon M18 de classe 8.8.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 80 \times 1.92}{1.1} = 29.32 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 29.32 \text{ KN} > F_{V,sd} = 24.07 \text{ KN}$$

● **Vérification à la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha f_u dt_p}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 36 \times 1.8 \times 1.2}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 133.74 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N/2}{n \cdot p} = \frac{320.73/2}{4 \times 1}$$

$$F_{V,sd} = 40.09 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 40.09 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 133.74 \text{ KN} (\text{Vérifiée})$$

- **Pour la platine :**

On prend :  $t_p = 12 \text{ mm}$

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0 - 0.25}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.86 \times 36 \times 1.8 \times 1.2/1.25$$

$$F_{b,Rd} = 133.74 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{320.73}{16 \times 1} = 20.04 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 20.04 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 133.74 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

#### - Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 A_{nette} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (120 - 20) \times 12 = 1200 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 5510 - (20 \times 12) - 1200 = 4070 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.46$$

$$A_{nette} = 6144.4 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 6144.4 \times \frac{360}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 1592.62 \text{ KN} > N_{ELU} = 320.73 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

### IX.6. Assemblage de l'échantignole

#### IX.6.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{Vz}/2$  (chaque boulon reprend une seule panne). Voir schéma statique de l'échantignole (Fig. III chapitre II).

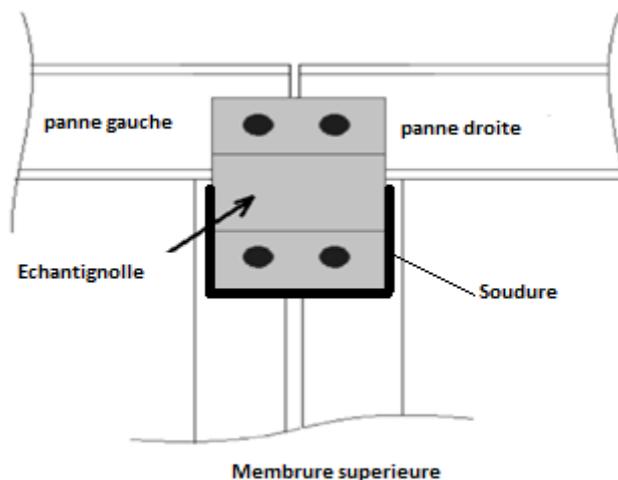


Figure IX.6 : Vue de face de l'échantignole

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M12** de classe 6.8

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.843 \text{ cm}^2$$

$R_{Vzmax} = 21.5 \text{ KN}$  Est celui dû au vent (voir chapitre III calcul de l'échantignolle).

$$F_{v.sd} = \frac{R_{Vzmax}}{2} = 10.75 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V,Rd} = 20.23 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 20.23 \text{ KN} > F_{v.sd} = 10.75 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

### IX.6.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable sous la combinaison : G+1.5V1

$$V_z = 10.75 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.504 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire **M12** de classe 6.8 :  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,sd} < F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times A_s \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{t,Rd} = 30.34 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 20.23 \text{ KN}$$

$$\frac{10.75}{20.23} + \frac{0.504}{1.4 \times 30.34} = 0.54 \leq 1$$

$$F_{t,sd} = 0.504 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 30.34 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée.

## IX.7. Assemblage de palée de stabilité

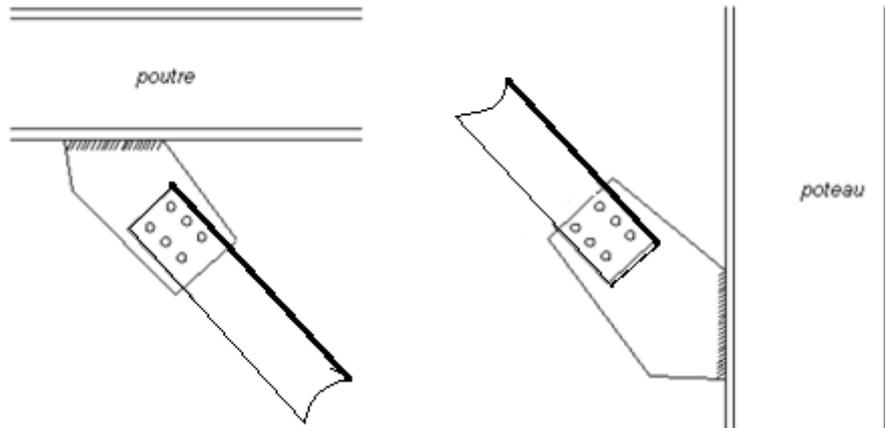


Figure IX.7 : Détails d'assemblage des supports.

## IX.7.1. Dimensionnement de l'assemblage de liaison palée-gousset

Distribution de  $N_u$  sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = -51.36 \text{ KN}$$

En utilisant des boulons ordinaires de classe 6.8.

On fixe le nombre de boulons on choisit  $nb = 3$  par cornière.

On distribue l'effort  $N_u$  sur les boulons :

$$F_{V,sd} = \frac{N_u}{n \times p}$$

$$F_{V,sd} = \frac{51.36}{3 \times 2}$$

$$F_{V,sd} = 8.56 \text{ KN}$$

**Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V,Rd} = 0.5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0.5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{1.25 \times 8.56}{0.5 \times 600}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 35.66 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 ;  $A_s = 157 \text{ mm}^2$  ,  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

Distribution géométrique :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\frac{e_1}{3d_0} \geq 1 \Rightarrow e_1 \geq 3d_0$$

$$e_1 = 6 \text{ cm}$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \geq 1 \Rightarrow p_1 \geq 1.25 \times 3d_0$$

$$p_1 = 7 \text{ cm}$$

• **Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$l = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 5$$

$$l = 10 \text{ cm}$$

$$l \leq 15d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

L'assemblage n'est pas long.

• **Pression diamétrale :**

a) **Vérification de la cornière :**

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{N_u}{3} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_{corn} / \gamma_{mb}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{51.36}{3} = 17.12 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\rightarrow \alpha = \min (1.11; 1.04; 1.25; 1)$$

$$\rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.6 \times \frac{0.5}{1.25} = 57.6 \text{ KN}$$

$$F_{b, \text{cornière}} = 8.56 \text{ KN} < F_{b, Rd} = 57.6 \text{ KN} (\text{Vérifiée})$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

### b) Rupture de la section nette :

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{\text{nette}} f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{nette}} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 18) \times 6 = 192 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{tot}} - (d_0 \times e) - A_1 = 569 - (18 \times 6) - 192 = 269 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.68$$

$$A_{\text{nette}} = 2 \times (185 + 0.7 \times 269) = 749.84 \text{ mm}^2$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 \times 749.84 \times \frac{360}{1.25} = 194.23 \text{ KN}$$

$$N_{u, Rd} = 194.23 \text{ KN} > F_{V, sd} = 8.56 \text{ KN} (\text{Vérifiée})$$

### IX.7.2. Dimensionnement du cordon de soudure

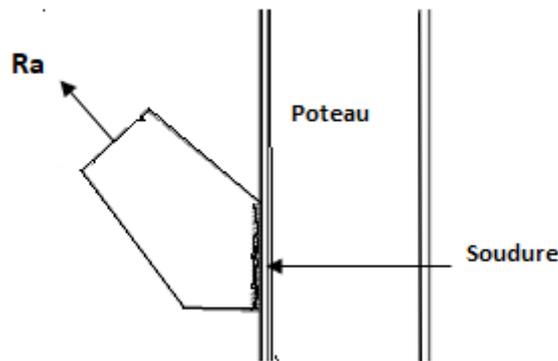


Figure IX.8 : Cordon de la soudure.

$$R_{A, B} = N_u = 51.36 \text{ KN}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

On prend l'épaisseur du gousset :  $t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 4 \text{ mm}$

D'après EC3 :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

Donc on prend :

$$a = 4 \text{ mm}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$\gamma_{mw} = 1.25$  (Assemblage soudé).

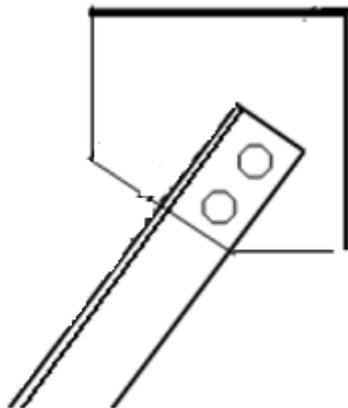
$\beta_w = 0.8$  ( $f_u = 360 \text{ MPa}$ )

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8 \times 51.36}{0.4 \times 36}$$

Soit :  $l = 6.2 \text{ cm}$

## IX.8. Assemblage poutre au vent

### IX.8.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset



**Figure IX.9 :** Assemblage diagonale gousset.

Distribution de  $N_u$  sur les boulons :

$$N_{t,sd} = N_u = 18.55 \text{ KN}$$

En utilisant de boulons ordinaires de classe 6.8

On choisit le nombre de nb=2 par cornière.

$$F_{V,sd} = \frac{N_u}{n \times p} = \frac{18.55}{2 \times 1} = 9.275 \text{ KN}$$

**Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V,Rd} = 0.5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0.5 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1.25 \times 9.275}{0.5 \times 600}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 38.64 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 ;  $A_s = 84.3 \text{ cm}^2$  ,  $d_0 = 1.3 \text{ mm}$

Distribution géométrique :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\frac{e_1}{3d_0} \geq 1 \Rightarrow e_1 \geq 3d_0$$

$$e_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \geq 1 \Rightarrow p_1 \geq 1.25 \times 3d_0$$

$$p_1 = 5 \text{ cm}$$

• **Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$l = (n - 1)P_1 = (2 - 1) \times 5 = 5 \text{ cm}$$

$$l \leq 15d = 15 \times 1.3 = 19.5 \text{ cm}$$

L'assemblage n'est pas long.

• Pression diamétrale :

a) Vérification de la cornière :

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{N_u}{2} \leq F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u dt_{\text{corn}} / \gamma_{mb}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = \frac{18.55}{2} = 9.275 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\rightarrow \alpha = \min (1.02; 1.03; 1.66; 1)$$

$$\rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 36 \times 1.2 \times \frac{0.5}{1.25} = 43.2 \text{ KN}$$

$$F_{b \text{ cornière}} = 9.275 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 43.2 \text{ KN (Vérifiée)}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

b) Rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9A_{\text{nette}}f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{nette}} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 13) \times 5 = 185 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{tot}} - (d_0 \times e) - A_1 = 480 - (13 \times 5) - 185 = 230 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2}$$

$$\varepsilon = 0.7$$

$$A_{\text{nette}} = 2 \times (185 + 0.7 \times 230) = 692 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 692 \times \frac{360}{1.25} = 179.36 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 179.36 \text{ KN} > F_{V,sd} = 9.275 \text{ KN (Vérifiée)}$$

## IX.8.2. Dimensionnement de cordon de soudure

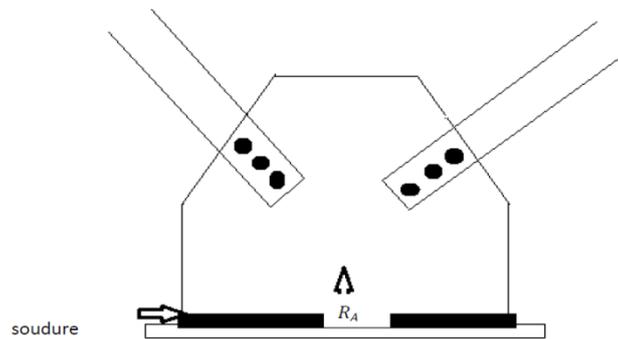


Figure IX.10 : Cordon de soudure.

$$R_A = N_u = 18.55 \text{ KN}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

On prend l'épaisseur du gousset :  $t = 6 \text{ mm}$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$\Rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 3 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 3 \text{ mm}$

D'après EC3 :

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

Donc on prend :

$$a = 3 \text{ mm}$$

$$R_A \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w R_A}{a \cdot f_u}$$

$\gamma_{mw} = 1.25$  (Assemblage soudé).

$\beta_w = 0.8$  ( $f_u = 360 \text{ MPa}$ )

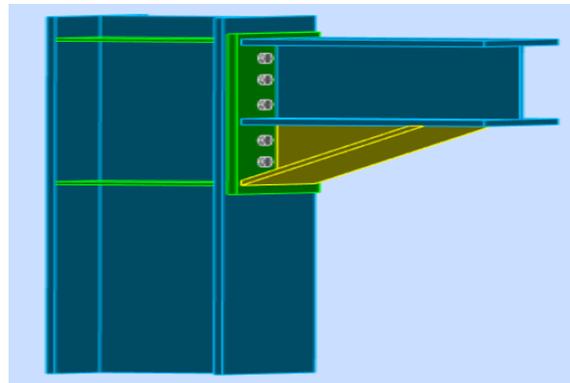
$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8 \times 18.55}{0.3 \times 36}$$

Soit :  $l = 4 \text{ cm}$

**IX.9. Assemblage poteau-poutre maitresse**

On calculera l'assemblage le plus sollicité : Sous la combinaison (1.35G+1.5Q+V2)

$$\begin{cases} M = 265.99 \text{ KN} \\ V = 206.68 \text{ KN} \end{cases}$$

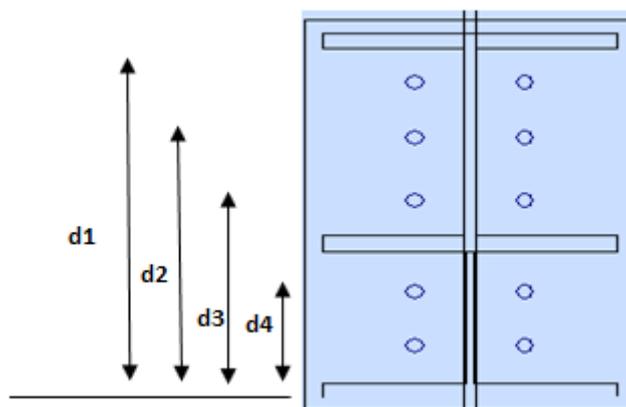


**Figure IX.11 :** Vue 3D de l'assemblage poteau-sommier.

**IX.9.1. Assemblage poteau-platine**

**a) Détermination des efforts dans les boulons :** On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliqués se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$\begin{cases} d_1 = 290 \text{ mm} \\ d_2 = 230 \text{ mm} \\ d_3 = 160 \text{ mm} \\ d_4 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$



**Figure IX.12 :** Assemblage poteau-platine.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{100.68 \times 0.29}{0.29^2 + 0.23^2 + 0.16^2 + 0.06^2} = 175.67 \text{ KN}$$

$$N_2 = 139.32 \text{ KN}$$

$$N_3 = 96.62 \text{ KN}$$

$$N_4 = 36.34 \text{ KN}$$

### b) Pré dimensionnement des boulons :

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine - semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$$N_1 \leq n \times F_p \dots \dots \dots (1)$$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} \dots \dots \dots (2)$$

$F_p$  : Force de précontrainte.

$n$  : Le nombre de boulons par rangée.

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$  (Boulons de classe ...).

De (1) et (2) :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times n \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{175.67 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times 600} = 209.13 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$  On adopte pour des boulons M20 de classe 6.8 ;  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

### c) Vérification au moment :

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times n \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times 2 \times 245 \times 600 = 205.8 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_{Rd} = \frac{205.8 \times (0.29^2 + 0.23^2 + 0.16^2 + 0.06^2)}{0.29} = 117.94 \text{ KN.m}$$

$$M = 100.68 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 117.94 \text{ KN.m} (\text{Vérifiée})$$

d) vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :

$n=10$  boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V}{n} = \frac{28.86}{10} = 2.886 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = K_s \times \mu \times n \times \left( \frac{F_p - 0.29 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{ms}} \right)$$

$$F_{V,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \left( \frac{102.9 - 0.29 \times \frac{175.67}{2}}{1.25} \right) = 18.58 \text{ KN}$$

Avec :

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0.7 \times 245 \times 600 = 102.9 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 2.886 \text{ KN} < F_{V,Rd} = 18.58 \text{ KN (Vérifiée)}$$

### IX.9.2. Assemblage platine-poutre

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure.

$$\begin{cases} M = 266.3 \text{ KN.m} \\ V = 206.75 \text{ KN} \\ N = -63.17 \text{ KN (Comprésion)} \end{cases}$$

a) Epaisseur de la platine :

$$\text{Soit : } t = 15 \text{ mm}$$

b) Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 7.5 \text{ mm}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

c) Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 7.5 \text{ mm} \quad a = 5 \text{ mm}$$

**d) Distribution des efforts sur les différents cordons :****• Cordon âme platine :**

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V}{2} = \frac{206.75}{2} = 103.375 \text{ KN}$$

$$l = h - 2t_f = 240 - 2 \times 17 = 206 \text{ mm}$$

$$N \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w} \text{ EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{N \times \sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}{a \times f_u}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{63.17 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.5 \times 36} = 6.07 \text{ cm}$$

$$l = 20.6 \text{ cm} > 6.07 \text{ cm} (\text{Vérifiée})$$

**• Cordon semelle :**

$$l = h - 2t_w = 280 - 2 \times 10.5 = 259 \text{ mm}$$

$$N \leq \frac{a \cdot l \cdot f_u}{\sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w} \text{ EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$\Rightarrow l \geq \frac{N \times \sqrt{3} \gamma_{mw} \beta_w}{a \times f_u}$$

$$l \geq \frac{63.17 \times \sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8}{0.5 \times 36}$$

$$\Rightarrow l \geq 6.07 \text{ cm}$$

$$l = 25.9 \text{ cm} > 6.07 \text{ cm} (\text{Vérifiée})$$

**IX.10. Assemblage poutre-solive**

Les solives sont articulées aux poutres porteuses par des cornières d'attache.

L'effort tranchant 'V' repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 16.79 \text{ KN}$$

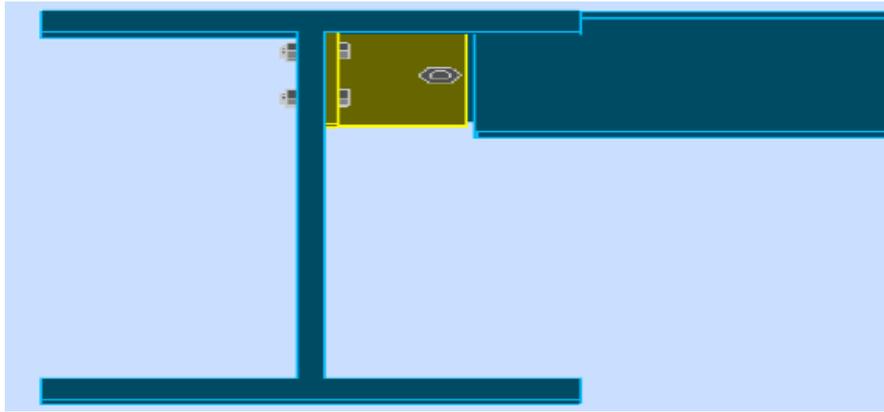


Figure IX.13 : Assemblage poutre-solive.

## a) Choix des boulons :

## • Coté solive :

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub}$$

$$\frac{F}{nb} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times \mu \times n \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{16.79 \times 1.25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 0.7 \times 800}$$

$$A_s \geq 31.23 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M12** de **classe 8.8**, avec :  $A_s = 58 \text{ mm}^2$

## • Coté poutre porteuse :

Soit un boulon M12 de classe 8.8 ( $A_s = 58 \text{ mm}^2$ ) avec une cornière L(80 × 80 × 8).

## b) Disposition constructives :

Distances entre axes des boulons :

$$P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

## c) Vérification des boulons :

## • Poutre porteuse :

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 A_s f_{ub} = 0.7 \times 1 \times 800 \times 58 = 32.48 \text{ KN}$$

$$K_s \times \mu \times n \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{32.48}{1.25} = 7.79 \text{ KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 4.45 \text{ KN} < 7.79 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

## • Solive :

$$\frac{F_V}{n_b} = \frac{17.8}{2} = 8.9 \text{ KN}$$

$$F' = 2 \times 7.79 = 15.58 \text{ KN}$$

$$\frac{F_V}{n_b} = 8.9 \text{ KN} < F' = 15.58 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

**IX.11. Pieds de poteaux encastrés (HEA300)****Introduction**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assise en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « Platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas on a un seul type de pieds à calculer, les poteaux (HEA300) qui sont encastrés à leurs bases.

**IX.11.1. Dimensionnement des tiges d'ancrages :**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable.

$$N_t = 450.67 \text{ KN}$$

$$M = 93.11 \text{ KN.m}$$

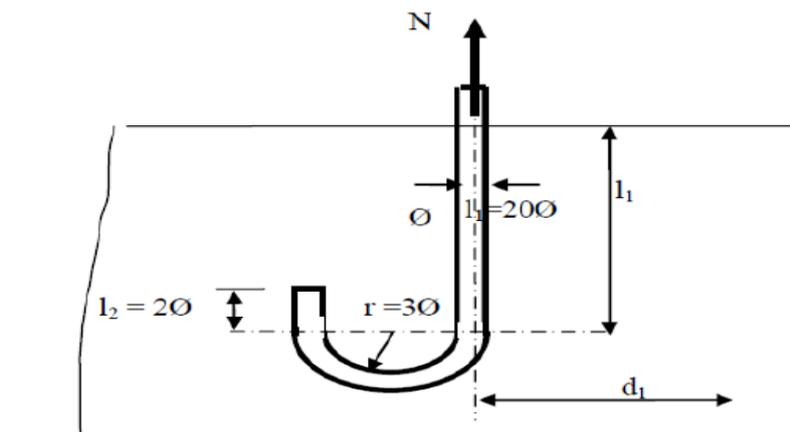


Figure IX.14 : Tige d'ancrage du pied du poteau.

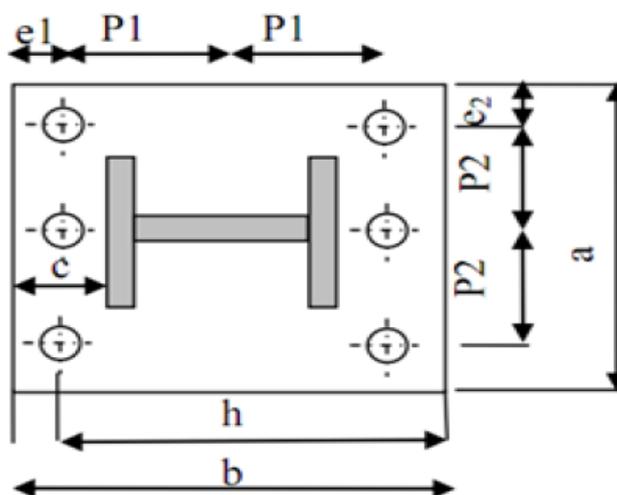


Figure IX.15 : Dispositions constructives.

$$b = h + 2c$$

$$h = 290 \text{ mm}$$

$h$  : la hauteur de la section HEA300  $\Rightarrow h = 290 \text{ mm}$ .

$$c = c' = 100 \text{ mm}$$

$$b = 290 + 2 \times 100 = 490 \text{ mm}$$

$$a = b' + 2c'$$

$$b' = 300 \text{ mm}$$

$$a = 500 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction  $N_a$ .

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

Avec :

$N_{st}$  : Effort sollicitant de traction.

$n$  : Nombre de tiges.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} f_y$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}}$$

$$\varnothing \geq 2.01 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing = 2.2 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$g_c$  : C'est le dosage en ciment du béton ;  $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$

$$r = 3\varphi = 3 \times 2.2 = 6.6 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\varphi = 2 \times 2.2 = 4.4 \text{ cm}$$

$$l_2 = 20\varphi = 20 \times 2.2 = 44 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 6.4 \times 3\varphi + 3.5 \times 2\varphi)$$

$$N_a = 51.83 \text{ KN}$$

$$N_a = 51.83 \text{ KN} < \frac{N_t}{n} = 75.1 \text{ KN} \quad (\text{Non Vérifiée})$$

On prend :  $\varnothing = 3 \text{ cm}$

$$N_a = 84.88 \text{ KN} > \frac{N_t}{n} = 75.1 \text{ KN} \quad (\text{Vérifiée})$$

**IX.11.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{93.11}{450.67} = 20.66 \text{ cm}$$

$$h = 29 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = 4.8 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6} \Rightarrow$  L'effort normal à l'extérieur du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

**• La position de l'axe neutre élastique :**

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + \frac{6 \times A \times n \times l \times h'}{b} - \frac{6 \times A \times n \times l \times h}{b} = 0$$

Avec :

$$A = 21.21 \text{ cm}^2$$

(A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$$l = 60 \text{ cm}$$

$$h = 29 \text{ cm}$$

$$b = 49 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$\Rightarrow h' = 16.41 \text{ cm}$$

**IX.11.3. Vérification vis-à-vis du risque de l'écrasement du béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b \leq f_{bc}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa (Béton de classe 25/30)}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times N_{sd} \times l}{h'(h - \frac{h'}{3})b} = \frac{2 \times 450.67 \times 60}{16.41 \left(29 - \frac{16.41}{3}\right) 49}$$

$$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa} < f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

#### IX.11.4. Vérification des tiges tendues

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_a \leq 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{(h - \frac{h'}{3})} = \frac{450.67 \times 10^3}{21.21 \times 10^2} \times \frac{600 - 290 + \frac{164.1}{3}}{(290 - \frac{164.1}{3})}$$

$$\sigma_a = 32.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 32.93 \text{ MPa} < 204.34 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

#### IX.11.6. Vérification vis-à-vis du risque d'arrachement des tiges d'ancrage

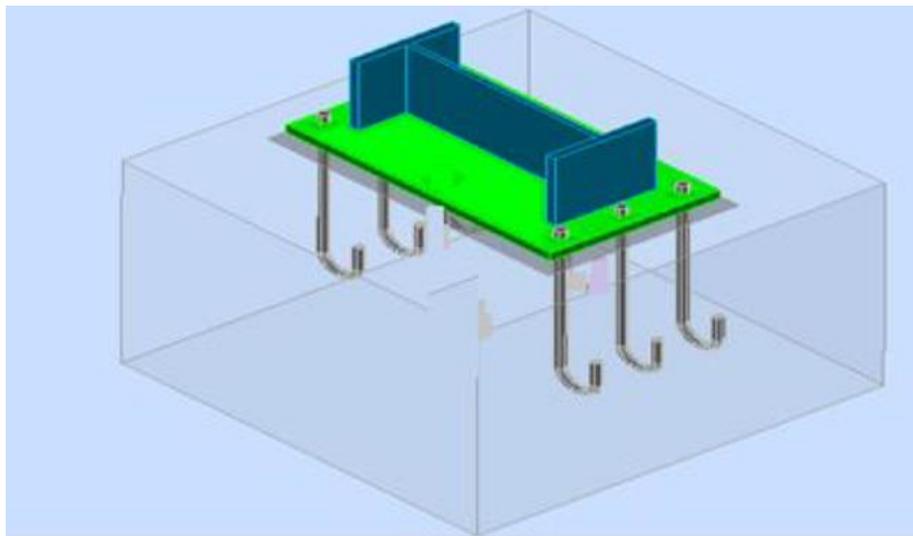


Figure IX.16 : Vue en 3D du pied de poteau encastré.

#### c) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

##### • Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur  $t$ ,

$$\text{sont: } M_1 = 2.85 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3}$$

$$M_1 = 0.145 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{1.11}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.037 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.108 \text{ KN.m}$$

- le module d'inertie de la platine

pour  $b = 1 \text{ cm}$  :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.108 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.66 \text{ cm.}$$

$$t \geq 1.66 \text{ cm}$$

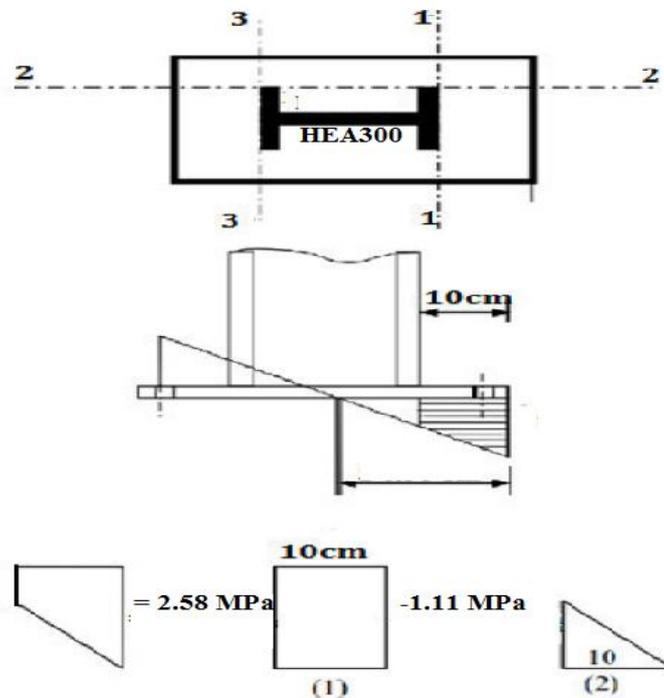


Figure IX.17 : Diagramme des contraintes et lignes de rupture.

- Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M_1 = 0.1425 \text{ KN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{0.1425 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.90 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.90 \text{ cm}$$

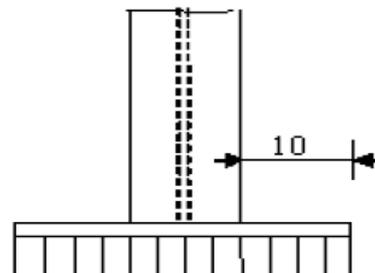


Figure IX.18 : Vérification de la section 2-2.

• Vérification de la section 3-3 :

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 21.21 \times 39.9 \times 10^{-1} = 69.84 \text{ KN.}$$

$$M = 69.84 \times 0.1 = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 \cdot t^2}{6}$$

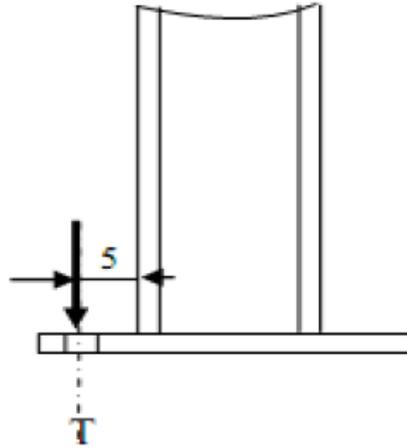


Figure IX.19 : Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{6.84 \times 6}{50 \cdot t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6.84 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0.188 \text{ cm} \text{ donc } t \geq 0.066 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On prendra une platine d'épaisseur :  $t = 2 \text{ cm.}$

# **Chapitre X**

**Etude de l'infrastructure**

## INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de leur bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### X.1 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.

#### Les caractéristiques du sol

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 2.34 \text{ bar}$  (rapport de sol).
- Le site est de catégorie S2 qui concerne les sols fermes.
- La profondeur d'ancrage :  $D = 2 \text{ m}$

Dans notre Cas on opte pour des semelles isolées.

### X.2 Calcul des fondations sous poteaux

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$  **(RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1)**
- $0.8G - E$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ELU :  $1.35(G+Q+N)$
- ELS :  $G+0.9(Q+N)$

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1.35(G+Q+S)	G+0.9(Q+S)
$N_{max}$ (KN)	318.99	450.67	321.6
$M_y$ (KN.m)	5.07	-28.56	-20.39
$M_z$ (KN.m)	100.68	93.11	66.48
$V_y$ (KN)	46.15	-33.45	-23.89
$V_z$ (KN)	28.86	-24.15	-17.03

Tableau X.1 : Les sollicitations les plus défavorables

**X.2.1 Pré dimensionnement de la semelle**

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a\*b), donc les semelles sont rectangulaires (A\*B).

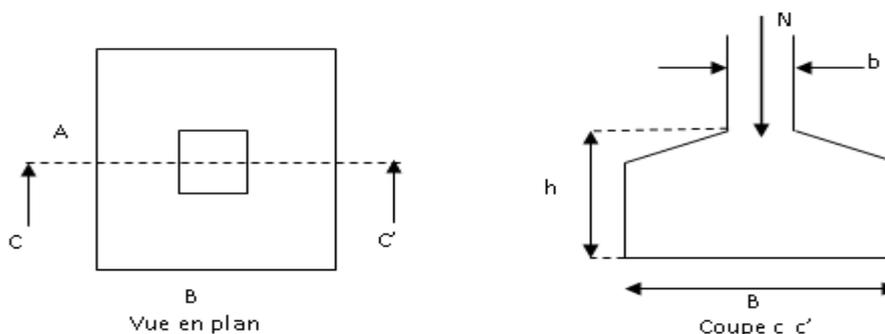


Figure X.1 : Vue d'une semelle isolée

**•Critère de non poinçonnement**

$-\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  Situation accidentelle

$-\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$  Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

on a  $\sigma_{sol}=2.34$  bars

a = 50 cm Et b = 50 cm

Ou :

a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (Voir chapitre 09 calcul des assemblages - pieds de poteau).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow B = A$$

•**Situation accidentelle :  $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$**

$$\frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left( \frac{b \times A}{a} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$1.45A^3 - A - 1.23 \leq 0 \quad \text{Avec : } e_0 = \frac{66.48}{321.6} = 0.206 \text{ m}$$

$$A = 1.5 \text{ m}$$

$$B = A = 1.5 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (50\*50) cm<sup>2</sup>

avec **A=1.5m et B = 1.5m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1.5-0.5}{4} = 0.25 \text{ cm}, \frac{1.5-0.5}{4} = 0.25 \text{ cm} \right\}$$

On prend **d = 25 cm**

$$h = d + c = 25 + 5 = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

l<sub>1</sub> : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0.30 = \mathbf{1.70m}$$

### X.2.2. Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Sens A} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{Sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \text{ Avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 234 = 468 \text{ KN/m}^2.$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 234 = 311.22 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{myo} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont données dans le tableau suivant :

Cas de Chargement	Sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)		σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)	
				Vér			Vér
ELS	Sens A	0.2	2.6 < 3.11	Vér	0.25	2.01 < 2.34	Vér
	Sens B	0.2	2.6 < 3.11	Vér	0.25	2.01 < 2.34	Vér

Tableau. X.2 : Vérification des contraintes

Les contraintes moyennes sont vérifiées donc la section de la semelle est :

**B= A = 1.5 m.**

**X.2.3. Vérification de la stabilité au renversement (RPA 99 v 2003. Art.10.1.5)**

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Sens A : e<sub>0</sub>= 0.2m < 0.375m

Sens B : e<sub>0</sub>= 0.2m < 0.375m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**X.3.4. Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq \frac{a}{6} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{24} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{Sens A}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{Sens B}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$  :

$$M_1 = (4 \times A + 0.3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times a}{\frac{A}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} \times e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens B}$$

### a) Situation durable

#### • Armatures parallèles à " A et B :

$$\begin{cases} e_0 = 0.2 > \frac{0.5}{6} = 0.08 \\ e_0 = 0.2 < \frac{1.5}{24} = 6.25 \end{cases}$$

Calcul de  $M_1$ .

$$M_1 = (4 \times 1.5 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.2) \left( \frac{\frac{1.5}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{1.5}{2} \times 0.2} \right)^2 \frac{321.6}{27}$$

$$M_1 = 316.9 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \text{ Avec : } z = 2.05$$

$$A_s = \frac{316.9 \times 10^{-3}}{2.05 \times 400} = 3.86 \text{ cm}^2.$$

#### • Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 150 \times 30 = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 150 \times 30 = 5.43 \text{ cm}^2$$

#### • Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > B/4$  sens B et  $l_s > A/4$  sens A)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}}$$

$l_s$ : longueur de scellement

$$\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\text{Suivant B : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} > B/4 = \frac{150}{4} = 37.5$$

$$\text{Suivant A : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} > A/4 = \frac{150}{4} = 37.5$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation Durable	Amin (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	St (cm)
A <sub>s</sub> (A)=A <sub>s</sub> (B)	3.86	5.43	6HA12	6.79	42.32	20

Tableau X.3 : Les armatures des semelles

**X.2.4. Schéma de ferrailage**

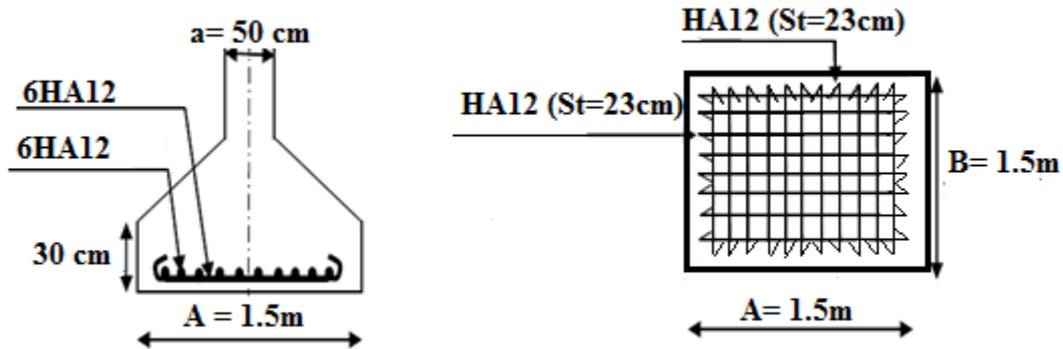


Figure X.2 : Schéma de ferrailage d'une semelle

**X.3. Calcul des longrines**

**Introduction**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction, ils sont en béton armé ou en béton précontraint.

**X.3.1. Pré dimensionnement**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 30x35) cm<sup>2</sup>

**X.3.2. Ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N^{\max}}{\alpha} \right) \leq 20\text{KN} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

**A L'ELU**

$$N_t = \left( \frac{450.67}{15} \right) = 30.04 > 20KN$$

**A L'ELS**

$$N_t = \left( \frac{321.6}{15} \right) = 21.44 > 20KN$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$N^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$  (zone IIa, site S2)

**X.3.3 Ferrailage**

**A) Armatures longitudinales**

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.021 \times 1.15}{400} = 0.603 \text{ cm}^2;$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.021}{348} = 0.603 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

$A_{\min} > A \Rightarrow$  On ferraille avec  $A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix : **6 HA12** = 6.79  $\text{cm}^2$ .

**B) Armatures transversales**

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$  on choisit un cadre et un étrier  $\phi 8$ , pour un espacement de 18cm.

• **Vérification** : Condition de non fragilité :

$$B = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{6.79 \times 400}{2.1} = 1293.33 \text{ cm}^2$$

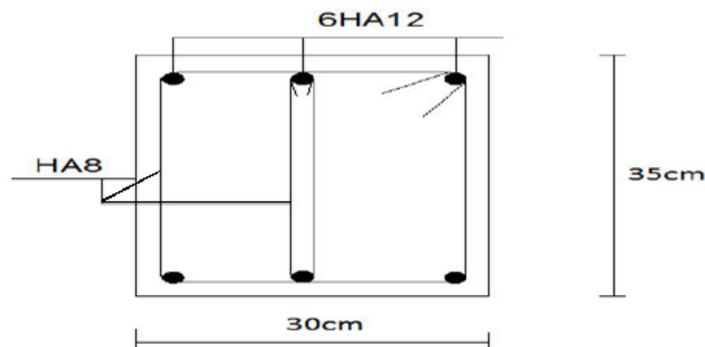
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$5.51 \text{ cm}^2 \leq A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

**(Vérifiée)**



**Figure X.3** : Schéma de ferrailage des longrines

# **CONCLUSION**

## **GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

---

L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, ainsi que de les approfondir d'avantage dans le domaine du génie civil tout en respectant la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ainsi que les différents règlements et normes de construction algériennes.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

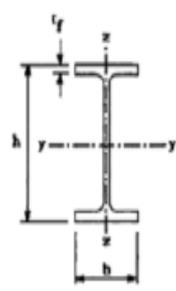
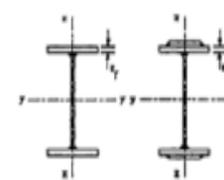
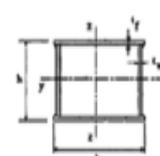
# **Références bibliographiques**

### BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. **Jean Morel**. Eyrolles Paris, 2008
- [4] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997..
- [5] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document Technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [7] Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 RPA 2003, par **Y.Cheraït**
- [8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES SELON L'EUROCODE 3, par **DAHMANI Lahlou**

# **Annexes**

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40$ mm $< t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{yk}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et	quel qu'il soit	b
	$b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Poutrelles européennes à larges ailes**

Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à l'Euronorme 53-62; HE AA 100-1000; HL 920-1100

Tolérances: EN 10034: 1993

HE 100 - 900; HE 1000 AA-M; HL AA-R

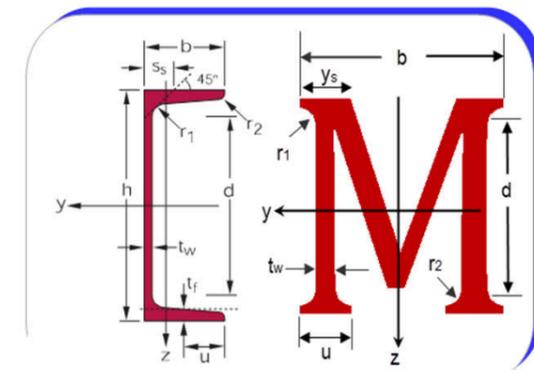
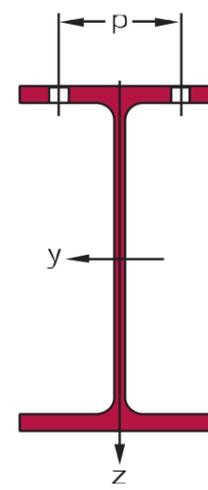
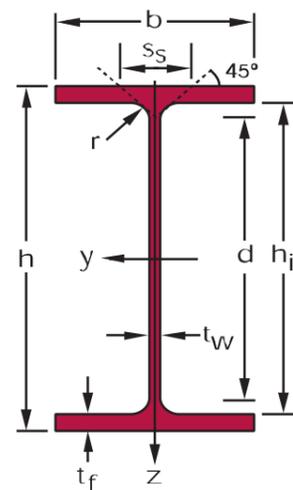
A6 - 05

HE avec  $G_{HE} > G_{HE M}$ ; HL 920; HL 1000 avec  $G_{HL} > G_{HL M}$   $G_{HE} > G_{HE M}$

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

# HEA

HE-HL



Master en Génie Civil, option: Constructions Métalliques

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface		Désignation	Valeurs statiques												Classification ENV 1993-1-1						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G	h	b	tw	tf	r	A	hi	d	Ø	Pmin	Pmax	AL	AG		G	axe fort y-y				axe faible z-z				Pure bending y-y			Pure compression									
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup> m <sup>2</sup> /t	kg/m	ly	Wel,y	Wpl,y	iy	Avz	lz	Wel,z	Wpl,z	iz	ss	lt	lw	S235	S355	S460	S235	S355	S460				
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68	HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	◇	◇	◇
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06	HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	2	1	1	2	◇	◇	◇
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21	HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	2	3	1	2	3	◇	◇	◇
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78	HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	2	3	1	2	3	◇	◇	◇
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83	HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89	HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85	HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70	HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	3	3	1	3	3	◇	◇	◇
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77	HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	2	3	3	2	3	3	◇	HI	HI
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99	HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	2	3	4	2	3	4	◇	HI	HI
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43	HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	2	3	3	2	3	3	◇	HI	HI
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98	HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	3	3	1	3	3	◇	HI	HI
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13	HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	3	3	1	3	3	◇	HI	HI
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36	HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	2	3	1	2	3	◇	HI	HI
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32	HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	3	1	2	3	◇	HI	HI
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39	HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	◇	HI	HI
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60	HE 500 A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	◇	HI	HI
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29	HE 550 A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	◇	HI	HI
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98	HE 600 A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	◇	HI	HI
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69	HE 650 A	190	175200	5474	6136	26,93	103,2	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030	1	1	1	3	4	4	◇	HI	HI
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25	HE 700 A	204	215300	6241	7032	28,75	117,0	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350	1	1	1	3	4	4	◇	HI	HI
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03	HE 800 A	224	303400	7682	8699	32,58	138,8	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51	HE 900 A	252	422100	9485	10810	36,29	163,3	13550	903,2	1414	6,50	111,1	736,8	24960	1	1	1	4	4	4	◇	HI	HI
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37	HE 1000 A	272	553800	11190	12820	39,96	184,6	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070	1	1	2	4	4	4	◇	HI	HI

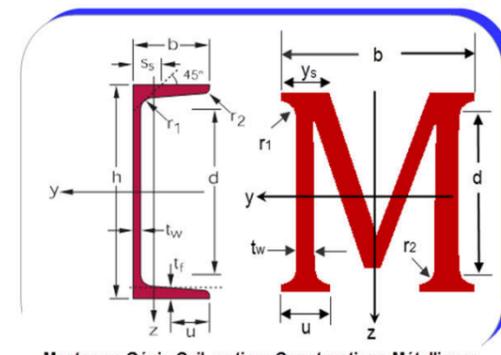
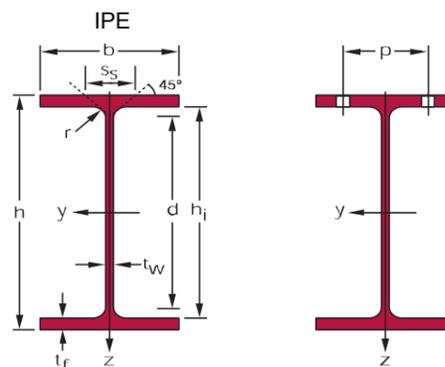
**Poutrelles I européennes**

Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à l'Euronorme 19-57; IPE A 80 - 600; IPE O 180 - 600; IPE 750

Tolérances: EN 10034: 1993

Etat de surface conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

# IPE

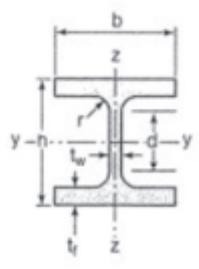


Master en Génie Cvil, option: Constructions Métalliques

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface		Désignation	Valeurs statiques												Classification ENV 1993-1-1						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	∅	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>		G	axe fort y-y						axe faible z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> <sup>∗</sup> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	A <sub>vz</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> <sup>∗</sup> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	s <sub>s</sub> mm	I <sub>t</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>w</sub> mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	S235	S355	S460	S235	S355	S460	∅	∅	∅	
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64	IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	∅		
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33	IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	∅		
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82	IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	1	1	1	1	1	1	∅	∅	∅
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70	IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	∅	∅	∅
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47	IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	∅	∅	∅
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13	IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	∅	∅	∅
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36	IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	1	1	1	1	2	3	∅	∅	∅
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36	IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1	1	1	1	2	4	∅	∅	∅
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02	IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	1	1	1	1	2	4	∅	∅	∅
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86	IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	1	1	1	2	3	4	∅	∅	∅
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46	IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	1	1	1	2	4	4	∅	∅	∅
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M 16	78	96	1,254	25,52	IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1	1	1	1	2	4	4	∅	∅	∅
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70	IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6	1	1	1	2	4	4	∅	∅	∅
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M 22	96	98	1,467	22,12	IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0	1	1	1	3	4	4	∅	∅	∅
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69	IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0	1	1	1	3	4	4	∅	∅	∅
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23	IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249	1	1	1	3	4	4	∅	∅	∅
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78	IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884	1	1	1	4	4	4	∅	HI	HI
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514	M 27	116	118	2,015	16,45	IPE 600	122	92080	3069	3512	24,30	83,78	3387	307,9	485,6	4,66	78,12	165,4	2846	1	1	1	4	4	4	∅	HI	HI

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



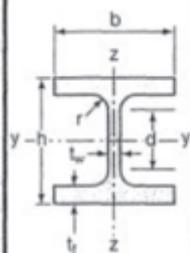
Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P		
h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	

HEB	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
	h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P		
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	
HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0	
HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0	
HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0	
HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3	
HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3	
HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1	
HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0	
HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0	
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4	
HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4	
HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1	
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3	
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9	
HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6	
HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8	
HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0	
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-201  
Tolérances : NF EN 10034



**Caractéristiques de calcul**

**Moment d'inertie de torsion**

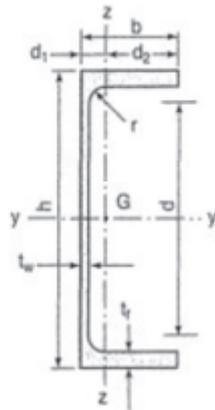
	$I_x$	$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42

**HEB (suite)**

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

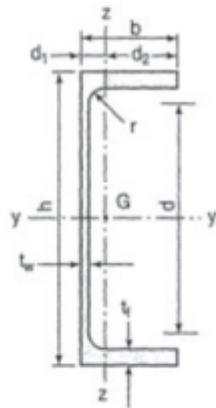


UAP	Profils	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
	UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60
	UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05
	UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-255  
Tolérances : NF A 45-255



**UAP (suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

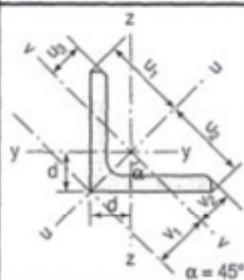
d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
a		a	e	r	r <sub>1</sub>	P			A	d	Axe yy = Axe zz	
							$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$			$i_x = i_y$	$I_y = I_z$
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-009  
Tolérances : NF A 45-009-2



**Caractéristiques de calcul**

**Axe uu**

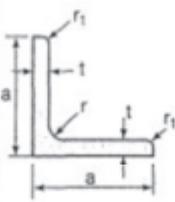
**Axe vv**

$z_1$	$I_z$	$I_z/z_1$	$i_z$	$v_1$	$I_v$	$I_v/v_1$	$i_v$
$u_1$	$I_u$	$W_{el,u}$	$i_u$	$v_1$	$I_v$	$W_{el,v}$	$i_v$
cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm

**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

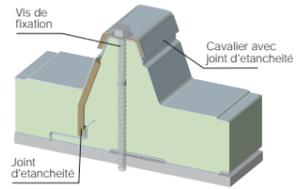
L 20 x 20 x 3	1,41	0,61	0,43	0,74	0,84	0,16	0,19	0,38
L 25 x 25 x 3	1,77	1,26	0,71	0,94	1,02	0,33	0,33	0,48
L 25 x 25 x 4	1,77	1,60	0,90	0,93	1,07	0,43	0,40	0,48
L 25 x 25 x 5	1,77	1,87	1,06	0,91	1,12	0,51	0,46	0,48
L 30 x 30 x 3	2,12	2,22	1,05	1,13	1,18	0,59	0,50	0,58
L 30 x 30 x 3,5	2,12	2,55	1,20	1,13	1,21	0,67	0,55	0,58
L 30 x 30 x 4	2,12	2,85	1,34	1,12	1,24	0,75	0,61	0,58
L 30 x 30 x 5	2,12	3,41	1,61	1,11	1,30	0,92	0,71	0,57
L 35 x 35 x 3,5	2,47	4,22	1,70	1,34	1,40	1,10	0,78	0,68
L 35 x 35 x 4	2,47	4,68	1,89	1,32	1,42	1,23	0,87	0,68
L 35 x 35 x 5	2,47	5,64	2,28	1,31	1,48	1,49	1,01	0,67
L 40 x 40 x 3	2,83	5,53	1,96	1,54	1,53	1,45	0,94	0,79
L 40 x 40 x 4	2,83	7,09	2,51	1,52	1,58	1,86	1,17	0,78
L 40 x 40 x 5	2,83	8,59	3,04	1,51	1,64	2,26	1,38	0,77
L 40 x 40 x 6	2,83	9,98	3,53	1,49	1,70	2,65	1,56	0,77
L 45 x 45 x 3	3,18	8,01	2,52	1,74	1,71	2,09	1,22	0,89
L 45 x 45 x 4	3,18	10,40	3,27	1,73	1,77	2,70	1,52	0,88
L 45 x 45 x 4,5	3,18	11,32	3,56	1,70	1,78	2,97	1,67	0,87
L 45 x 45 x 5	3,18	12,42	3,90	1,70	1,81	3,26	1,80	0,87
L 45 x 45 x 6	3,18	14,50	4,56	1,69	1,87	3,83	2,05	0,87
L 50 x 50 x 3	3,54	11,12	3,15	1,95	1,88	2,89	1,53	0,99
L 50 x 50 x 4	3,54	14,49	4,10	1,94	1,95	3,75	1,92	0,98
L 50 x 50 x 5	3,54	17,38	4,92	1,90	1,99	4,55	2,29	0,97
L 50 x 50 x 6	3,54	20,34	5,75	1,89	2,04	5,34	2,61	0,97
L 50 x 50 x 7	3,54	23,11	6,54	1,88	2,10	6,11	2,91	0,97
L 50 x 50 x 8	3,54	25,69	7,27	1,86	2,16	6,87	3,19	0,96
L 55 x 55 x 6	3,89	27,59	7,09	2,09	2,22	7,21	3,25	1,07

Laminées marchands usuels

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>		
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

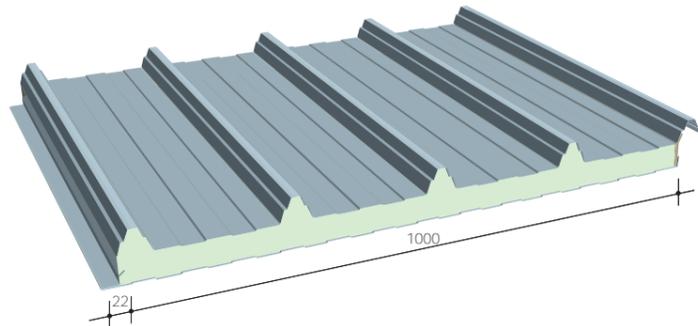
**mod. Penta**  
tipo Ac acier/acier (\*)

**TYPE 1**



Détail du complexe et schéma de fixation

**Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques**

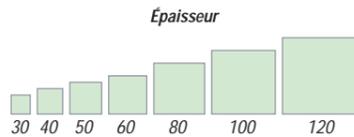


**Avis Technique 2/07-1226**

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m <sup>2</sup>
	Kcal / m <sup>2</sup> h C	Watt / m <sup>2</sup> K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

**TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.**  
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



**Etape 1: choix de l'épaisseur de panneau sandwich en fonction de la charge maximale et la distance entre axe des pannes**

Portées admissibles sous charge normale descendante

**SCHEMA STATIQUE** Deux appuis

Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m <sup>2</sup> )								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	3.88	3.37	3.05	2.83	2.62	2.43	2.28	2.04	
40	4.77	3.88	3.45	3.15	2.9	2.69	2.52	2.24	
50	5.5	4.39	3.85	3.48	3.19	2.96	2.77	2.43	
60	6	4.9	4.25	3.8	3.47	3.22	3.01	2.63	2.34
80	6	5.9	5.1	4.55	4.15	3.83	3.57	3.2	2.93
100	6	6	5.88	5.22	4.73	4.35	4.04	3.59	3.18
120	6	6	6	5.58	5.1	4.73	4.44	3.98	3.64

**SCHEMA HYPERSTATIQUE** Trois appuis

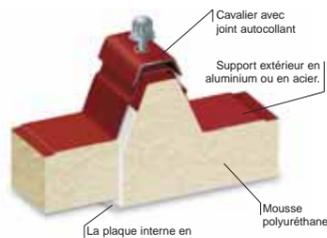
Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m <sup>2</sup> )								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5.23	4.27	3.7	3.31	3.02	2.8	2.62	2.34	2.14
40	5.5	4.53	3.93	3.51	3.21	2.97	2.78	2.48	2.27
50	5.5	4.8	4.16	3.72	3.39	3.15	2.94	2.63	2.4
60	6	5.06	4.39	3.92	3.58	3.32	3.1	2.77	2.53
80	6	5.67	4.92	4.4	4.01	3.72	3.48	3.11	2.84
100	6	6	5.44	4.87	4.44	4.11	3.85	3.44	3.14
120	6	6	6	5.91	5.44	5.06	4.77	4.31	3.97

charge maximale entre axe des pannes (m)

(\*) Sous commande, des panneaux avec tôles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

**mod. AGROPENTA**

**TYPE 2**



Détail du complexe et schéma de fixation



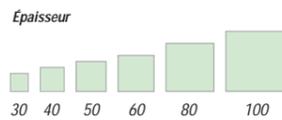
PRFV: Polyester Renforcé de Fibre de Verre.

\* Concernant le PRFV, nous ne pouvons pas garantir l'homogénéité de la couleur par sa nature sensible aux rayons ultra violets. Les éventuelles différences de ton dans la même couleur auront tendance à s'atténuer avec le temps.

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m <sup>2</sup>
	Kcal / m <sup>2</sup> h C	Watt / m <sup>2</sup> K	
30	0.47	0.54	6.50
40	0.38	0.44	7.00
50	0.31	0.36	7.30
60	0.27	0.31	7.80
80	0.21	0.24	8.50
100	0.17	0.19	9.30

**TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.**  
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Support extérieur en acier 0,5 mm nominale

Portées admissibles sous charge normale descendante

**SCHEMA STATIQUE** Deux appuis

Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m <sup>2</sup> )										
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	
0.5	250	226	206	186	174	158	150	136	124	114	
0.6	280	250	224	204	186	176	168	150	138	130	
0.7	300	270	240	218	202	188	176	160	148	138	
0.8	320	276	250	230	212	200	188	172	160	148	
1.0	380	320	270	250	234	220	210	192	178	170	

**SCHEMA HYPERSTATIQUE** Quatre appuis

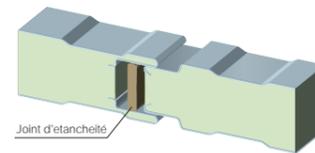
Épaisseur de tôles mm	Charge descendante répartie (daN/m <sup>2</sup> )											
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350		
0.5	300	250	238	214	196	180	170	152	140	128		
0.6	320	270	260	232	212	200	186	166	152	142		
0.7	340	280	270	250	230	212	198	180	164	152		
0.8	350	320	290	270	242	228	212	194	176	162		
1.0		350	300	270	260	240	216	200	186			

Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des tôles en acier d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 L.

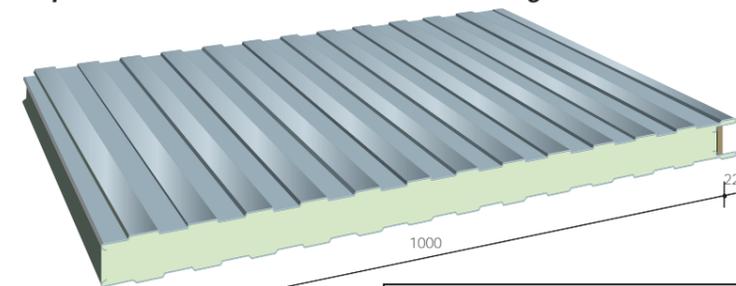
**mod. BOX**  
profilage Special o Dogato

**Caractéristiques techniques**

**Panneau de bardage**



Détail du complexe et schéma de fixation

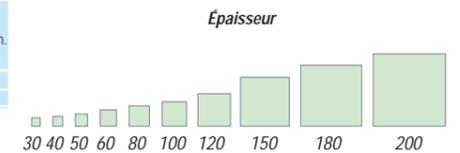


**Avis Technique 2/07-1240**

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m <sup>2</sup>
	Kcal / m <sup>2</sup> h C	Watt / m <sup>2</sup> K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

**TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.**  
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

**SCHEMA STATIQUE** Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m <sup>2</sup>	Épaisseur du panneau mm									
	30	40	50	60	80	100	120	150		
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05		
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34		
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80		
90	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36		
100	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00		
110	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69		
120	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42		
130	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19		
140	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99		
150	1.87	2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81		
175	1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30			
200	1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02			

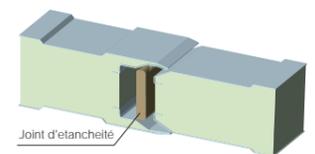
**SCHEMA HYPERSTATIQUE** Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m <sup>2</sup>	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
90	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
100	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
110	2.68	3.21	3.73	4.26	4.88	5.31	5.74	6.18
120	2.47	3.00	3.53	4.06	4.72	5.10	5.48	5.89
130	2.27	2.81	3.35	3.89	4.58	4.91	5.24	5.64
140	2.06	2.62	3.18	3.74	4.46	4.75	5.04	5.42
150	1.90	2.47	3.03	3.60	4.35	4.61	4.86	5.23
175		2.36	2.92	3.48	4.24	4.47	4.69	5.05
200		2.14	2.68	3.22	4.04	4.19	4.34	4.67

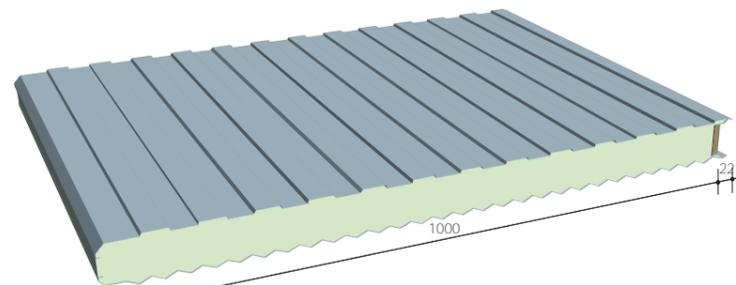
Les tableaux ont été établis pour des panneaux ayant des tôles en acier de 0,50 mm d'épaisseur nominale avec limite de déformation de la flèche f=1/200 l.

**mod. MEC**  
Dogato/ Special

**Panneau avec fixation apparente**



Détail du complexe et schéma de fixation

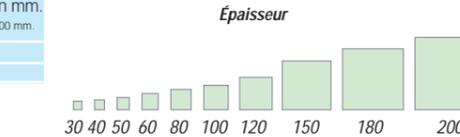


**Avis Technique 2/07-1240**

ÉPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0,5 mm kg / m <sup>2</sup>
	Kcal / m <sup>2</sup> h C	Watt / m <sup>2</sup> K	
30	0.57	0.67	8.80
40	0.43	0.50	9.20
50	0.34	0.40	9.60
60	0.29	0.33	10.00
80	0.22	0.25	10.80
100	0.17	0.20	11.60
120	0.14	0.17	12.40
150	0.11	0.13	13.60
180	0.10	0.11	15.00
200	0.09	0.1	15.85

**TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.**  
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.

Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

**SCHEMA STATIQUE** Deux appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m <sup>2</sup>	Épaisseur du panneau mm									
	30	40	50	60	80	100	120	150		
50	2.85	3.47	4.10	4.72	5.75	7.00	8.25	8.05		
60	2.61	3.20	3.78	4.37	5.31	6.40	7.49	7.34		
80	2.45	3.00	3.54	4.09	4.97	5.93	6.8	6.80		
90	2.32	2.84	3.35	3.87	4.69	5.56	6.42	6.36		
100	2.21	2.70	3.19	3.68	4.46	5.24	6.02	6.00		
110	2.11	2.58	3.05	3.52	4.27	4.98	5.68	5.69		
120	2.03	2.47	2.91	3.35	4.11	4.77	5.42	5.42		
130	1.96	2.37	2.97	3.20	3.94	4.55	5.16	5.19		
140	1.90	2.29	2.68	3.07	3.79	4.37	4.94	4.99		
150	1.87	2.21	2.58	2.95	3.66	4.20	4.73	4.81		
175	1.99	2.30	2.61	3.28	3.72	4.16	4.30			
200	1.87	2.14	2.42	3.07	3.46	3.87	4.02			

**SCHEMA HYPERSTATIQUE** Trois appuis. Panneaux fixés par 3 vis

Carges en daN/m <sup>2</sup>	Épaisseur du panneau mm							
	30	40	50	60	80	100	120	150
50	3.65	4.44	5.24	6.03	6.20	7.00	7.00	7.00
60	3.42	4.11	4.81	5.50	5.82	6.62	7.00	7.00
80	3.20	3.83	4.47	5.10	5.52	6.20	6.87	7.00
90	3.00	3.59	4.18	4.77	5.27	5.85	6.42	6.91
100	2.83	3.38	3.94	4.49	5.06	5.56	6.06	6.52
110	2.68	3.21	3.73	4.26	4.88	5.31	5.74	6.18
120	2.47	3.00	3.53	4.06	4.72	5.10	5.48	5.89
130	2.27	2.81	3.35	3.89	4.58	4.91	5.24	5.64
140	2.06	2.62	3.18	3.74	4.46	4.75	5.04	5.42
150	1.90	2.47	3.03	3.60	4.35	4.61	4.86	5.23
175		2.36	2.92	3.48	4.24	4.47	4.69	5.05
200		2.14	2.68					

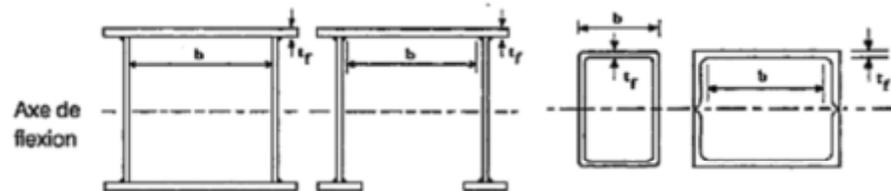
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
<p style="text-align: center;"><math>d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]</math></p>				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(b) <u>Parois semelles en console</u> :				
<p style="text-align: center;">Sections laminées                      Sections soudées</p>				
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10E}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9E}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10E}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9E}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11E}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10E}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11E}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10E}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k \sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k \sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

**Tableau 5.3.1**  
**(Feuille 2)**

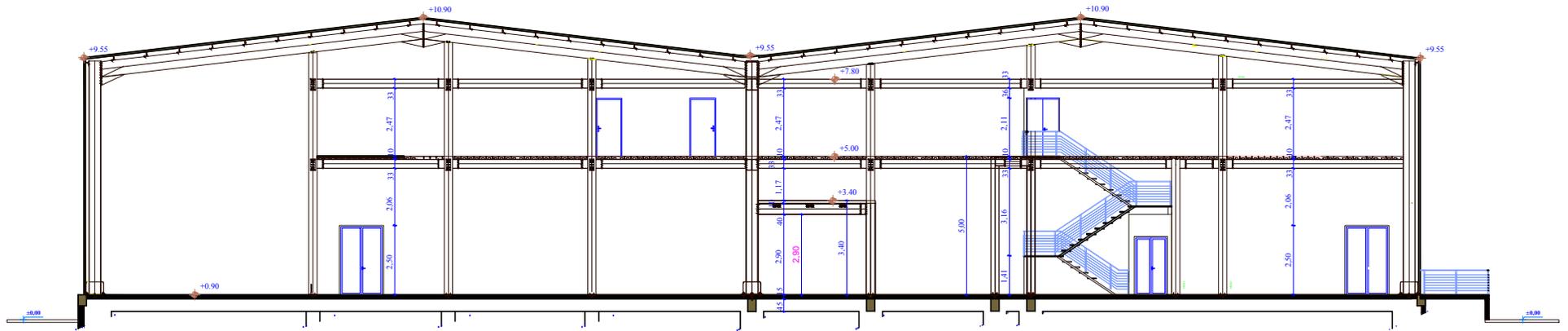
**Rapports largeur-épaisseur maximaux**  
**pour parois comprimées**

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)

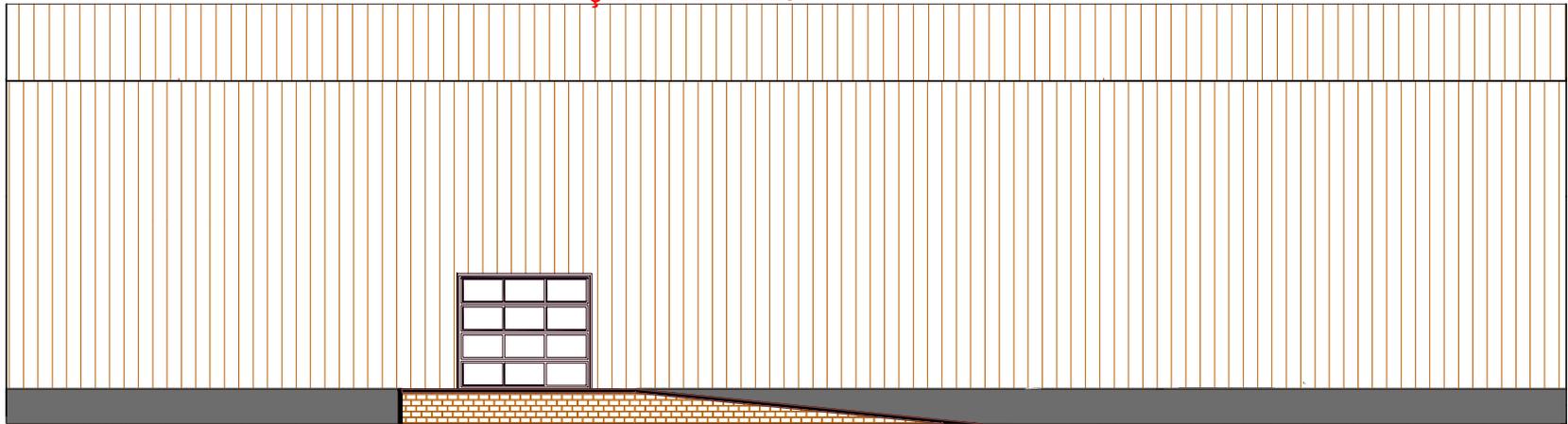


Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \varepsilon$ $b/t_f \leq 33 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$ $b/t_f \leq 42 \varepsilon$		
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \varepsilon$ $b/t_f \leq 38 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$ $b/t_f \leq 42 \varepsilon$		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$ $b/t_f \leq 42 \varepsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$ $b/t_f \leq 42 \varepsilon$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

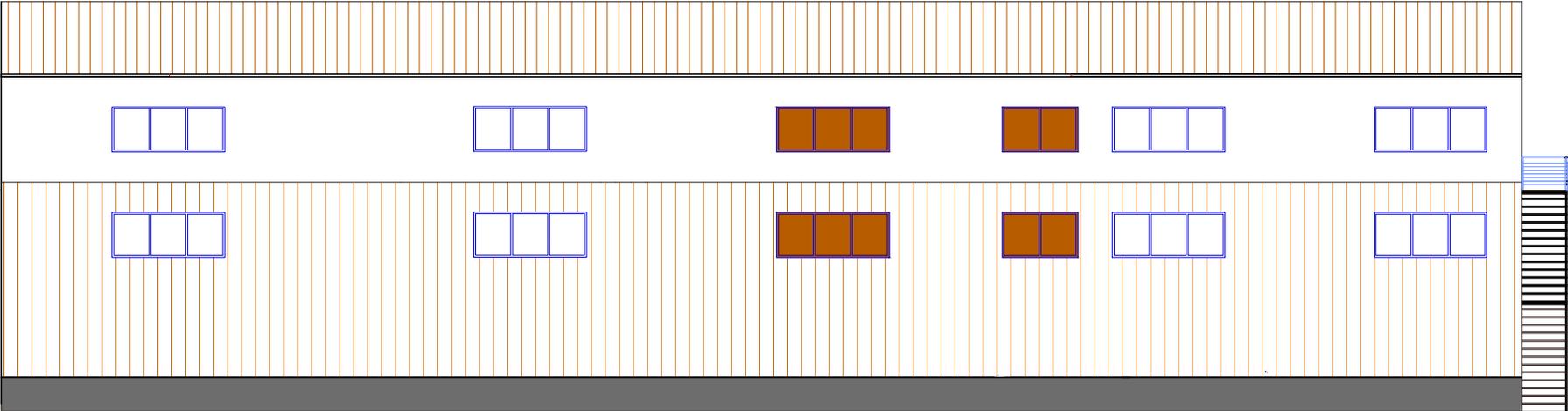
# Plans



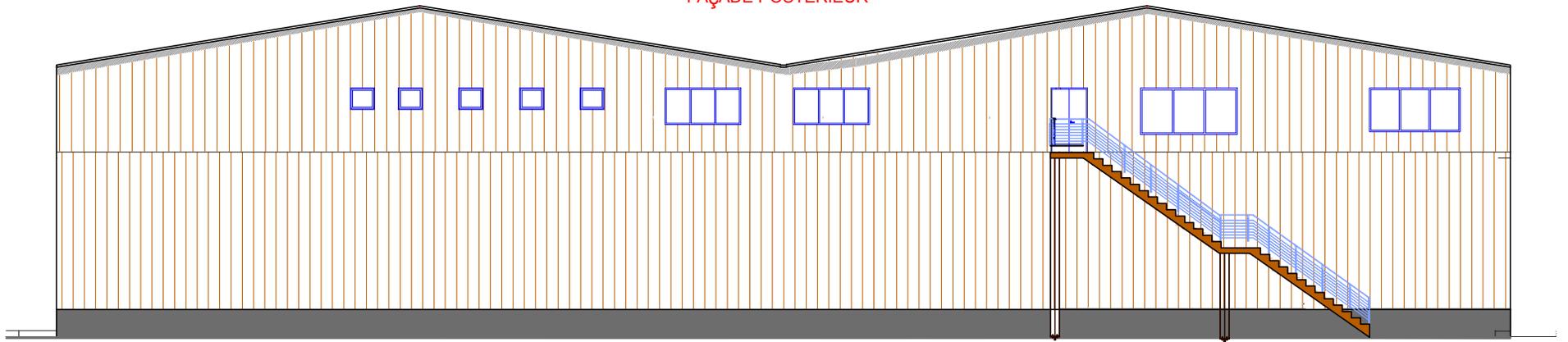
FAÇADE LATÉRALE EST



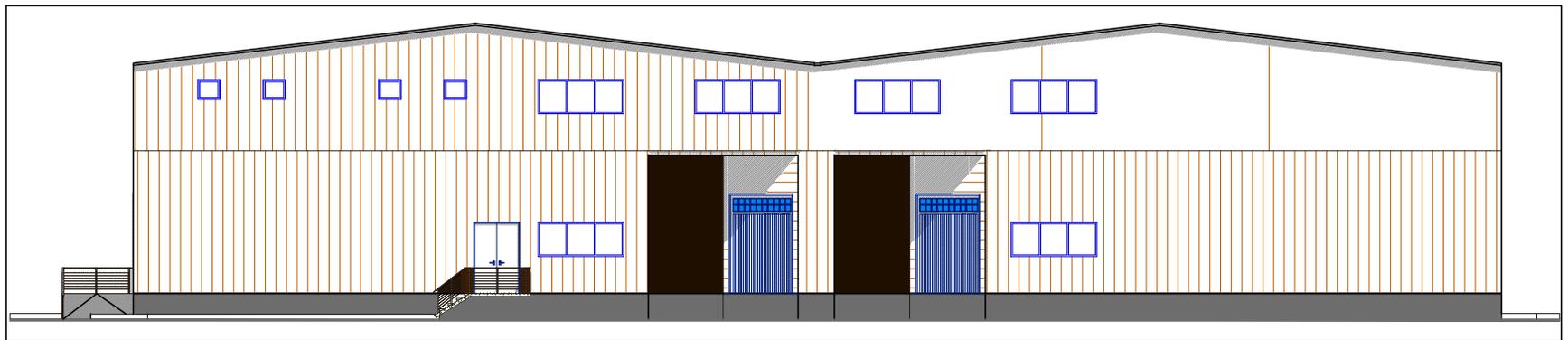
FAÇADE LATÉRALE OUEST

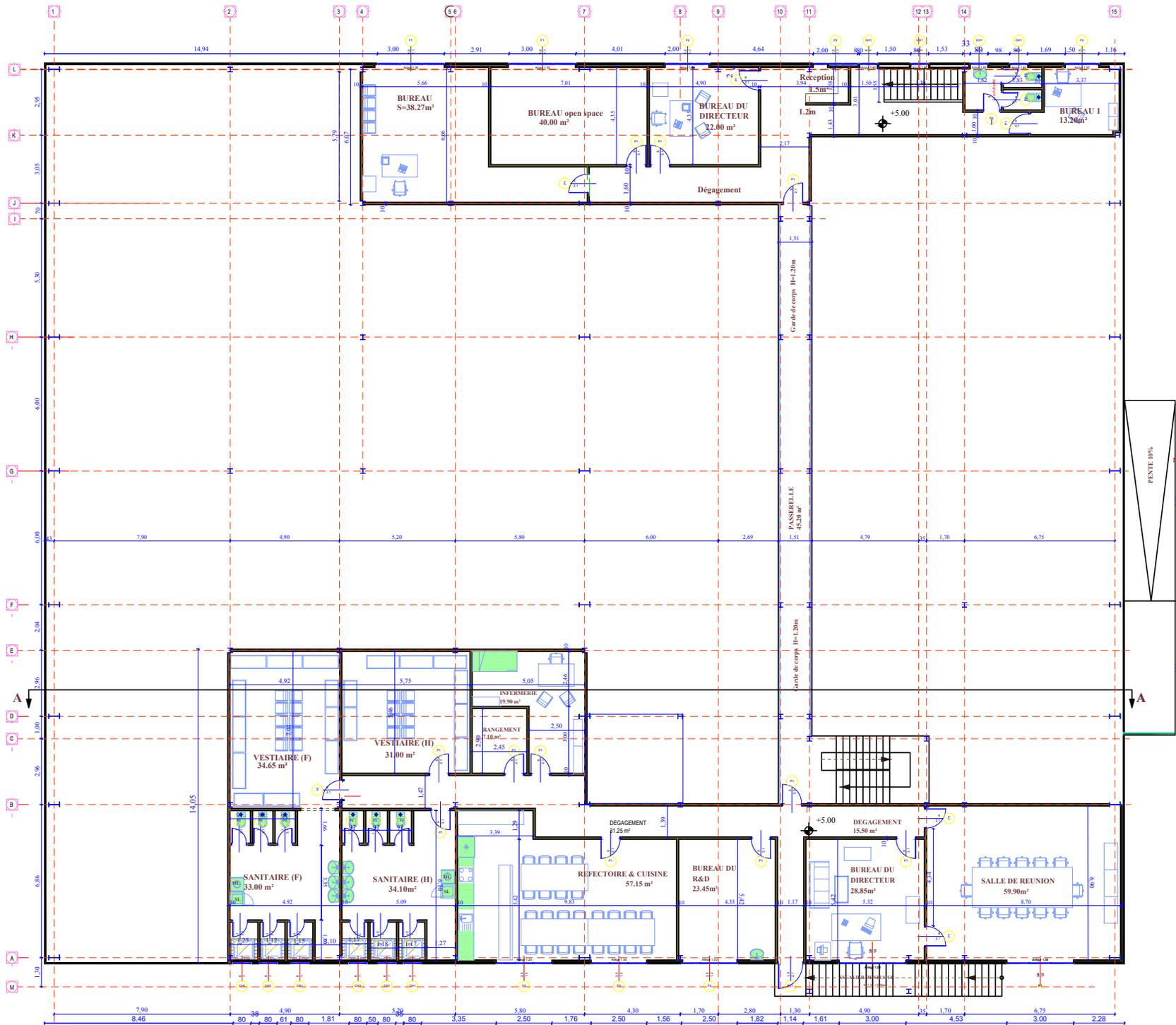


FAÇADE POSTERIEUR



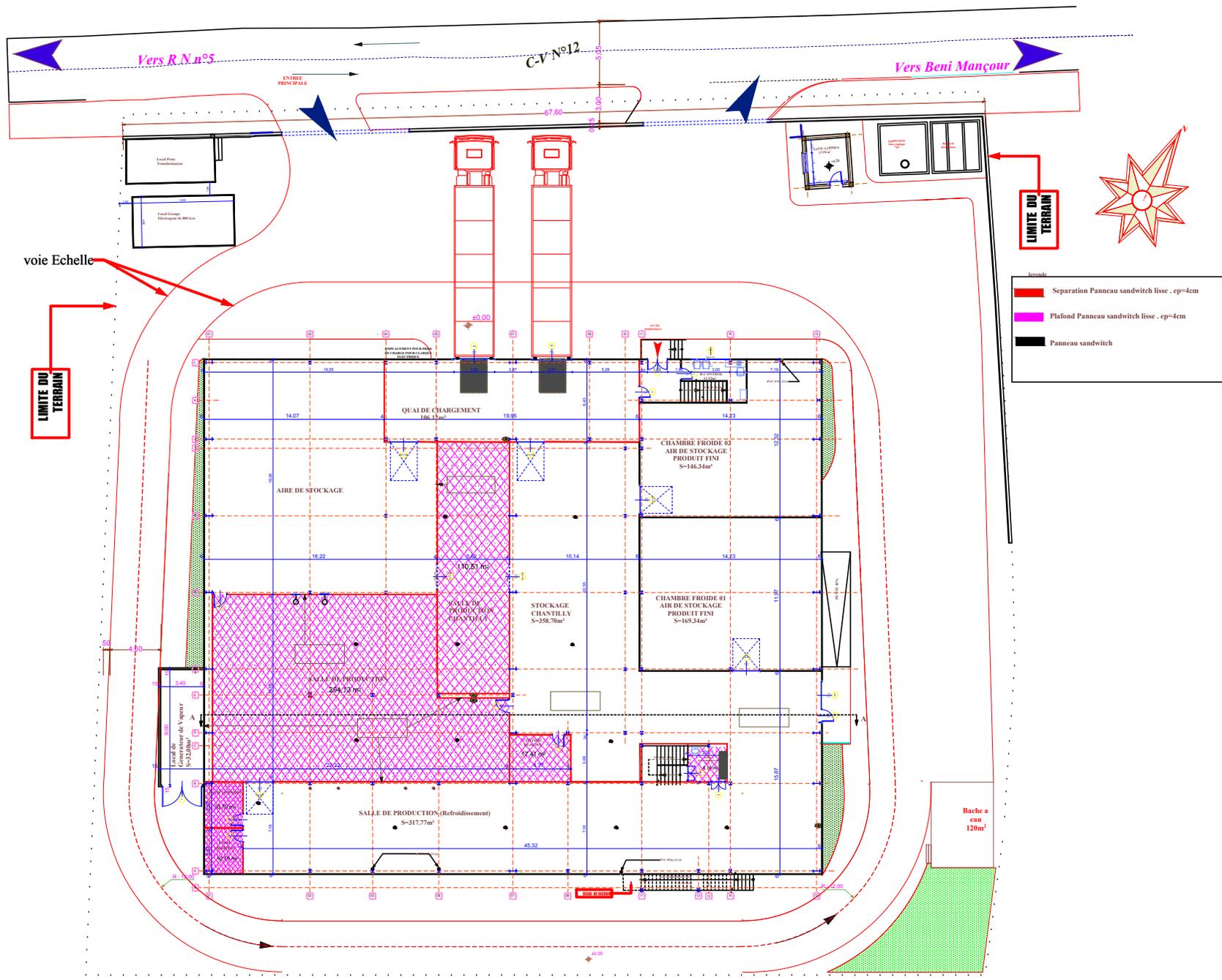
FAÇADE PRINCIPALE





PLAN REPERAGE MENUISERIE (mezanine) ech 1/100

# VUE EN PLAN RDC ech:1/100



PLAN MODIFIER SELON SUGGESTIONS DU CLIENT