

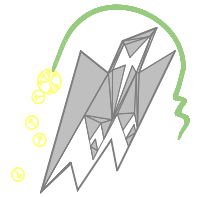
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.

Option : Construction Métallique.



## Thème

**Etude d'un hangar équipé d'un pont roulant**

**Etudié par :**

M<sup>me</sup> : AIT NAMANE Safia

M<sup>elle</sup> : HOUACINE Taous

**Encadré par:**

Mr. DAHMANI Lahlou

**PROMOTION 2018/2019**

# Remerciements

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

*Avant tous, on commence par remercier et rendre grâce à  
**Dieu** le tout puissant de nous avoir donné le courage et la  
volonté de mener à bon terme ce travail.*

*Nos remerciements vont en particulier à **Mr. DAHMANI**,  
notre promoteur, qui nous a dirigé et beaucoup aidé afin de  
mener à bien ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de  
l'option construction métallique sans exception.*

*Nous tenons à remercier également nos enseignants de  
différentes phases d'enseignement.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du  
Jury pour l'intérêt qu'ils porteront à notre travail, qui on  
espère sera apprécié.*

*Enfin nous tenons à remercier tous ceux et celles qui de près  
Ou de loin ont contribué à finaliser ce modeste travail.*



Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ceux qui m'ont tant aimés mes chers  
parents, que dieux les accueille dans son vaste paradis

A mon très cher mari

A mes très chères enfants

A mes très chères sœurs et frère et leurs mari(e)s enfants  
et petits enfants.

A toute ma belle **famille**

Et à mon binôme

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

*Safia*





Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui m'ont tant aimés et encouragés, à ceux qui m'ont épaulés durant les moments difficiles, à ceux qui m'ont tracés le chemin vers la réussite, à ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, aux meilleurs **parents** du monde que Dieu vous protège.

A mes très chères sœurs et frère.

A mes neveux Yani et Adem et ma petite Anya

A mon fiancé et sa famille

A toute ma grande **famille** et à tous ceux que j'aime.

A tous mes **amis** qui n'ont cessé de m'aider et de me

Conseiller pour accomplir mon travail

Et à mon binôme

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

**TAOUS**

# SOMMAIRE

---

INTRODUCTION GENERALE .....	01
-----------------------------	----

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.INTRODUCTION .....	02
I.1 Présentation du Projet .....	02
I.2 Caractéristiques Géométriques De L'ouvrage .....	02
I.2.1 Géométrie De L'ouvrage .....	02
I.2.2 Pont Roulant.....	02
I.2.3 Etude De Sol.....	03
I.2.4 Ossature Et Stabilité De La Structure.....	03
I.2.5 La Toiture .....	03
I.2.6 Les Façades .....	03
I.2.7 Matériaux Utilisés .....	04
I.3 Règlements Techniques Utilisés .....	05

## CHAPITRE II : Etude climatique

II.INTRODUCTION .....	07
II.1 Etude Au Vent .....	07
I.1.2 Direction Du Vent.....	07
II.1.3 Détermination Des Différents Paramètres Et Coefficients De Calcul.....	08
II.1.4 Détermination De La Pression Dynamique De Pointe .....	09
II.1.5 Détermination Des Coefficients De Pression Extérieure $C_{pe}$ .....	11
II.1.5.1 Cas De Vent Perpendiculaire Au Pignon (Sens $V_1$ ) .....	11
II.1.5.2 Détermination De Coefficient De Pression Intérieur $C_{pi}$ .....	14
II.1.6 Cas De Vent Perpendiculaire Au Long Pan (Sens $V_2$ ).....	16
II.2 Action D'ensemble .....	22
II.2.1 Cas De Vent Perpendiculaire Au Pignon ( $V_1$ ).....	22
a) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$ .....	22
b) Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ .....	24
c) Calcul de la force de frottement .....	25
d) Calcul de la stabilité d'ensemble.....	25
II.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan ( $V_2$ ).....	27
a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ .....	27
b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$ .....	28
c) Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ .....	29
d) Calcul de la stabilité d'ensemble .....	29
II.3 Etude A La Neige... ..	32
II.3.1 Domaine D'application.....	32
II.3.2 La Charge De Neige Sur Le Sol .....	32

# SOMMAIRE

---

II.3.3 Coefficient De Forme De La Toiture .....	32
II.3.4 Calcul Des Charges De Neige Sur La Toiture.....	33
II.3.4.1 Disposition De Charge Sans Accumulation.....	33
II.3.4.2. Disposition De Charge Avec Accumulation.....	33

## CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments secondaire

III .Introduction .....	36
III.1 Etude Des Pannes.....	36
III.1.1 Les données .....	36
III.1.2 Principe De Dimensionnement.....	37
III.1.3 Evaluation Des Charges Et Surcharges .....	37
a) Les charges permanentes $G$ .....	37
b) Surcharges d'entretien $E$ .....	38
c) Surcharges du vent $V$ .....	38
d) Surcharges de la neige $N$ .....	39
III.1.4 Combinaisons Des Charges Les Plus Défavorables.....	39
a) Action vers le bas ↓	
b) Action vers le haut ↑	
III.1.5 Vérification A L'état Limite Ultime ELU.....	39
III.1.6 Vérification A L'état Limite De Service ELS.....	39
III.2 Etude Des Liernes De La Toiture.....	45
III.2.1 Dimensionnement Des Liernes .....	45
III.2.3 Calcul De La Section Des Liernes .....	46
III.3 Etude De L'échantignole.....	47
III.3.1 Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	47
III.3.2 Calcul Du Moment De Renversement .....	48
III.3.3 Dimensionnement De L'échantignole.....	48
III.3.4 Calcul De L'épaisseur De L'échantignole .....	48
III. 4. Calcul Des Lisses De Bardage .....	48
III .4.1 Principe de dimensionnement .....	49
III.4.2. Vérification De La Lisse De Long-Pan.....	49
III.4.2.1 . Les Données .....	49
III.4.2.2 Vérification A L'état Limite Ultime (ELU).....	50
III.4.2.3 Vérification A L'état Limite De Service (ELS) .....	52
III.4.3. Calculs Des Liernes De Long-Pan .....	53
III.4.3.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité .....	53
III.4.3.2 Calcul De La Section Des Liernes.....	53
III.4.4 Vérification De La Lisse De Pignon On Choisit L'UPN140.....	54
III.4.4.1 Les Données .....	54
III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges .....	54
III.4.4.3. Vérification à l'état limite ultime .....	55

# SOMMAIRE

---

III.4.4.4. Vérification A L'état Limite De Service (ELS) .....	56
III.4.5. Calcul Des Liernes De Pignon .....	57
III.4.5.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité.....	57
III.4.5.2 Calcul de la section des liernes.....	57
III.4.5. Calcul Des Liernes De Pignon .....	58
III.4.5.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité.....	58
III.4.5.2 Calcul de la section des liernes .....	58
III.5.3 Dimensionnement Du Potelet .....	59
III.5.4 Vérification De La Section A La Résistance.....	59
III.5.5 Vérification De L'élément Aux Instabilités Avec Déversement Empêché.....	61

## CHAPITRE IV: Dimensionnement du chemin de roulement

IV.1. Introduction.....	65
IV.2. Caractéristiques du pont roulant mono poutre .....	65
IV.3. Classification du pont roulant .....	66
IV.4. Coefficients .....	66
IV.5. Calcul des réactions au niveau des galets .....	66
IV.5.1. Charges statiques (Réactions verticales .....	66
IV.5.2. Charges verticales avec majoration dynamique.....	67
IV.5.3. Charges horizontales longitudinales .....	67
IV.5.4. Charges horizontales transversales .....	67
IV.5.5. Récapitulation des réactions.....	68
IV.6. Dimensionnement du chemin de roulement.....	68
IV.6.1. dimensionnement de la poutre de roulement .....	68
IV.6.2. Choix du rail de roulement.....	68
IV.6.3. Vérification de la flèche... ..	69
a. Vérification de la flèche verticale.....	69
b. Vérification de la flèche horizontal .....	69
IV.6.3.1. Calcul des sollicitations internes.....	70
a. Calcul du moment fléchissant maximum.....	70
b. Calcul de l'effort tranchant maximum .....	71
c. Calcul de l'effort normal maximum.....	72
IV.6.3.2. Vérification de la section transversale .....	72
a. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant .....	72
b. Vérification de l'incidence de l'effort normal.....	72
IV.6.3.3. Vérification de l'élément aux instabilités .....	72
a. Flexion composée avec risque de flambement.....	72
b. Flexion composée avec risque de déversement.....	72
IV.6.3.4. Vérification de la poutre au voilement... ..	73
IV.6.3.5. Vérification de la poutre au cisaillement .....	73
IV.7.1 Evaluation Des Charges.....	75

# SOMMAIRE

---

IV.7. Calcul du support du chemin de roulement.....	75
IV.6.3.6. Vérification de contrainte de cisaillement .....	75
a. Poids propre de la console.....	75
b. Poids propre du chemin de roulement.....	75
c. Charges verticales .....	75
d. Charges horizontales .....	76
IV.7.2 Calcul Des Sollicitations Internes .....	76
a. Sous charges verticales.....	76
b. Sous charges horizontales .....	76
IV.7.3 Vérification de la contrainte de flexion bi-axiale.....	77
IV.7.4. Vérification du déversement .....	77
a. Calcul du moment de résistance au déversement $M_{b,rd}$ .....	77
b. Calcul de l'élanement réduit $\lambda_{LT}$ .....	77
IV.7.5 Vérification de la flèche .....	78
IV.7.5 Vérification de la poutre au cisaillement .....	78

## Chapitre V : Etude du portique

Introduction .....	80
V-1 Calcul du portique .....	80
V.2 Données géométriques des nœuds.....	80
V.3 Données géométriques des barres .....	81
V.4 Bilan des charges .....	83
V.4.1. Les Charges permanentes .....	83
V.4.2. Les Charges d'exploitation.....	83
V.4.3. Les Charges climatiques .....	83
V.4.4 .Charge du pont roulant .....	84
V.5. Combinaison de charges.....	84
V.6. Diagrammes des efforts internes a l'ELU .....	85
V.7. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	86
V.7.1 Réactions extrêmes par rapport au Repère global .....	87
V.7.2 .Déplacements Extrêmes des nœuds .....	87
V.7.3. Les Efforts extrêmes.....	87
V.7.4. Les Contrainte extrêmes .....	87
V.7.5. Flèches extrêmes .....	88
V.8 Note de calcul donné par robot.....	88

# SOMMAIRE

---

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

VI .INTRODUCTION .....	92
VI 1. Dispositions des contreventements .....	92
VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	92
VI.2.1 Effort du vent sur les pignons .....	92
VI.2.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets.....	93
VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette.....	96
VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance.....	96
VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités.....	98
VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	101
VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette .....	103

## Chapitre VII : Etude sismique

VII.1 INTRUCTION .....	105
VII.2 Méthode de calcul.....	105
VII.3 Calcul de la force sismique totale.....	105
VII.3.1 Coefficient de comportement global de la structure (R) .....	107
VII.3.2 Facteur de qualité (Q) .....	107
VII.3.3 Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité $P_q$ .....	107
VII.3.4 Poids total de la structure (W) .....	107
VII.4 Les sollicitations dues au vent le plus défavorable (sens V1 pignon) .....	109

## Chapitre VIII : calcul des assemblages

VIII.1. Introduction .....	111
VIII.1. Calcul des assemblages par boulons .....	111
VIII.2. Assemblage de rive (Poteau-Traverse) .....	111
VIII.2.2. les composants de l'assemblage .....	112
VIII.2.3. Calcul de la hauteur de la partie comprimée .....	112
VIII.2.4. Calcul du moment résistant .....	113
VIII.2.6. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	113
VIII.2.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue .....	114
VIII.2.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée .....	115
VIII.2.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée .....	116
VIII.3. Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse).....	117
VIII.3.1. La disposition constructive des boulons .....	117
VIII.3.2. Efforts de calcul .....	117
VIII.4. Calcul des bases des poteaux.....	118
VIII.4.1. Définition.....	118
VIII.4.2. Données de base .....	119

## SOMMAIRE

---

VIII.4.3 .Résistance du béton à la compression .....	120
VIII.4.4. Résistance De Calcul A L'écrasement Du Matériau De Scelle .....	120
VIII.4.5 .Estimation De L'air De La Plaque D'assise.....	120
VIII.4.5.1.Choix Du Type De La Plaque D'assise .....	120
VIII.4.5.2.Vérification De La Résistance De Calcul De La Plaque D'assise .....	120
VIII.4.5.3. Calcul De La Résistance De La Plaque D'assise Au Moment Fléchissant .....	122
VIII.4.5.4Vérification De La Résistance Au Cisaillement Du Scellement De La Plaque D'assise .....	122
VIII.4.6. Les Tiges D'ancrage.....	123
VIII.4.6.1Résistance Des Tiges D'ancrages Au Cisaillement.....	123
VIII.4.6.2Résistance Des Tiges D'ancrages A L'effort De Soulèvement.....	125
VIII.4.6.3.Vérification De La Tige D'ancrages A La Résistance .....	125
VIII.4.6.4. Vérification De La Tige D'ancrage A L'adhérence .....	125
Conclusion Générale .....	160

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet .....	01
Figure I.2 : Panneau sandwichs .....	02
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction) .....	03

## CHAPITRE II : Etude climatique.

Figure II.1 : Les directions principales du vent .....	07
Figure II.2 : Hauteur de référence $Z_e$ et le profil correspondant de la pression dynamique.....	09
Figure II.3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur $Z_e$ .....	10
Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens $V_1$ . ....	11
Figure II.5 : Les valeurs de $C_{pe}$ qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V_1$ . ...	11
Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens $V_1$ .....	12
Figure II.7: coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013 .....	14
Figure II.8 : La répartition de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V_1$ . ....	15
Figure II.9 : La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens $V_1$ 15	
Figure II.10 : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens $V_2$ . ....	16
Figure II.11 : Les valeurs de $c_{pe}$ correspondant a chaque zone des parois verticales sens $V_2$ .....	16
Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens $V_2$ . ....	17
Figure II.13 : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens $V_2$ . ....	13
Figure II.14 : La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens $V_2$ . ....	20.
Figure II.15 : stabilité longitudinale. ....	25
Figure II.16 : stabilité transversale.....	29
Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.....	31
Figure II.18 : Charges de neige sans redistribution par le vent.....	32
Figure II.19 : Charges de neige. ....	33

## Chapitre III : Pré -dimensionnement Des Éléments Secondaires

Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture. ....	35
Figure III.2: Orientation des charges sur les panne .....	36
Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z. ....	36
Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes charges permanentes G sur les pannes .....	37
Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	37

<b>Figure III.6</b> : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes .....	37
<b>Figure III.7</b> : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes. ....	38
<b>Figure III.8</b> : Panne de toiture en flexion. ....	39
<b>Figure III.9</b> : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement .....	39
<b>Figure III.10</b> : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement. ....	41
<b>Figure III.11</b> : Déversement d'une panne de toiture .....	42
<b>Figure III.12</b> : Vérification de la flèche. ....	43
<b>Figure III.13</b> : Dispositions des liernes .....	44
<b>Figure III.14</b> : Efforts dans les liernes.....	45
<b>Figure III.15</b> : Disposition de l'échantignole .....	46
<b>Figure - III .16</b> : Disposition des lisses de bardages .....	48
<b>Figure III. 17</b> : La répartition des charges sur les lisses de long pan .....	49
<b>Figure III.18</b> : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur .....	51
<b>Figure III.19</b> : Efforts dans les liernes de long-pan .....	52
<b>Figure III.20</b> : Disposition des lisses sur le pignon.....	53
<b>Figure III.21</b> : Efforts dans les liernes de long-pan .....	56
<b>Figure III.22</b> : Représentation des charges et surcharges sur le potelet .....	57

## **Chapitre IV : Dimensionnement du chemin de roulement**

<b>Figure IV-1</b> : pont roulant mono poutre .....	64
<b>Figure IV-2</b> : présentation de pont roulant sur le portique .....	64
<b>Figure IV-3</b> : Réactions verticales aux galets .....	65
<b>Figure IV-4</b> : flèche du aux charges mobiles verticales .....	68
<b>Figure IV-5</b> : flèche du aux charges mobiles horizontales .....	68
<b>Figure IV-6</b> : Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré).....	69
<b>Figure IV-7</b> : Moment du aux poids propre.....	69
<b>Figure IV-8</b> :Effort tranchant du aux charges mobiles. ....	70
<b>Figure IV-9</b> :Effort tranchant du aux poids propre du chemin de roulement .....	70
<b>Figure IV-10</b> : Les charges du aux effets du freinage. ....	71
<b>Figure IV-11</b> : Détail support du chemin de roulement. ....	74
<b>Figure IV-12</b> : position des galets par rapport a l'axe de la console.....	75
<b>Figure IV-13</b> . Les charges verticales appliques sur la console.....	75
<b>Figure IV-14</b> . Les charges horizontales appliques sur la console .....	75

## **Chapitre V : Calcul des portiques**

<b>Figure V.1</b> : Vue de face du portique .....	79
<b>Figure V.2</b> : Position des nœuds sur le portique. ....	79
<b>Figure V.3</b> : Numérotation des barres .....	80
<b>Figure V.4</b> : Distribution des charges permanente .....	82
<b>Figure V.5</b> : Distribution des charges exploitation.....	82

<b>Figure V.6</b> : Distribution des charges due au vent sur la structure.....	82
<b>Figure V.7</b> : Distribution des charges de neige sur la toiture .....	83
<b>Figure V.8</b> : Distribution des charges du pont roulant .....	83
<b>Figure V.9</b> : Diagramme des efforts normaux .....	84
<b>Figure V.10</b> : Diagramme des efforts tranchants.....	84
<b>Figure V.11</b> : Diagramme des moments fléchissent.....	84
<b>Figure V.12</b> : Diagramme des efforts normaux .....	85
<b>Figure V.13</b> : Diagramme des efforts tranchants... ..	85
<b>Figure V.14</b> : Diagramme des moments fléchissent.....	85

## **Chapitre VI : Calcul des contreventements**

<b>Figure VI.1</b> : Dispositions des contreventements. ....	91
<b>Figure VI.2</b> : Effort du vent sur les pignons.....	92
<b>Figure VI.3</b> : Schéma statique de la poutre au vent.....	92
<b>Figure VI.4</b> : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).....	93
<b>Figure VI.5</b> : L'effort $F_d$ dans la diagonale d'extrémité.....	94
<b>Figure VI.6</b> : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.....	101
<b>Figure VI.7</b> : Effort de traction dans la diagonale tendue .....	102

## **Chapitre VIII : Calcul Des Assemblages**

<b>Figure VIII.1</b> : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	111
<b>Figure -VIII.2</b> : détails d'assemblage.....	112
<b>Figure VIII.3</b> : la hauteur de la zone comprimée... ..	112
<b>Figure VIII.4</b> : Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue .....	114
<b>Figure VIII.5</b> : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	116
<b>Figure VIII.6</b> :Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	117
<b>Figure VIII.7</b> :Détails sur l'assemblage de faitage .....	117
<b>Figure VIII.8</b> : Base des poteaux .....	118
<b>Figure VIII.9</b> : pied de poteau articulé.....	119
<b>Figure .VIII.10</b> : Pieds de poteaux encastrés .....	119
<b>Figure VIII.11</b> : Détails sur l'assemblage .....	119
<b>Figure VIII.13</b> : assemblage de la platine... ..	122
<b>Figure VIII.14</b> :types de tiges d'ancrage.....	123
<b>Figure .VIII.15</b> : Tige d'ancrage .....	125
<b>Figure VII.16</b> :Pied de poteau encastre avec 08 boulons d'ancrage .....	126

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Etude climatique.

<b>Tableau II.1</b> : Paramètres de la catégorie de terrain.....	07
<b>Tableau II.2</b> : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales ( $S$ en $m^2$ ).....	11
<b>Tableau II.3</b> : Les valeurs de $C_{pe}$ qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V_1$ .	11
<b>Tableau II.4</b> : les surfaces des zones chargées pour la toiture ( $S$ en $m^2$ ).....	12
<b>Tableau II.5</b> : Les valeurs de $C_{pe}$ qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens $V_1$ .....	13
<b>Tableau II.6</b> : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V_1$ .....	14
<b>Tableau II.7</b> : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens $V_1$ .....	15
<b>Tableau II.8</b> : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens $V_2$	16
<b>Tableau II.9</b> : Les valeurs de $C_{pe}$ correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V_2$ .....	16
<b>Tableau II.10</b> : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens $V_2$ .....	17
<b>Tableau II.11</b> : Les valeurs de $C_{pe}$ qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens $V_2$ .	18
<b>Tableau II.12</b> : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V_2$ .....	19
<b>Tableau II.13</b> : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens $V_2$ ....	20
<b>Tableau II.14</b> : les résultats de calcul de la pression extérieure $W_e$ , correspondant à chaque zone...	21
<b>Tableau II.15</b> : les résultats de calcul de la force extérieure $F_{we}$ , correspondant à chaque zone .....	22
<b>Tableau II.16</b> : les résultats de calcul de pression intérieure $W_i$ , correspondant à chaque zone .....	22
<b>Tableau II.17</b> : les résultats de calcul de la force intérieure $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone .....	23
<b>Tableau II.18</b> : La force $F_w$ résultante, cas $V_1$ .....	25
<b>Tableau II.19</b> : les résultats de calcul de la pression extérieure $W_e$ , correspondant à chaque zone.....	26
<b>Tableau II.20</b> : Les résultats de calcul de la force extérieure $F_{we}$ , correspondant à chaque zone.....	26
<b>Tableau II.21</b> : Les résultats de calcul de la pression intérieure $W_i$ , correspondant à chaque zone...	27
<b>Tableau II.22</b> : Les résultats de calcul de la force extérieure $F_{we}$ , correspondant à chaque zone.....	28
<b>Tableau II.23</b> : La force $F_w$ résultante, cas $V_2$ .....	29

## Chapitre III : Pré -dimensionnement Des Éléments Secondaires

<b>Tableau III.1</b> : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140 .....	38
<b>Tableau III.4</b> : Caractéristiques géométriques de l'IPE 240 .....	49

## Chapitre IV : Dimensionnement du chemin de roulement

<b>Tableau IV-1</b> : Caractéristiques du pont roulant .....	64
<b>Tableau IV-2</b> : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage .....	65

<b>Tableau IV-3</b> : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever .....	65
<b>Tableau IV-4</b> : Coefficient de calcul des charges (CTICM).....	65
<b>Tableau IV-5</b> Réactions d'un galet en charge.....	67
<b>Tableau IV-6</b> caractéristiques du profile HEB 300.....	67
<b>Tableau IV-7</b> caractéristiques du Rail A55.....	67

## **Chapitre V : Calcul du portique**

<b>Tableau V.1</b> : Position des nœuds sur le portique .....	80
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques des barres .....	81
<b>Tableau V.3</b> : Combinaison utilisées .....	83
<b>Tableau V.4</b> : Valeur de réactions extrêmes globales.....	86
<b>Tableau V.5</b> : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds.....	86
<b>Tableau V.6</b> : valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds.....	86
<b>Tableau V.7</b> : Valeurs des contraintes Extrêmes globales .....	86
<b>Tableau V.8</b> : Valeurs des flèches extrêmes globales.....	87

## **Chapitre VI : calcul des contreventements**

<b>Tableau VI.1:</b> Coefficients minorateurs $\beta_1$ et $\beta_2$ .....	95
--	----

## **Chapitre VII : Etude sismique**

<b>Tableau VII.1</b> : valeurs des pénalités .....	107
<b>Tableau VII.2</b> : Charges permanentes $W_{Gi}$ de toute la structure .....	108

## Notations Générales

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.
$t_f$	Epaisseur des semelles.
$t_w$	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
$I_w$	Facteur de gauchissement.
$I_t$	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.
$N_{net}$	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
$M_{cr}$	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
$\psi_s$	
$\tau$	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
$\tau_u$	Contrainte tangente (tau).
$\tau_s$	Contrainte tangente conventionnelle.
$\phi$	Contrainte d'adhérence.
$N$	Diamètre d'une armature transversale.
$\mu_{ser}$	Coefficient de poissant (nu).
$\mu_{bu}$	Moment ultime à L'ELS (mu).
$\alpha$	Moment réduit à L'ELU.
$\lambda_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le flambement.
$\chi_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.

## Notations Générales

---

$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$f_y$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_u$	Résistance limite d'élasticité.
$V_u$	Résistance limite de rupture.
a et b	Effort tranchant de calcul ultime.
A et B	Largeur de poteaux.
G	Largeur des semelles.
Q	Action permanente.
e	Action d'exploitation.
h	L'excentricité de l'effort normal.
$S_t$	Hauteur de la poutre et la semelle.
$l_f$	Espacement des armatures transversales.
	Longueur de flambement

# INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique présente le type le plus récent des constructions, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps, et de sécurité. Elle engendre plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours...); la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipients...).

Elle a subi un énorme développement et une grande progression ,Cette progression est la conséquence de développement et la recherche des nouvelles méthodes, des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons (attaches). La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

Les ossatures métalliques sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées» ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques

Les règlements sont une partie des outils nécessaires à la bonne réalisation d'une structure.

Dans le cadre de notre projet, on a utilisé le logiciel de calcul **Robot structure 2018** pour les portiques et les assemblages et une étude détaillée d'un Hangar industriel en Construction Métallique avec pont roulant.

## I. INTRODUCTION

Notre projet consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'un Hangar industriel en Construction Métallique avec pont roulant, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de, poteaux et traverses.

### I.1 Présentation du Projet

L'ouvrage sera implanté à la daïra d'Ouaguenoune, village Djebba, Wilaya Tizi Ouzou qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone moyenne sismique (IIa) Site meuble (S3).

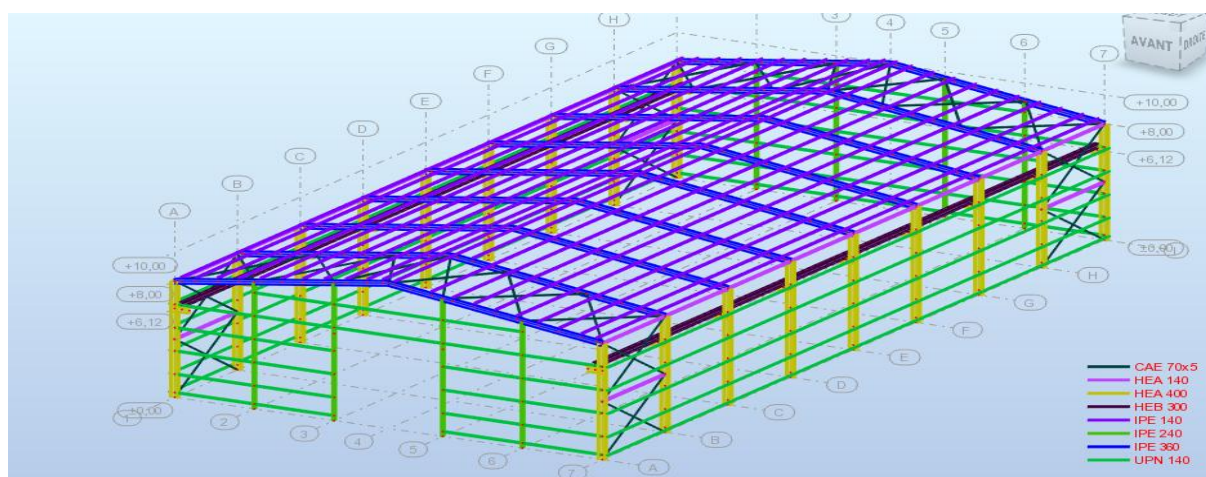


Figure I.1: vue en 3D de la structure.

### I.2 Caractéristiques Géométriques De L'ouvrage

#### I.2.1 Géométrie De L'ouvrage

- Longueur totale = 48m.
- Largeur totale = 23.6m.
- Hauteur totale = 10m.
- Hauteur de poteaux = 8m.
- Hauteur de la toiture = 2h.
- Pente de la toiture = 9.62.
- L'altitude de l'ouvrage = 100m.
- Entraxe des portiques = 6m.

#### I.2.2 Pont Roulant

Le pont roulant utilisé dans ce projet est de type mono-poutre à utilisation en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale.

- Capacité de charge maximale  $Q = 5$  tonnes.
- Potée de pont  $L_p = 22.00$  m.

## I.2.3 Etude De Sol

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$ .
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfate).
- Un système de fondation en semelles superficielles.

## I.2.4 Ossature Et Stabilité De La Structure

La structure est constituée de 09 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilité.

## I.2.5 La Toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

Toutefois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

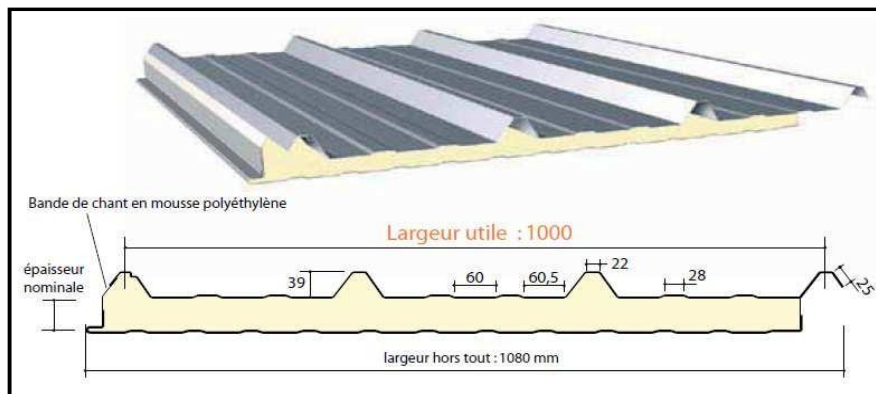


Figure I.2 : Panneau sandwich.

## I.2.6 Les Façades

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

## I.2.7 Matériaux Utilisés

### a) Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc).

On parle, dans ces cas, d'acier allié.

### 1. Propriétés De L'acier :

- **Résistance** : Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.
- **Ductilité** : L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :
  - Le rapport  $f_u/f_y > 1,2$ .
  - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ ).
  - A la rupture, l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieur ou égal à 15%.

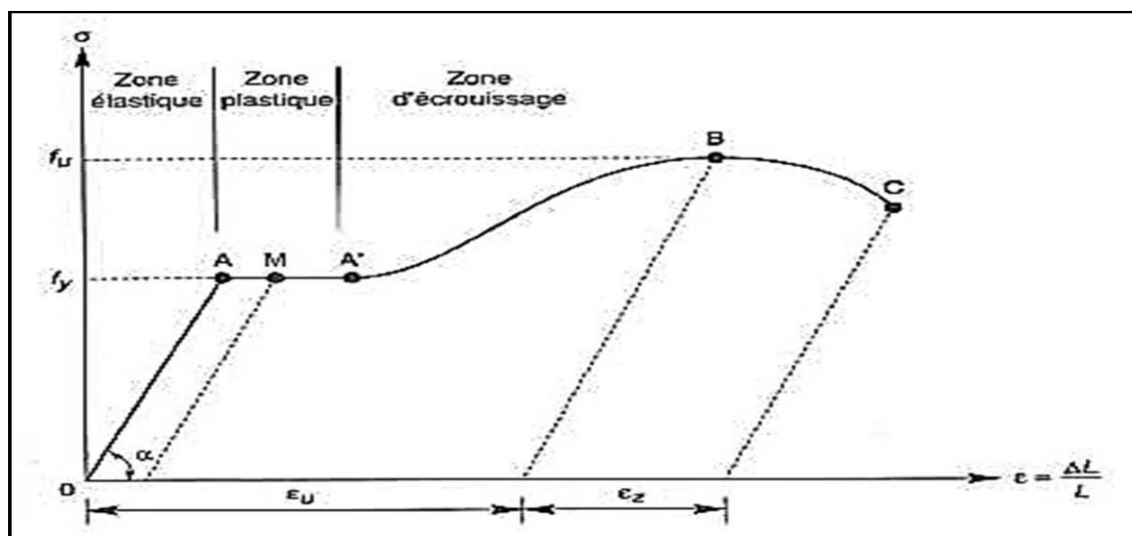


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

### 2. Propriétés Mécaniques De L'acier : (§ 3.2.3 CCM97)

- Module d'élasticité :  $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement :  $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}$
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

#### b) Le Béton

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale :  $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ MPa}$

### I.3 Règlements Techniques Utilisés

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ **DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».**
- ✚ **DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».**
- ✚ **DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».**
- ✚ **DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».**
- ✚ **BAEL91 : Calcul des Structures en béton.**
- ✚ **EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.**

### II. INTRODUCTION

Un ouvrage en construction métallique doit résister aux différents actions horizontales et verticales notamment le vent est souvent prépondérant dans ce cas. L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture) et représentée soit comme une pression soit comme une force.

L'influence des effets du vent sur une construction métallique est couramment engendre non négligeable, pour le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

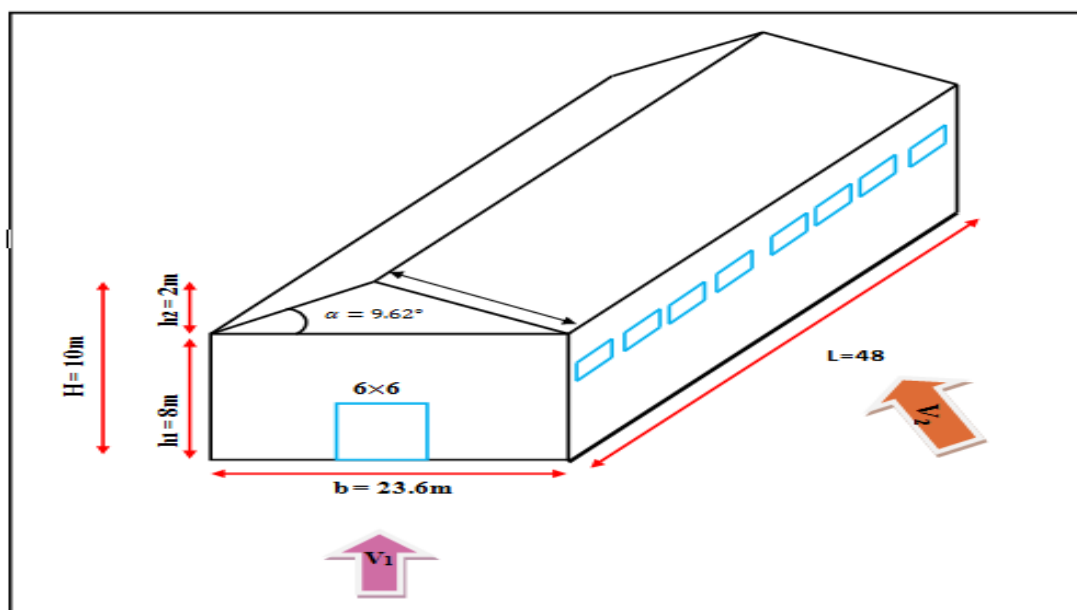
#### II.1 Etude Au Vent

##### I.1.2 Direction Du Vent

Le calcul doit être effectuée séparément pour chaque des directions perpendiculaire aux différentes parois de la construction.

Notre projet présent un hangar a deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

- Les caractères géométriques de hangar :
  - La longueur  $l=48\text{m}$ .
  - La larguer  $b= 23.6\text{m}$
  - La hauteur des parois verticales  $h_1 = 8\text{m}$ .
  - La hauteur totale  $H=10\text{ m}$ .
  - La pente des deux versants est égale à  $\alpha=09.62^\circ$  17%.
- Les surfaces
  - Surface d'un pignon  $(23.6 \times 8) + (\frac{23.6 \times 2}{2}) = 212.4\text{ m}^2$ .
  - Surface d'un long-pan  $(48 \times 8) = 384\text{ m}^2$ .
  - Surface d'un versant de la toiture  $(11.96 \times 48) = 574.08\text{ m}^2$ .
- Les ouvertures
  - Un portail pour chaque pignon de dimension  $(6 \times 6)\text{ m}^2$ .
  - Huit fenêtres pour chaque long-pan de dimension  $(6 \times 1)\text{ m}^2$ .
- Les deux directions principales du vent
  - (Sens  $V_1$ ) : le vent perpendiculaire au pignon.
  - (Sens  $V_2$ ) : le vent perpendiculaire au long-pan.



*Figure II.1 : Les directions principales du vent*

### II.1.3 Détermination Des Différents Paramètres Et Coefficients De Calcul

a) Effet de la région :

Le projet est situé à la Daïra Ouaguenoune, Village Djebba, Wilaya Tizi Ouzou, et selon le RNV2013 la wilaya de Tizi Ouzou est classée en zone **I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit

$$q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$$

(Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013)

b) Catégorie du terrain

Notre structure elle est implantée dans une zone plate et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie **I**

Catégorie de terrain **I** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

**Tableau II.1** : Paramètres de la catégorie de terrain **I**.

Catégorie de terrain	$K_T$	$h_0$ (m)	$h_{min}$ (m)
<b>I</b>	<b>0.17</b>	<b>0.001</b>	<b>1</b>

$K_T$  : facteur de terrain.

$h_0$  : paramètre de rugosité.

$h_{min}$  : hauteur minimale.

c) Coefficient de topographie  $C_T$

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie  $C_T$  est égal à :

$$C_T=1$$

(§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

## Chapitre II : Etude climatique

### d) Calcul du coefficient dynamique Cd

Le coefficient **Cd** 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.

**Cd** est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m (**H = 10m**).

On prend : **Cd=1** (§ 3.2, chapitre3 RNV 2013).

### e) Coefficient de rugosité Cr

Le coefficient de rugosité **Cr(z)** traduit l'influence de la rugosité et la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

$$C_r = k_T \times I_n \frac{h}{h_0} \quad \text{pour} \quad h_{\min} \leq h < 200\text{m} ;$$

(Selon RNVA 2013, Chap2, formule 2.3)

- $k_T$  : Facteur de terrain.
- $h_0$  : (en m) le paramètre de rugosité.
- $h_{\min}$  : (en m) la hauteur minimale.
- $h$  : (en m) la hauteur considérée.

$$C_r = 0.17 \times I_n \left( \frac{10}{0.01} \right) \quad \Rightarrow \quad \boxed{C_r = 1.174}$$

### II.1.4 Détermination De La Pression Dynamique De Pointe

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$ , à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_e) \quad (\text{dan/m}^2) \quad (\text{Chapitre2 RNVA 2013, Formule 2.1})$$

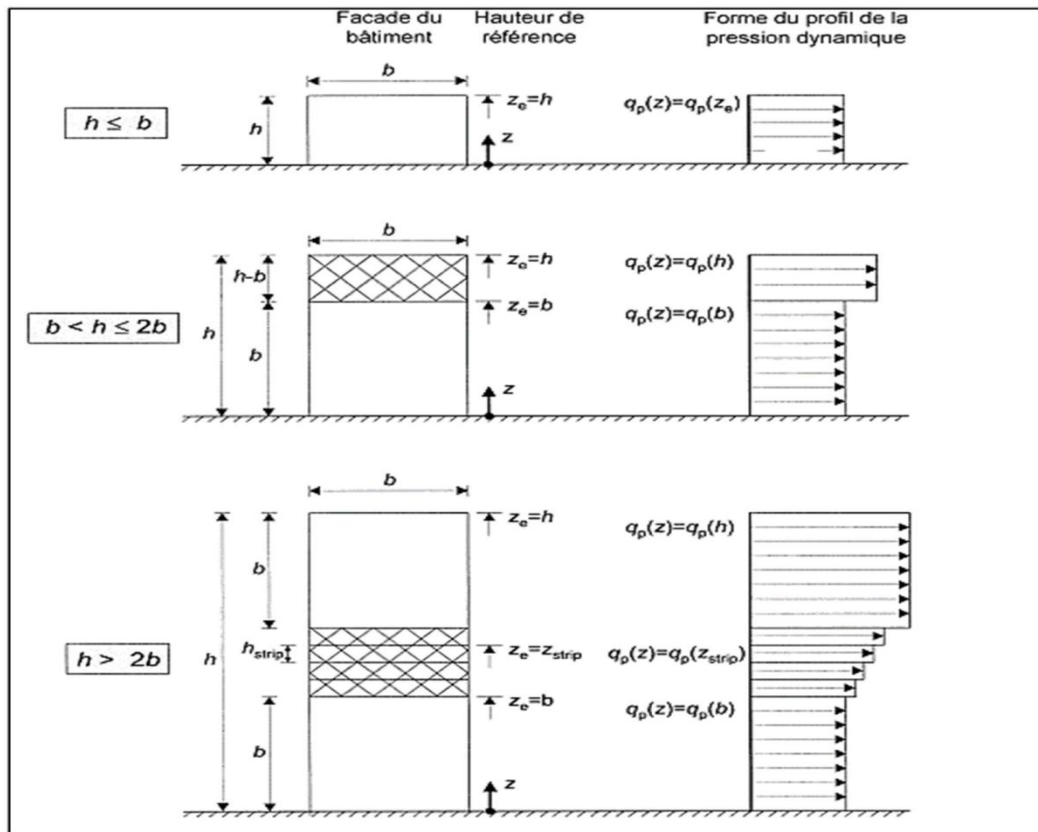
$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

$Z_e$  : (en m) est la hauteur de référence.

#### a) Hauteur de référence

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013.

## Chapitre II : Etude climatique



**Figure II.2 :** Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique

Comme notre cas la hauteur des parois  $h=08.00\text{m}$ , Et la largeur  $b=23.6\text{m}$   $\Rightarrow h \leq b$  ;

$\Rightarrow Z_e=h=08\text{m}$  ;

Pour les toitures,  $Z_e$  est pris égal a la hauteur maximale des bâtiments ;

$Z_e \Rightarrow H=10$ .

(Selon RNVA 2013 Chap 2 article 2.3.2).

b) Coefficient d'exposition ( $C_e$ )

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, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_{ex} = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7 \times I_v(z)] \quad (\text{RNVA 2013 Chap 2, formule 2.2}) ;$$

$$C_{ex} = 1 \times (0.174)^2 \times (1+7 \times 0.145) \Rightarrow \boxed{C_{ex} = 2.77}$$

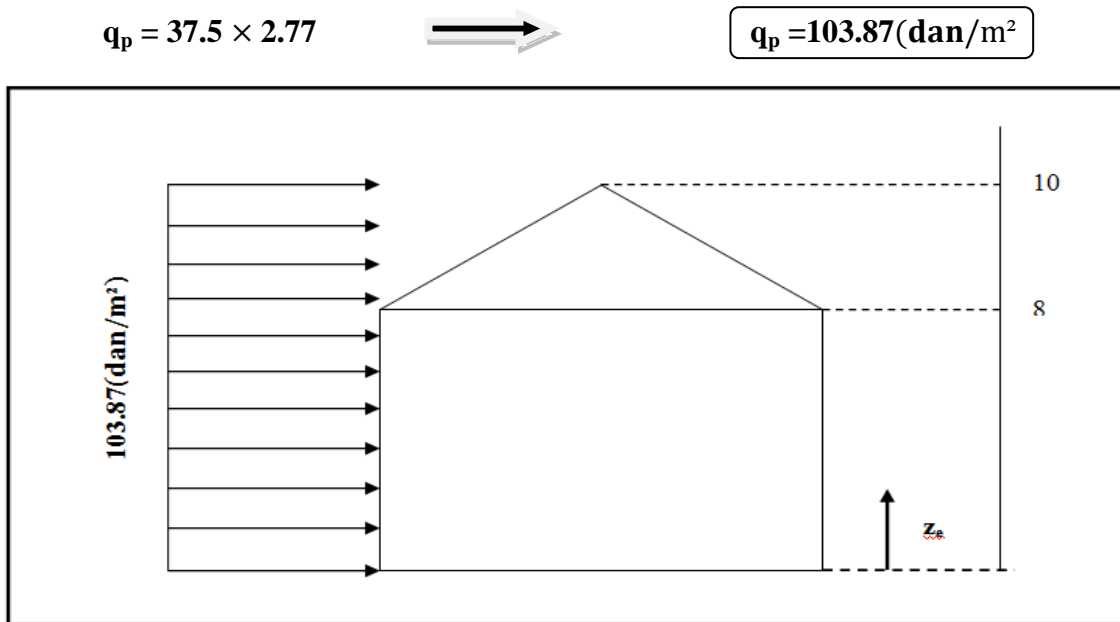
c) Intensité de turbulence

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 suivante :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} \quad \text{pour} \quad h > h_0$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0.01}\right)} \Rightarrow \boxed{I_v = 0.145}$$

d) la pression dynamique de pointe



*Figure II.3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$*

### II.1.5 Détermination Des Coefficients De Pression Extérieure $C_{pe}$

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

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

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) && \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Où :  $S$  (en  $\text{m}^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

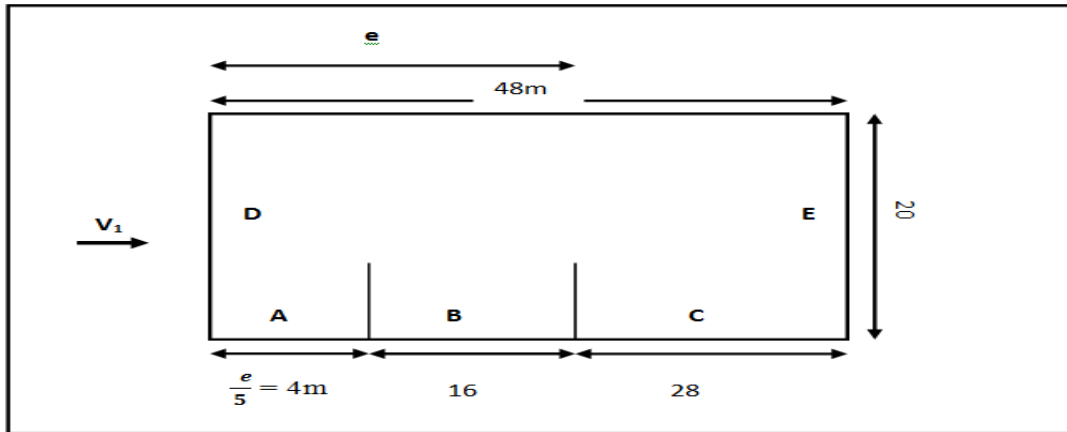
#### II.1.5.1 Cas De Vent Perpendiculaire Au Pignon (Sens $V_1$ )

a) Calcul de  $C_{pe}$  pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens  $V_1$

$$\left. \begin{array}{l} d = 48 \text{ m} \\ b = 23.6 \text{ m et} \\ h = 10 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} e = \min [b ; 2h] \longrightarrow e = \min [23.6 ; 20] \longrightarrow e = 20 \text{ m} . \\ \text{et } d > e \longrightarrow \frac{e}{5} = 4 \text{ m} , \quad \frac{4e}{5} = 16 \text{ m} , \quad d - e = 28 \text{ m} . \end{array}$$



**Figure II.4 :** Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens  $V_1$

- Calcul des surfaces pour chaque zone

**Tableau II.2 :** Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales ( $S$  en  $m^2$ ).

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en $m^2$ )	$4 \times 8$ = 32	$16 \times 8$ = 128	$28 \times 8$ = 224	$(23.6 \times 8) + (\frac{2 \times 23.6}{2})$ = 212.4	E=D = 212.4

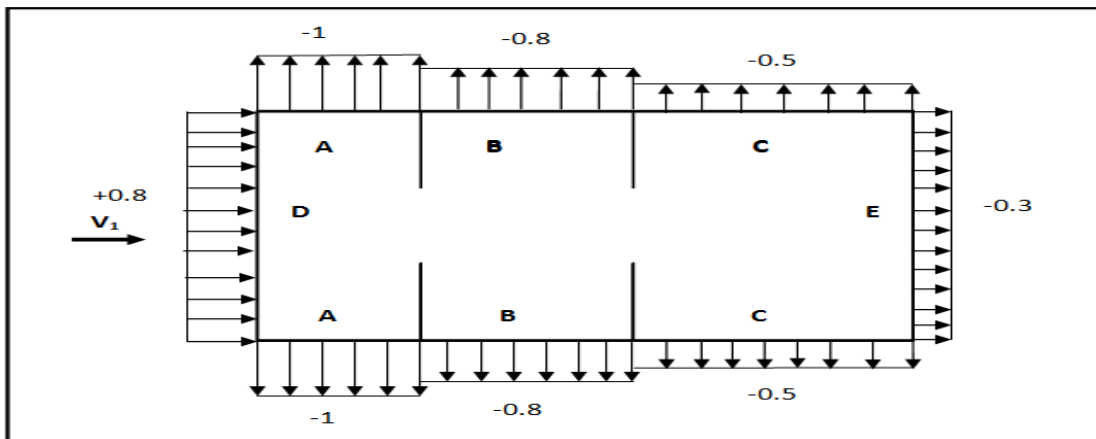
On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à  $10m^2$ .

Donc :  $C_{pe} = C_{pe,10}$  pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

- Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on va déterminer les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone.

**Tableau II.3 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens  $V_1$ .

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



**Figure II.5 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens  $V_1$

## Chapitre II : Etude climatique

b) Calcul de  $C_{pe}$  pour la toiture

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au pignon (sens  $V_1$ ) et parallèle aux génératrices donc ;  
 $\theta = 90^\circ$  (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).
- La toiture est à deux versants avec une pente de 30% ce qui nous donne un angle de  $\alpha = 9.62^\circ$  (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour  $\theta = 90^\circ$ , on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante

$$\begin{array}{l}
 d = 48 \text{ m} \\
 b = 23.6 \text{ m} \\
 h = 10 \text{ m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} d \\ b \\ h \end{array}} \right\}
 \begin{array}{l}
 \text{et } e = \min [b ; 2h] \longrightarrow e = \min [20 ; 18] \longrightarrow e = 20 \text{ m} \\
 \text{et } \frac{e}{4} = 5 \text{ m}, \quad \frac{e}{10} = 2 \text{ m}, \quad \frac{e}{2} = 10 \text{ m}
 \end{array}$$

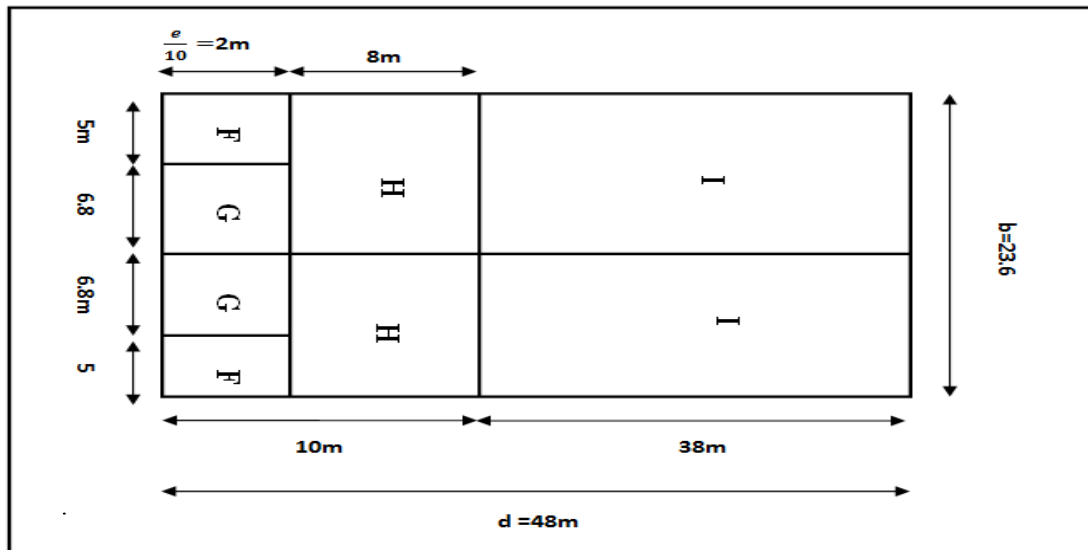


Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens  $V_1$ .

- Calcul des surfaces pour chaque zone

Tableau II.4 : les surfaces des zones chargées pour la toiture ( $S$  en  $m^2$ ).

Zone	F	G	H	I
<b>Surface</b>	$2 \times 5$	$6.8 \times 2$	$11.8 \times 8$	$11.8 \times 38$
<b>(en <math>m^2</math>)</b>	= 10	= 13.6	= 94.4	= 448.4

- On remarque que toutes les surface sont supérieur au égale à  $10m^2$ .
- Les valeurs des coefficients d'expositions  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha = 05^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  tirées du tableau

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

**Zone F :**  $S = 10\text{m}^2$  ( $S \geq 10\text{m}^2$ ).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.6 + \frac{-1.3 + 1.6}{15 - 5} (9.62 - 5) = -1.6 + \frac{0.3}{10} (4.69) = -1.461.$$

⇒  $C_{pe} = -1.461.$

**Zone G :**  $S = 13.6\text{m}^2$  ( $S > 10\text{m}^2$ ).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.3 + \frac{-1.3 + 1.3}{15 - 5} (9.62 - 5) = -1.3 + \frac{0}{10} (4.69) = -1.3.$$

⇒  $C_{pe} = -1.3.$

**Zone H :**  $S = 94.4\text{m}^2$  ( $S > 10\text{m}^2$ ).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7 + \frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} (9.62 - 5) = -1.3 + \frac{0.1}{10} (4.69) = -0.653.$$

⇒  $C_{pe} = -0.653.$

**Zone I :**  $S = 448.4 \text{ m}^2$  ( $S > 10\text{m}^2$ ).

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.5 + 0.6}{15 - 5} (9.62 - 5) = -0.6 + \frac{0.1}{10} (4.69) = -0.553.$$

⇒  $C_{pe} = -0.553.$

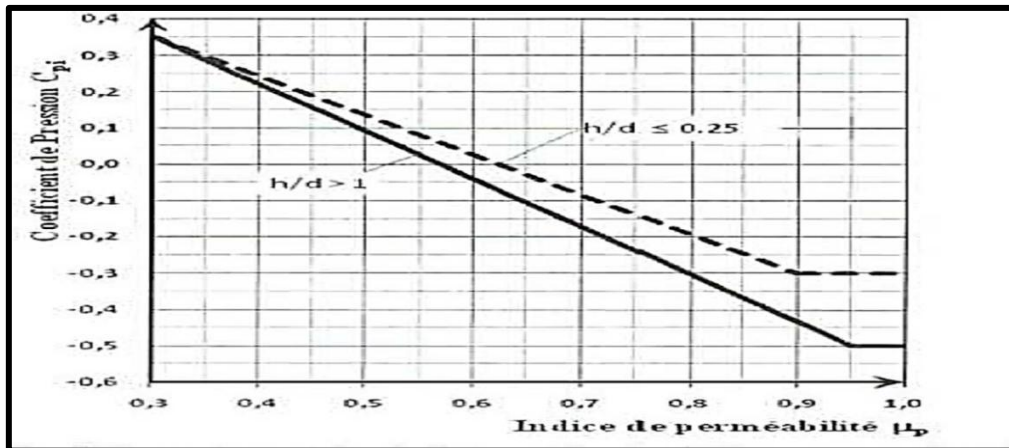
**Tableau II.5 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens VI

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.461	-1.3	-0.653	-0.553

**II.1.5.2 Détermination De Coefficient De Pression Intérieur  $C_{pi}$**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par

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



**Figure II.7 :** coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre hangar possède :

- { 1 portail pour chaque pignon de dimension  $(6 \times 6)m^2$ .
- { 8 portes pour chaque long pan de dimension  $(6 \times 1)m^2$ .

$$\mu_p = \frac{(6 \times 6) + 8(6 \times 1) \times 2}{2(6 \times 6) + 8(6 \times 1) \times 2} = \frac{132}{168} = 0.78 \quad \text{on prend :} \quad \mu_p \approx 0.8$$

Le rapport  $\frac{h}{d} = \frac{10}{48} = 0.208 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$

On utilise les valeurs de  $C_{pi}$  correspondant à  $(h/d \leq 0.25)$  de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc  $C_{pi} = -0.2$

- La pression statique au vent

D'après le règlement RNVA2013, les pressions  $q_j$  sont calculées par la formule suivante :

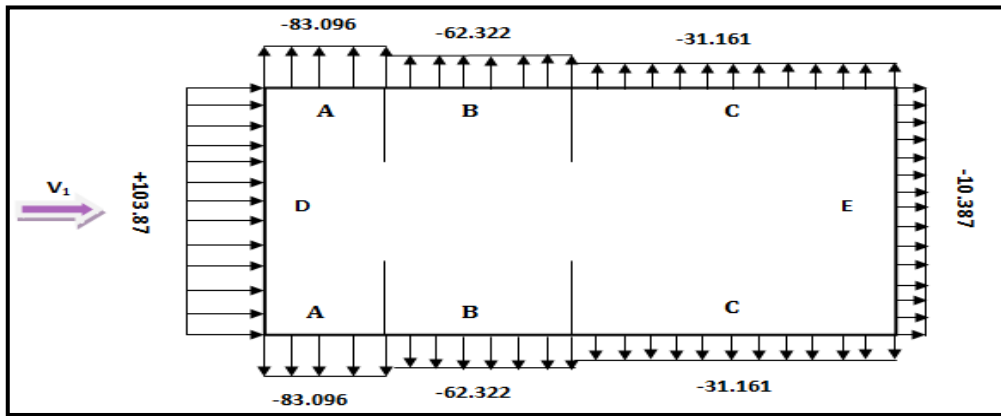
$$p_h = q_h(c_e - c_i) \quad [\text{daN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

Vent perpendiculaire au pignon (sens V1)

a) Parois verticales

**Tableau II.6 :** Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

ZONE	$q_h$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$p_h[\text{daN/m}^2]$
A	103.87	-1	-0.2	-0.8	-83.096
B	103.87	-0.8	-0.2	-0.6	-62.322
C	103.87	-0.5	-0.2	-0.3	-31.161
D	103.87	+0.8	-0.2	+1.0	+103.87
E	103.87	-0.3	-0.2	-0.1	-10.387

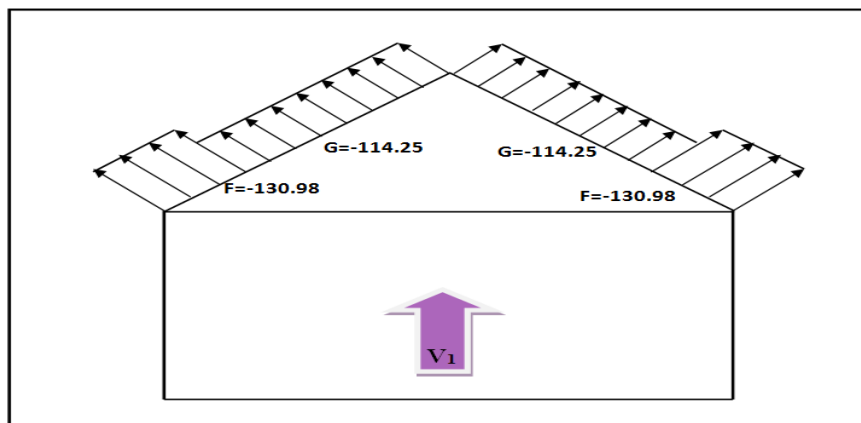


**Figure II.8 :** La répartition de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

b) Toiture

**Tableau II.7 :** valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

ZONE	$q_h$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	103.87	-1.461	-0.2	-1.261	-130.98
<b>G</b>	103.87	-1.3	-0.2	-1.1	-114.25
<b>H</b>	103.87	-0.653	-0.2	-0.453	-47.05
<b>I</b>	103.87	-0.553	-0.2	-0.353	-32.66



**Figure II.9 :** La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

### II.1.6 Cas De Vent Perpendiculaire Au Long Pan (Sens $V_2$ )

a) Calcul de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens  $V_2$  :

$$\begin{array}{l}
 d = 23.6 \text{ m} \\
 b = 48 \text{ m} \\
 h = 10 \text{ m}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}
 \begin{array}{l}
 \text{et } e = \min [b ; 2h] \longrightarrow e = \min [48 ; 20] \longrightarrow e = 20 \text{ m} \\
 \text{et } d > e \longrightarrow \frac{e}{5} = 4 \text{ m} , \frac{4e}{5} = 16 \text{ m} , d - e = 3.6 \text{ m}
 \end{array}$$

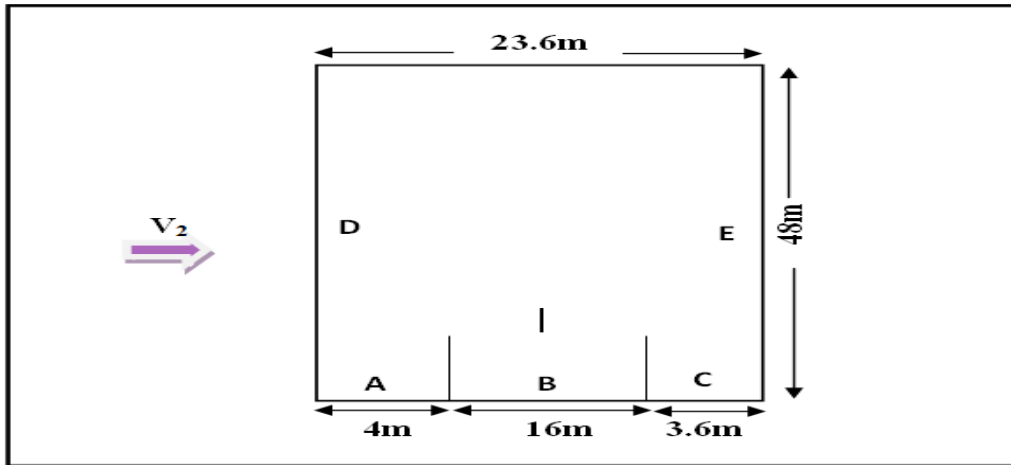


Figure II.10: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens  $V_2$ .

- Calcul des surfaces pour chaque zone

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens  $V_2$

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en $m^2$ )	$4 \times 8$ = 32	$16 \times 8$ = 128	$3.6 \times 8$ = 28.8	$48 \times 8$ = 384	$E = D$ = 384

On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à  $10m^2$ ,  
Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$  pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de  $C_{pe}$  correspondant

Tableau II.9 : Les valeurs de  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone des parois verticales sens  $V_2$ .

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

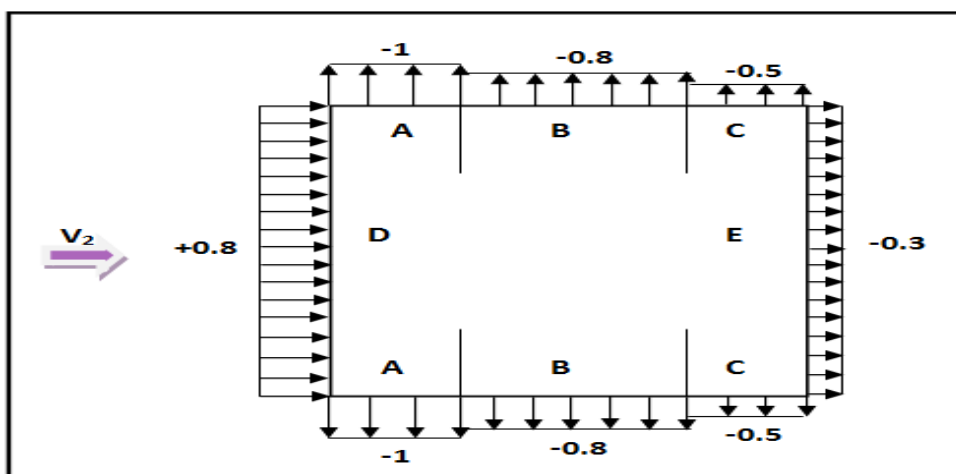


Figure II.11 : Les valeurs de  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone des parois verticales sens  $V_2$ .

## Chapitre II : Etude climatique

b) Calcul de  $C_{pe}$  pour la toiture

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ , et dans notre cas

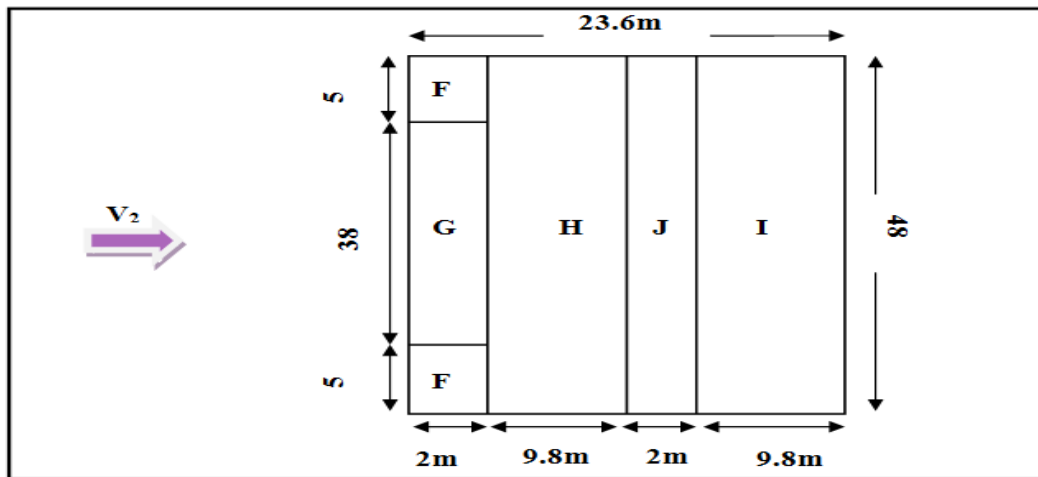
- Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens  $V_2$ ) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc

$\theta = 0^\circ$  (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- La toiture est à seul versant avec une pente de 17% ce qui nous donne un angle de  $\alpha = 9.62^\circ$  (figure 5.4 de RNVA2013).
- Pour  $\theta = 0^\circ$ , on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont représentées sur la figure suivante :

Avec :

$$\begin{array}{l}
 d = 23.6 \text{ m} \\
 b = 48 \text{ m} \\
 h = 10 \text{ m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} d \\ b \\ h \end{array}} \right\}
 \begin{array}{l}
 \text{et } e = \min [b ; 2h] \\
 \text{et } \frac{e}{4} = 5\text{m} \quad , \quad \frac{e}{10} = 2\text{m} \quad , \quad \frac{e}{2} = 10\text{m}
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \longrightarrow e = \min [48 ; 20] \\
 \longrightarrow e = 20\text{m}
 \end{array}$$



*Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens  $V_2$ .*

- Calcul des surfaces et des coefficients  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone

*Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$*

Zone	F	G	H	J	I
Surface	$5 \times 2$	$38 \times 2$	$48 \times 9.8$	$48 \times 2$	$48 \times 9.8$
(en $m^2$ )	= 10	= 76	= 470.4	= 96	= 470.4

On remarque que toutes les surface sont supérieur au égale à  $10m^2$ .

Les valeurs des coefficients d'expositions  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha = 05^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  tirées du tableau

(tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

Donc :  $C_{pe} = C_{pe.10}$  pour chaque zone.

## Chapitre II : Etude climatique

Les valeurs des coefficients d'expositions  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=15^\circ$  et  $\alpha=5^\circ$  tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ( $\theta = 0^\circ$ ).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

**AN :**

**Zone F**

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.7 + \frac{-0.9 + 1.7}{15 - 5} (9.62 - 5) = -1.7 + \frac{+0.8}{10} (4.62) = \mathbf{-1.330} .$$

$$C_{pe,+} = 0 + \frac{+0.2 - 0}{15 - 5} (9.62 - 5) = \frac{+0.2}{10} (4.62) = \mathbf{+0.092} .$$

**Zone G**

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{-0.8 + 1.2}{15 - 5} (9.62 - 5) = -1.2 + \frac{+0.4}{10} (4.62) = \mathbf{-1.015} .$$

$$C_{pe,+} = 0 + \frac{+0.2 - 0}{15 - 5} (9.62 - 5) = \frac{+0.2}{10} (4.62) = \mathbf{+0.092} .$$

**Zone H**

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.3 + 0.6}{15 - 5} (9.62 - 5) = -0.6 + \frac{+0.3}{10} (4.62) = \mathbf{-0.461} .$$

$$C_{pe,+} = + \frac{+0.2 - 0}{15 - 5} (9.62 - 5) = \frac{+0.2}{10} (4.62) = \mathbf{+0.092} .$$

**Zone I**

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.4 + 0.6}{15 - 5} (9.62 - 5) = -0.6 + \frac{+0.2}{10} (4.62) = \mathbf{-0.507} .$$

**Zone J**

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-1 + 0.6}{15 - 5} (9.62 - 5) = -0.6 + \frac{-0.4}{10} (4.62) = \mathbf{-0.784} .$$

$$C_{pe,+} = 0.2 + \frac{+0 - 0.2}{15 - 5} (9.62 - 5) = 0.2 + \frac{-0.2}{10} (4.62) = \mathbf{+0.107} .$$

**Tableau II.11 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens  $V_2$

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	+0.092	+0.092	+0.0924	-0.507	-0.784
	-1.330	-1.015	-0.461		+0.107

c) Calcul de coefficient de pression intérieur

$$\mu_p = \frac{2 \times (6 \times 6) + (6 \times 1) \times 8}{2(6 \times 6) + 8(6 \times 1) \times 2} = \frac{120}{168} = 0.71$$

Le rapport  $\frac{h}{d} = \frac{10}{23.6} = 0.42$  ⇒  $0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport  $\frac{h}{d}$  est compris entre ( $h/d=0.25$ ) et ( $h/d=1$ ), on utilise l'interpolation linéaire pour

déterminer les valeurs de  $C_{pi}$  selon la Note de figure 5.14 de RNVA2013.

$C_{pi}$  est compris entre (-0.1) et (-0.18)

## Chapitre II : Etude climatique

$$C_{pi} = -0.1 + \frac{-0.18 + 0.1}{0.75} (0.71 - 0.25)$$

Donc :

$$C_{pi} = -0.15$$

- La pression statique au vent

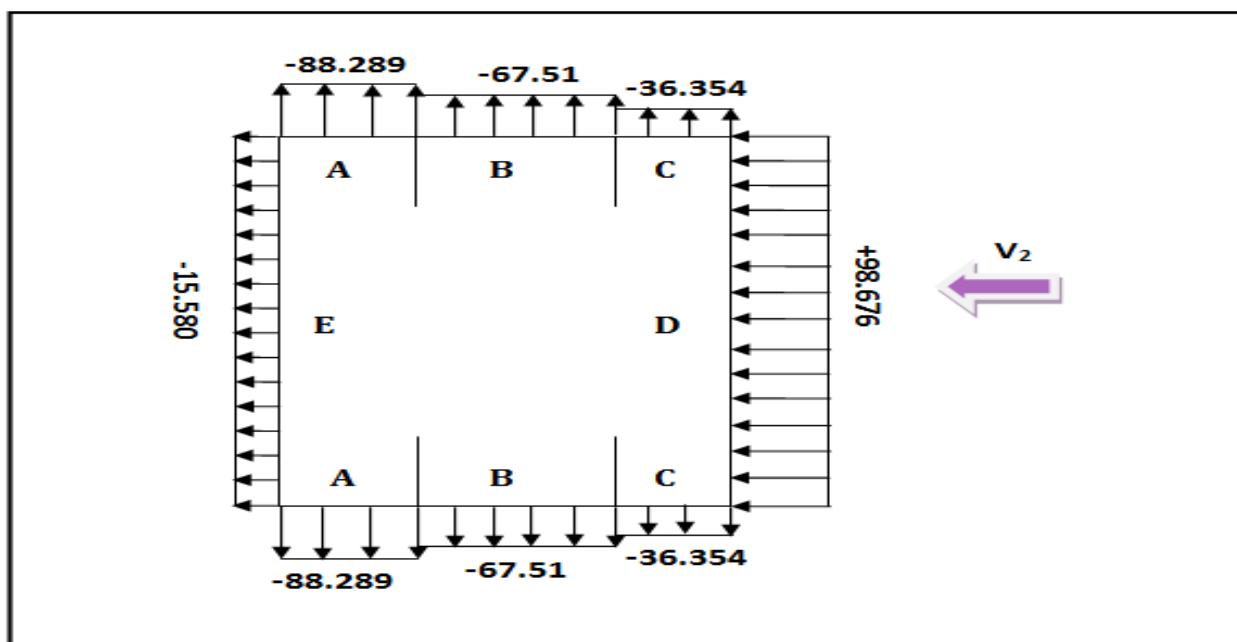
D'après le règlement RNVA2013, les pressions  $q_h$  sont calculées par la formule suivante :

$$p_h = q_h(c_e - c_i) \quad [\text{daN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

- Vent perpendiculaire au long-pan (sens  $V_2$ )
  - a) Parois verticales

*Tableau II.12 : Valeurs de la pression statique au vent sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_2$ .*

ZONE	$q_h$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$p_h[\text{daN/m}^2]$
<b>A</b>	103.87	-1	-0.15	-0.85	<b>-88.289</b>
<b>B</b>	103.87	-0.8	-0.15	-0.65	-67.51
<b>C</b>	103.87	-0.5	-0.15	-0.35	-36.354
<b>D</b>	103.87	+0.8	-0.15	+0.95	<b>+98.676</b>
<b>E</b>	103.87	-0.3	-0.15	-0.15	-15.580



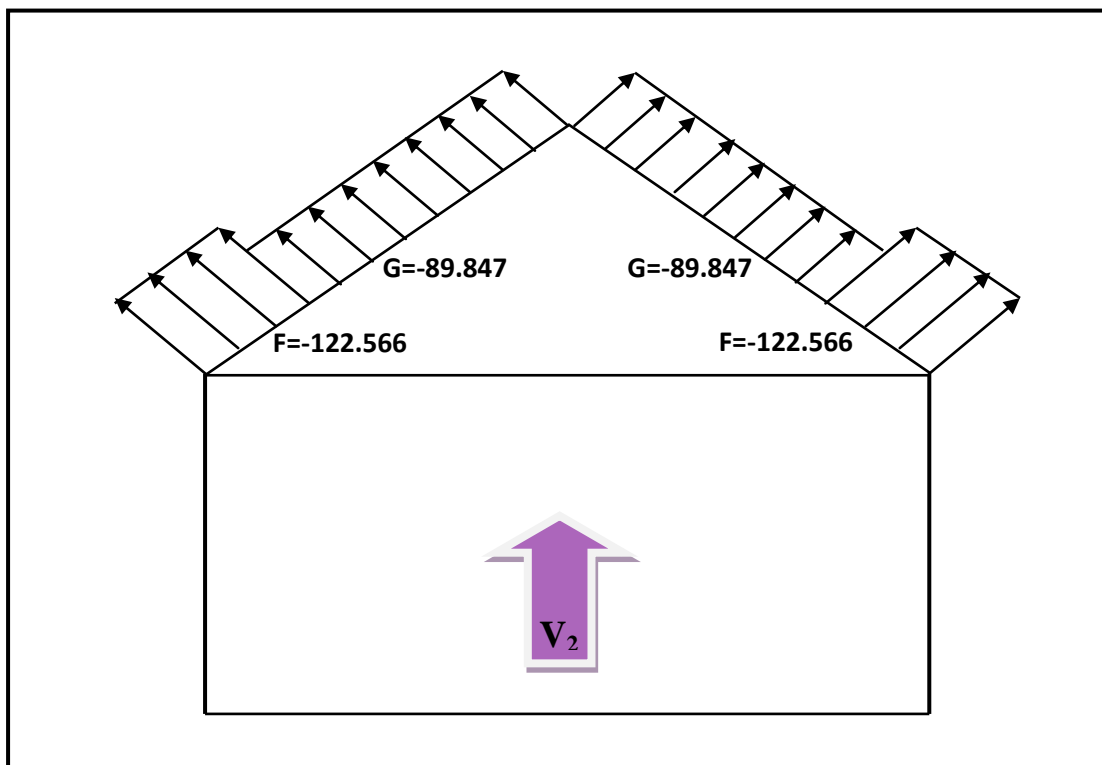
*Figure II.13 : La répartition de pression statique au vent au sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$ .*

## Chapitre II : Etude climatique

b) Toiture

**Tableau II.13** : valeurs de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$ .

ZONE	$q_h(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$p_h[N/m^2]$
<b>F</b>	103.87	-1.330	-0.15	-1.18	<b>-122.566</b>
		+0.092	-0.15	+0.242	+25.136
<b>G</b>	103.87	-1.015	-0.15	-0.865	-89.847
		+0.092	-0.15	+0.242	+25.136
<b>H</b>	103.87	-0.461	-0.15	-0.311	-32.303
		+0.092	-0.15	+0.242	+25.136
<b>I</b>	103.87	-0.507	-0.15	-0.357	-37.081
<b>J</b>	103.87	-0.784	-0.15	-0.634	-65.853
		+0.107	-0.15	+0.257	+26.694



**Figure II.14** : La répartition de la pression statique au vent sur la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$ .

### II.2 Action D'ensemble

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces  $F_{w,e}$ ,  $F_{w,i}$  et  $F_{fr}$  respectivement données par :

- Forces extérieures :  $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$
- Force de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} \times q_{q(Z_e)} \times A_{fr}$

Où :

- $W_e$  est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $Z_e$  donnée par l'expression :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- $W_i$  est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $Z_i$  donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

$A_{réf}$  : est l'aire de référence de la surface élémentaire.

$C_{fr}$  : est le coefficient de frottement.

$A_{fr}$  : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

$Z_e$  ;  $Z_i$  respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures ; (Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

#### II.2.1 Cas De Vent Perpendiculaire Au Pignon ( $V_1$ )

a) Détermination de la force extérieure  $F_{w,e}$ :

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad C_d = 1 \quad \text{et} \quad W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

– Calcul de la pression extérieure  $W_e$

**Tableau II.14:** les résultats de calcul de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone.

ZONE	$q_p(z_e)$ [daN/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	$W_e$ [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	103.87	+0.8	+83.096
<b>E</b>	103.87	-0.3	-31.16
<b>F</b>	103.87	-1.461	-151.754
<b>G</b>	103.87	-1.3	-135.031
<b>H</b>	103.87	-0.653	-67.827
<b>I</b>	103.87	-0.553	-57.44

## Chapitre II : Etude climatique

- Calcul de la force extérieure  $F_{w,e}$ :

*Tableau II.15 : les résultats de calcul de la force extérieure  $F_{w,e}$ , correspondant à chaque zone*

Element	ZONE	Cd	We [daN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>réf</sub> [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de F <sub>w,e</sub> [daN]	Composantes verticales de F <sub>w,e</sub> [daN]
<b>Parois .V</b>	D	1	+83.096	212.4	+17649.59	0
<b>Parois .V</b>	E	1	+31.161	212.4	-6617.59	0
<b>Toiture</b>	F	1	-151.754	10	0	-1517.54
<b>Toiture</b>	G	1	-135.031	13.6	0	-1836.42
<b>Toiture</b>	H	1	-67.821	94.4	0	-6402.86
<b>Toiture</b>	I	1	-57.44	448.4	0	-25756.09
				F <sub>w,e</sub> [KN] (résultante)	<b>11031</b>	<b>-35512.91</b> -

- a) Détermination de la force intérieure  $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf} \quad \text{Avec} \quad W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure  $W_i$ :

*Tableau II.16 : Les résultats de calcul de la pression intérieure  $W_i$ , correspondant à chaque zone.*

ZONE	q <sub>p</sub> (z <sub>e</sub> ) [daN/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pi</sub>	W <sub>i</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	103.87	-0.2	-20.774
<b>E</b>	103.87	-0.2	-20.774
<b>F</b>	103.87	-0.2	-20.774
<b>G</b>	103.87	-0.2	-20.774
<b>H</b>	103.87	-0.2	-20.774
<b>I</b>	103.87	-0.2	-20.774

## Chapitre II : Etude climatique

- Calcul de force intérieure  $F_{w,i}$ :

*Tableau II.17 : les résultats de calcul de la force intérieure  $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone.*

Elément	ZONE	$W_i$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$A_{réf}$ [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [ [daN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [daN]	
Parois .V	D	-20.774	212.4	-4412.39	0	
Parois .V	E	-20.774	212.4	-4412.39	0	
Toiture	F	-20.774	10	0	-207.77	
Toiture	G	-20.774	13.6	0	-282.52	
Toiture	H	-20.774	94.4	0	-1961.06	
Toiture	I	-20.774	448.4	0	-9315.06	
				$F_{w,i}$ (résultante) [daN]	<b>-8824.78</b>	<b>-11766.44</b>

- b) Détermination de la force de frottement  $F_{fr}$

Les effets de 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 extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

- **Dans Ce Cas La Direction Du Vent Elle Est Perpendiculaire Au Pignon :**

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi}} = [(48 \times 8) \times 2] = 768 \text{ m}^2.$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \left[ \left( \frac{2}{\sin 9.62} \right) \times 2 \times 48 \right] = (11.96 \times 2 \times 48) = 1148.92 \text{ m}^2.$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 768 + 1148.92 = 1916.92 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(6 \times 20) + (3 \times 10)] \times 2 = 300 \text{ m}^2.$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

*L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent*

## Chapitre II : Etude climatique

---

$$S = 1972.8 \text{ m}^2 > 4 \times 300 \text{ m}^2 = 1200 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{CONDITION NON VERIFIEE}$$

Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

c) Calcul de la force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times Afr$$

$C_{fr}$  : coefficient de frottement donné par le (tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013)

Dans notre cas :

Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

Donc :  $C_{fr}(\text{toiture}) = C_{fr}(\text{parois verticales}) = 0.04$  ;

Pour la toiture :  $Z_e = 10 \text{ m} \Rightarrow q_p(10 \text{ m}) = 103.87 \text{ daN/m}^2$  ;

$$A_{fr} = \left[ \left( \frac{2}{\sin 9.62} \right) \times 2 \times 48 \right] = 1148.92 \text{ m}^2 ;$$

$$F_{fr(\text{toiture})} = 0.04 \times 103.87 \times 1148.92 = 4773.53 \text{ daN}$$

$$F_{fr(\text{toiture})} = 4773.53 \text{ daN.}$$

Pour les parois verticales :  $Z_e = 8 \text{ m} \Rightarrow q_p(8 \text{ m}) = 103.87 \text{ daN/m}^2$  ;

$$A_{fr} = 48 \times 8 \times 2 = 768 \text{ m}^2 ;$$

$$F_{fr(\text{parois verticales})} = 0.04 \times 103.87 \times 768 = 3190.88 \text{ daN}$$

$$F_{fr(\text{parois verticales})} = 3190.88 \text{ daN.}$$

La force de frottement totale :

$$F_{fr} = F_{fr(\text{toiture})} + F_{fr(\text{parois verticales})} = 4773.53 + 3190.88$$

$$F_{fr} = 7964.41 \text{ daN.}$$

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

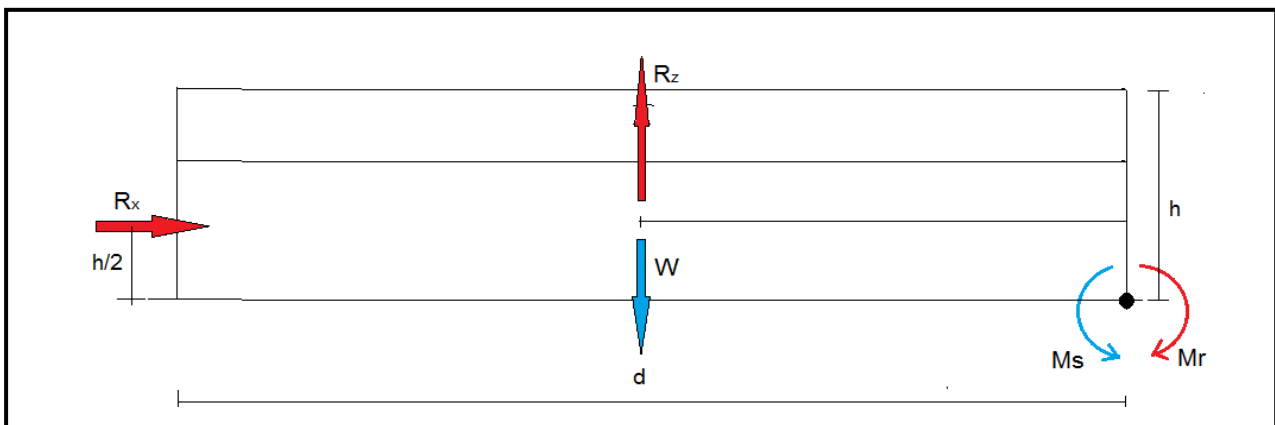
Stabilité longitudinale (petite face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent  $V_1$  et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre II : Etude climatique

*Tableau II.18 : La force  $F_w$  résultante, cas  $V_1$ .*

	Action horizontale [daN]	Action verticale [daN]
$F_{w,e}$	+11031	0
$F_{w,e}$	0	-3551291
$F_{w,i}$	-8824.78	0
$F_{w,i}$	0	-11766.41
$F_{fr}$	+7964.41	0
<b>Résultante <math>F_{w,H}</math></b>	<b>10170.63</b>	<b>0</b>
<b>Résultante <math>F_{w,V}</math></b>	<b>0</b>	<b>-47279.32</b>



*Figure II.15 : stabilité longitudinale.*

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w,V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = [10170.63 \times \frac{10}{2}] + [47279.32 \times \frac{48}{2}]$$

$$M_r = 11855.56 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

$w$  : poids total de la surface du hangar ( $w = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ).

$$w = 0.5 \times S_{\text{structure}}$$

$$w = 0.5 \times 2340.96$$

$$w = 1170.48 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Etude climatique

$$M_s = 1170.48 \times \frac{48}{2}$$

$$M_s = 28091.52 \text{ KN.m}$$

$M_s = 28091.52 \text{ KN.m} > M_r = 11855.56 \text{ KN.m} \dots \text{la stabilité longitudinale est vérifiée}$

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar (w = 1992.18 KN du CHAPITRE 08).

$$M_s = 1992.18 \times \frac{48}{2}$$

$$M_s = 47812.32 \text{ KN.m}$$

$M_s = 47812.32 \text{ KN.m} > M_r = 11855.6 \text{ KN.m} \dots \text{la stabilité longitudinale est vérifiée.}$

### II.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V2)

a) Détermination de la force extérieure  $F_{w,e}$ :

$$F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{\text{réf}} \text{ avec } C_d=1 \text{ et } W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- Calcul de la pression extérieure  $W_e$ :

*Tableau II.20: les résultats de calcul de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone. .*

ZONE	$q_p(z_e)[\text{daN/m}^2]$	Cpe	$W_e [\text{danN/m}^2]$
<b>D</b>	103.87	+0.8	+0.803
<b>E</b>	103.87	-0.3	-0.301
<b>F</b>	103.87	-1.330	-1.038
		+0.0092	+0.279
<b>G</b>	103.87	-1.015	-0.835
		+0.092	+0.279
<b>H</b>	103.87	-0.461	-0.313
		+0.092	+0.242
<b>I</b>	103.87	-0.507	-0.436
<b>J</b>	103.87	-0.784	-81.434
		+0.107	+11.114

## Chapitre II : Etude climatique

- Calcul de la force extérieure  $F_{w,e}$

**Tableau II.21** : Les résultats de calcul de la force extérieure  $F_{w,e}$ , correspondant à chaque zone

Element	ZONE	Cd	$W_e$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$A_{réf}$ [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [daN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [daN]
<b>Parois .V</b>	D	1	+83.096	384	+31908.864	0
<b>Parois .V</b>	E	1	-31.161	384	-11965.824	0
<b>Toiture</b>	F	1	-138.147	10	0	-138.47
			+9.556	10	0	+95.556
<b>Toiture</b>	G	1	-105.428	76	0	-8012.556
			+9.556	76	0	+726.256
<b>Toiture</b>	H	1	-47.884	470.4	0	-22524.633
			+9.556	470.4	0	+4495.142
<b>Toiture</b>	I	1	-52.662	470.4	0	-24772.204
<b>Toiture</b>	J	1	-81.434	96	0	-7817.664
			+11.114	96	0	1066.944
				$F_{w,e}$ [daN] (résultante)	+19943.04	<b>-64508.449</b> <b>-18388.306</b>

- b) Détermination de la force intérieure  $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf} \quad \text{Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure  $W_i$ :

ZONE	$q_p(z_e)$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pi}$	$W_i$ [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	103.87	-0.15	-15.58
<b>E</b>	103.87	-0.15	-15.58
<b>F</b>	103.87	-0.15	-15.58
<b>G</b>	103.87	-0.15	-15.58
<b>H</b>	103.87	-0.15	-15.58
<b>I</b>	103.87	-0.15	-15.58

**Tableau II.21** : Les résultats de calcul de la pression intérieure  $W_i$ , correspondant à chaque zone.

## Chapitre II : Etude climatique

– Calcul de force intérieure  $F_{w,i}$ :

**Tableau II.22** : Les résultats de calcul de la force intérieure  $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone.

Elément	ZONE	$W_i$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$A_{réf}$ [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [ [daN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [daN]	
Parois .V	D	-15.58	384	-5982.72	0	
Parois .V	E	-15.58	384	-5982.72	0	
Toiture	F	-15.58	10	0	-155.8	
Toiture	G	-15.58	76	0	-1184.08	
Toiture	H	-15.58	470.4	0	-7328.832	
Toiture	I	-15.58	470.4	0	-7328.832	
Toiture	j	-15.58	96	0	-1495.65	
				$F_{w,i}$ [daN] (résultante)	<b>-11965.44</b>	<b>-17493.194</b>

c) Détermination de la force de frottement  $F_{fr}$

- **Dans Ce Cas La Direction Du Vent Elle Est Perpendiculaire Au Long-Pan :**

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons :

$$P_{\text{Pignons}} = [(23.6 \times 8) + 23.6] \times 2 = 424 \text{ m}^2.$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \left[ \left( \frac{2}{\sin 9.62} \right) \times 48 \times 2 \right] = 1148.92 \text{ m}^2.$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 424 + 1148.92 = 1573.73 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(48 \times 8)] \times 2 = 768 \text{ m}^2.$$

$$S = 1573.73 \text{ m}^2 < 4 \times 768 \text{ m}^2 = 3072 \text{ m}^2$$



**CONDITION VERIFIEE**

Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long-pan.

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

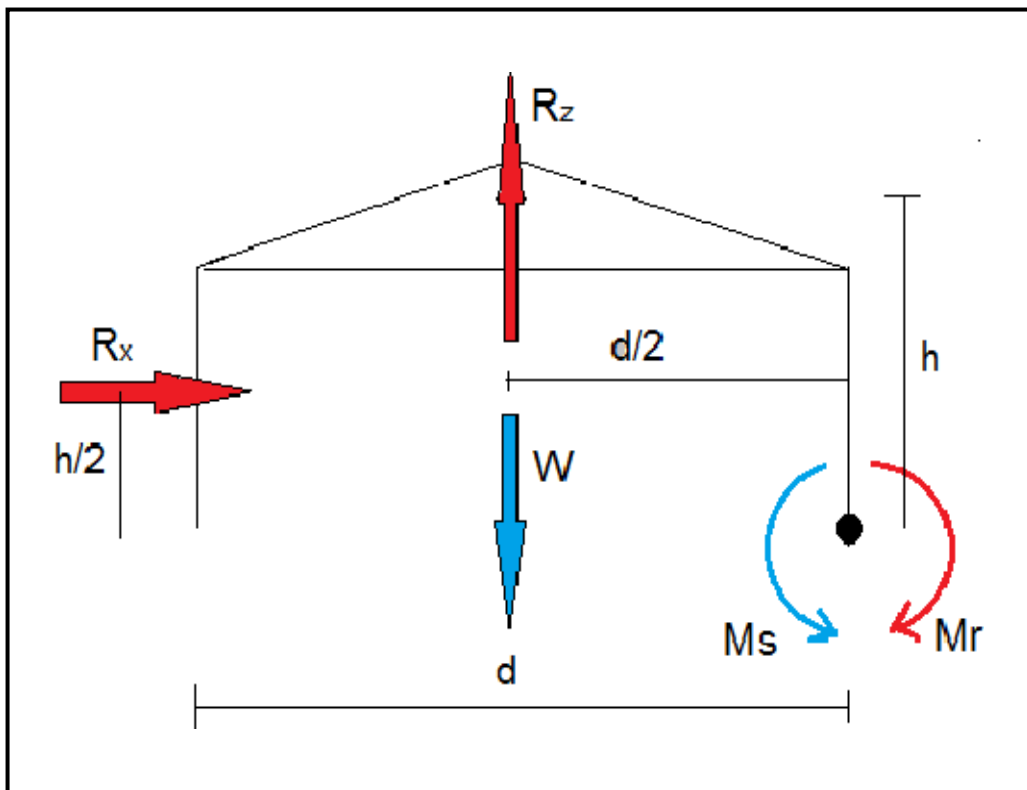
Stabilité transversal (grande face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent  $V_2$  et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre II : Etude climatique

*Tableau II.23 : La force  $F_w$  résultante, cas  $V_2$ .*

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	+19943.04	0
$F_{w,e}$	0	-64508.499
		-18388.306
$F_{w,i}$	-11965.44	0
$F_{w,i}$	0	-17493.194
$F_{fr}$	0	0
Résultante $F_{w,H}$	7977.6	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-820.02
		-358.815



*Figure II.16 : stabilité transversale.*

Calcul du moment de renversement

$$M_r = (F_{w,H} \times \frac{h}{2}) + (F_{w,V} \times \frac{d}{2})$$

$$M_r = [797.76 \times \frac{10}{2}] + [820.02 \times \frac{23.6}{2}]$$

$$M_r = 13665.036 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ( $w = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ).

$$w = 0.5 \times S_{\text{structure}}$$

$$w = 0.5 \times 2340.96$$

$$w = 1170.48 \text{ KN}$$

$$M_s = 1170.48 \times \frac{23.6}{2}$$

$$M_s = 13811.66 \text{ KN.m}$$

$M_s = 13811.66 \text{ KN.m} > M_r = 13665.036 \text{ KN.m} \dots$ la stabilité transversale est vérifiée.

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar dans le chapitre 04)

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar ( $w = 1992.18 \text{ KN}$  du CHAPITRE 08).

$$M_s = 1992.18 \times \frac{23.6}{2}$$

$$M_s = 23507.72 \text{ KN.m}$$

$M_s = 23507.72 \text{ KN.m} > M_r = 13665.036 \text{ KN.m} \dots$ la stabilité transversale est vérifiée

### II.3 Etude A La Neige

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

#### II.3.1 Domaine D'application

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

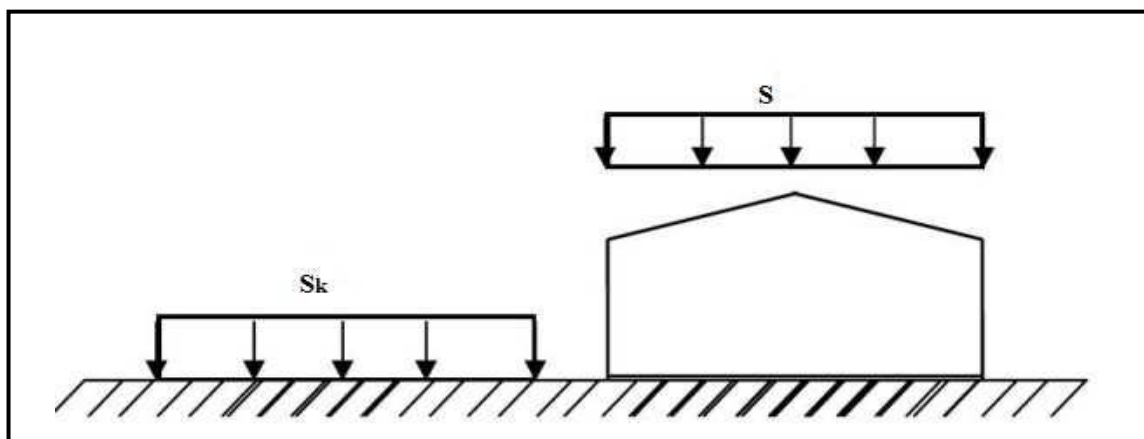


Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

#### II.3.2 La Charge De Neige Sur Le Sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la daïra de Ouaguenoun, village Djebba, Wilaya Tizi Ouzou qui est classée en zone A selon la classification de (L'annexe 1 RNVA2013).
- L'altitude du projet est d'environ 100 m.
- Donc :  $S_k$  est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNVA2013. Partie I.4})$$

- H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : **H = 100m**

$$\text{A.N : } S_k = \frac{0.07 \times 100 + 15}{100} = 0.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_k = \mathbf{0.22 \text{ kN/m}^2}$$

#### II.3.3 Coefficient De Forme De La Toiture

- Il est en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants symétrique avec une pente  $\alpha = 9.62^\circ$  ;
- D'où  $0 \leq \alpha = 9.62^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = \mathbf{0.8}$ . (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2)

### II.3.4 Calcul Des Charges De Neige Sur La Toiture

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

A.N :  $S = 0.8 \times 0.22 = 0.176 \text{ kN/m}^2$ .

Donc :  $S = 0.176 \text{ kN/m}^2$ .

#### II.3.4.1 Disposition De Charge Sans Accumulation :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9.62^\circ \leq 30^\circ; \quad \mu = 0,8$$

$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.22 = 0.176 \text{ kN/m}^2$  Par projection horizontale.

$\Rightarrow S = 0.176 \cos(9.62) = 0.173 \text{ kN/m}^2$  Suivant rampant.

- Et la figure suivante nous montre la distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant rampant :

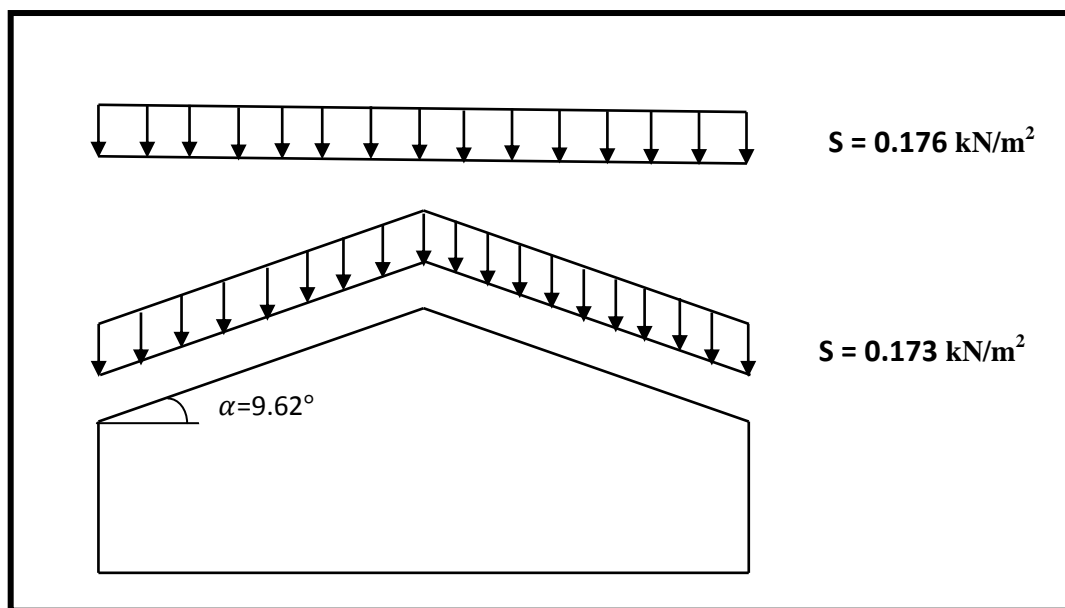


Figure II.18 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

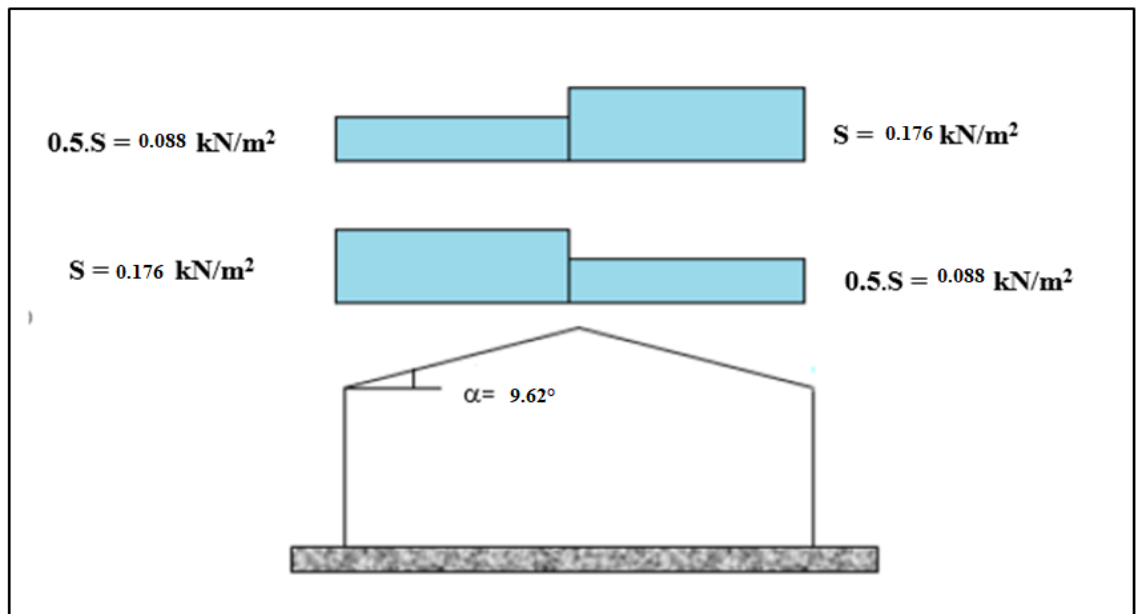
#### II.3.4.2. Disposition De Charge Avec Accumulation

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 16.69^\circ \leq 30^\circ; \quad \mu = 0,8$$

$\Rightarrow S = 0.8 \times 0.22 = 0.176 \text{ kN/m}^2$

$\Rightarrow 0.5 \times S = 0.5 \times 0.176 = 0.088 \text{ kN/m}^2$ .



*Figure II.19 : Charges de neige.*

### Conclusion

Dans ce chapitre les charges climatiques dues au vent et à la neige serviront de base pour le dimensionnement des éléments composants l'ouvrage.

### III .Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis au règne de l'**Eurocod 3**, le principe de la Vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profils concernés par cette étude sont: les pannes, les potelets, les lisses de bardage.

#### III.1 Etude Des Pannes

**Définition :** Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

La figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture

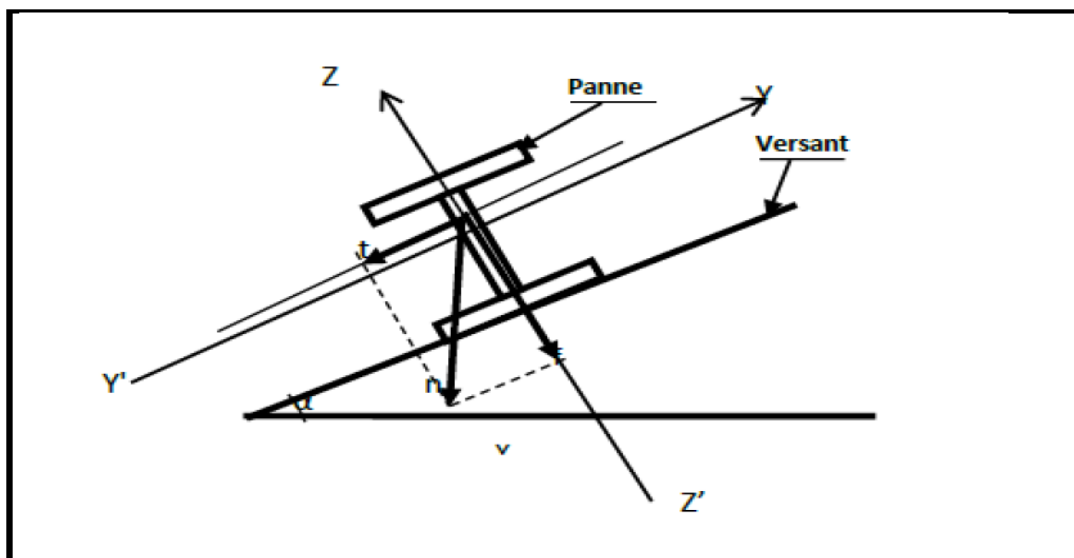


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture

##### III.1.1 Les données

- Espacement entre chaque panne  $e = 1.13\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6\text{m}$ .
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 9.62^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (estimé).....12kg/ml
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (la limite d'élasticité de l'acier)

### III.1.2 Principe De Dimensionnement

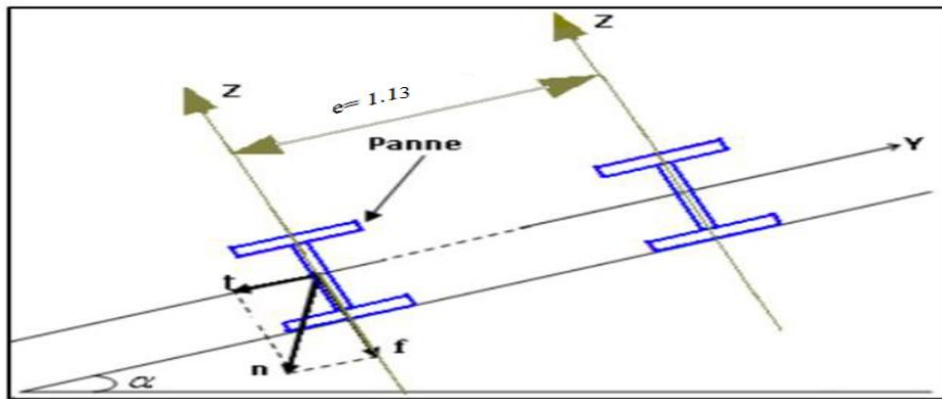
Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

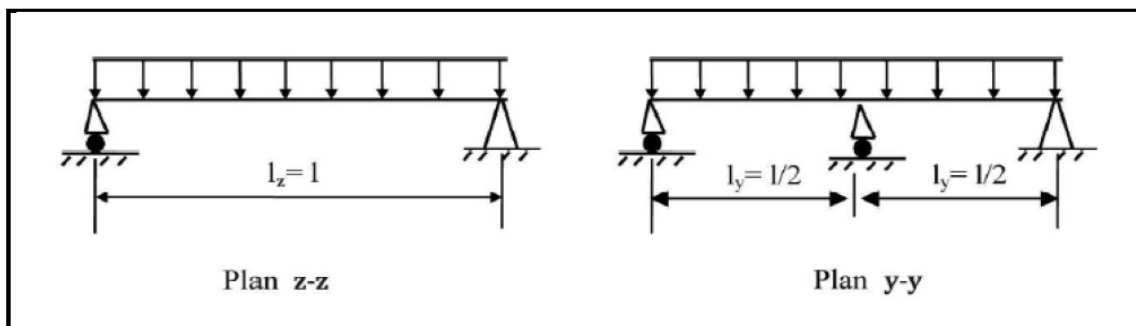
- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $t$  parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).



*Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes*



*Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.*

### III.1.3 Evaluation Des Charges Et Surcharges

a) Les charges permanentes  $G$

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 1.13 + 12$$

$$G = 31.21 \text{ kg/ml}$$

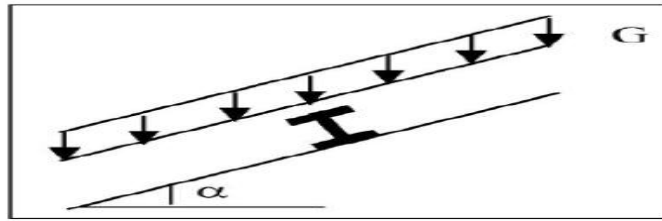


Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

b) Surcharges d'entretien E

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne. Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente ( $P_{eq}$ ) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie ( $P_{eq}$ ) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

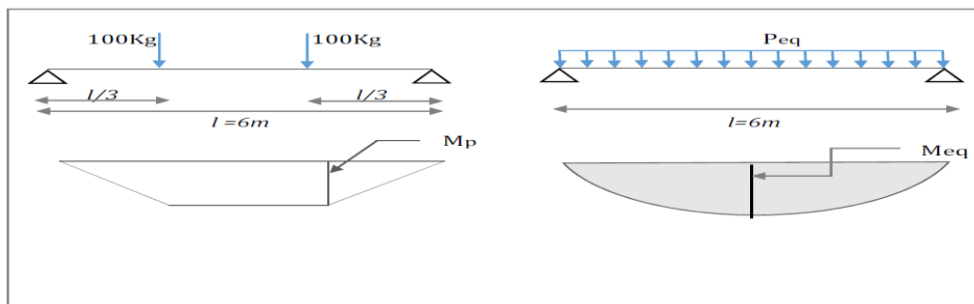


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P_{eq} l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

**E = 44.44 daN/ml**

c) Surcharges du vent V

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = -130.98 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{chapitre II}).$$

$$V = -130.98 \times 1.13 = -148$$

**V = - 148 daN/ml.**

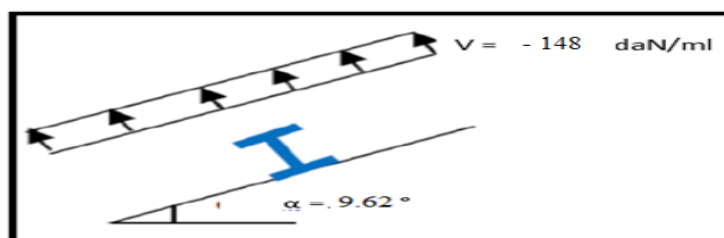


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes

d) Surcharges de la neige N

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$$N = 17.6 \times 1.13 = 19.88 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{chapitre II. étude de la neige}).$$

$$N = 17.6 \times 1.13 \times \cos \alpha = 19.60$$

$$N = \mathbf{19.60 \text{ daN/ml}}$$

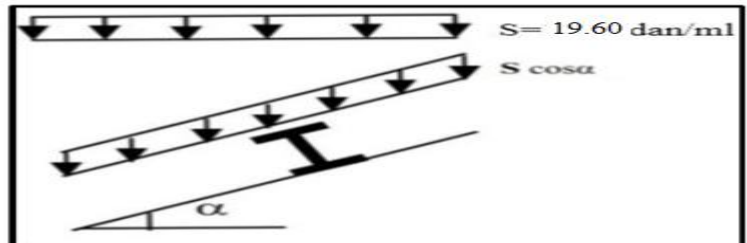


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes

III.1.4 Combinaisons Des Charges Les Plus Défavorables

a) Action vers le bas ↓

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 108.79 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 71.5 \text{ daN/ml.}$$

$$G = \mathbf{31.21 \text{ daN/ml.}}$$

$$E = \mathbf{44.44 \text{ daN/ml.}}$$

$$V = \mathbf{-148.00 \text{ daN/ml.}}$$

$$N = \mathbf{19.60 \text{ daN/ml.}}$$

b) Action vers le haut ↑

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -252.77 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = +5.21 \text{ daN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1} ; Q_{sd,2} ; Q_{z, sd} ; Q_{y, sd}) \implies \boxed{Q_{sd} = -252.77 \text{ daN/ml}}$$

III.1.5 Vérification A L'état Limite Ultime ELU

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé IPE140, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	d mm	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>vy</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>
	140	73	4.7	6.9	7	112.12	88.34	19.25	7.64	8.76	44.92

### Classe de la section :

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \quad \text{Avec : } = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.29 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

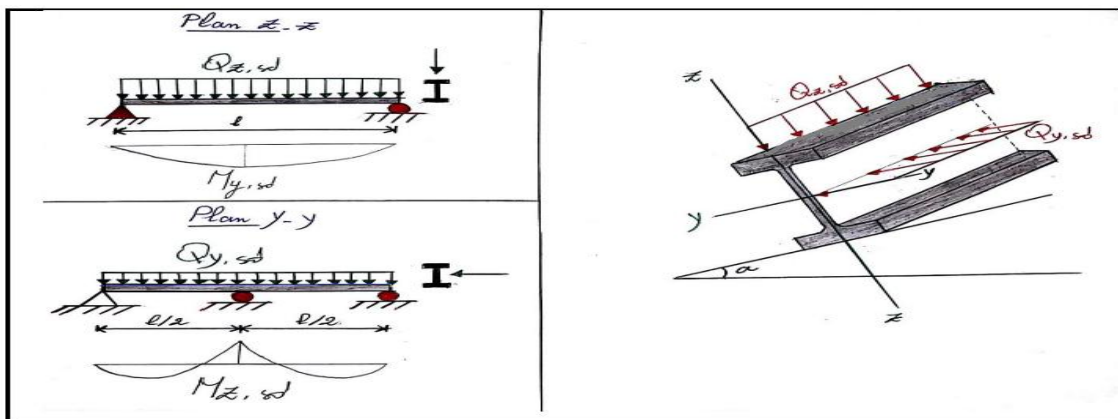
Donc la section est de classe 1

- a) Vérification de la section à la résistance

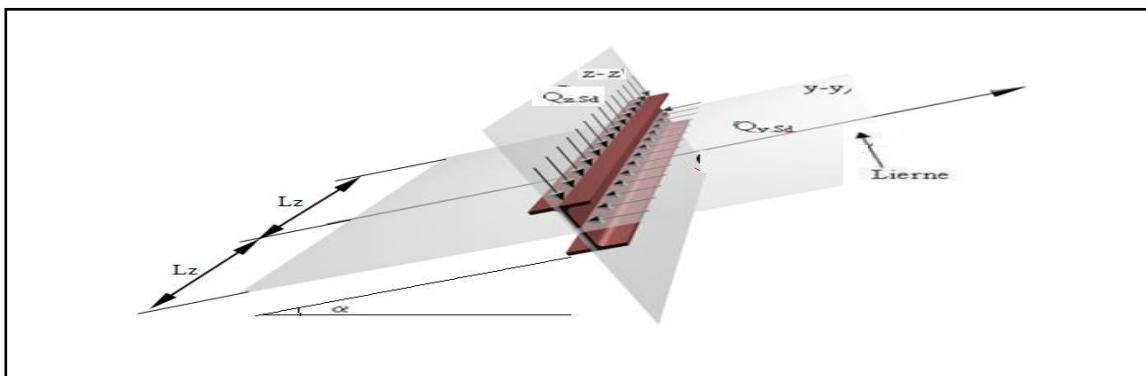
Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

- **Vérification à la flexion**

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z», l'Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée



*Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.*



*Figure III.9 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.*

La panne travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

**$M_{y,sd}$**  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge  $Q_{z,sd}$ .

**$M_{z,sd}$**  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge  $Q_{y,sd}$ .

**$M_{ply,Rd}$**  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

**$M_{plz,Rd}$**  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

**$Q_{y,d}$**  : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

**$Q_{z,d}$**  : Charge appliquée dans le plan de l'âme.

**$W_{pl,y}$**  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

**$W_{pl,z}$**  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

Pour les sections en **I** et **H** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$   $n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0$  donc  $\beta = 1$

**$Q_{sd} = -252.77 \text{ daN/ml}$**  .....(combinaison de charge maximale)

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -252.77 \times \cos(9.62^\circ) = 249.21 \text{ daN/ml}$ .

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -252.77 \times \sin(9.62^\circ) = 42.24 \text{ daN/ml}$ .

$$\begin{cases} M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{42.24 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 47.52 \text{ daN.ml} \\ M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{19.25 \times 6^2}{8} = 1121.25 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.25 \times 2350}{1.1} = 411.25 \text{ daN.m} \\ M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = 1887.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left[ \frac{1121.44}{1887.26} \right]^2 + \left[ \frac{47.52}{411.25} \right]^1 = 0.46 \leq 1 \text{ .....condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03):

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$$

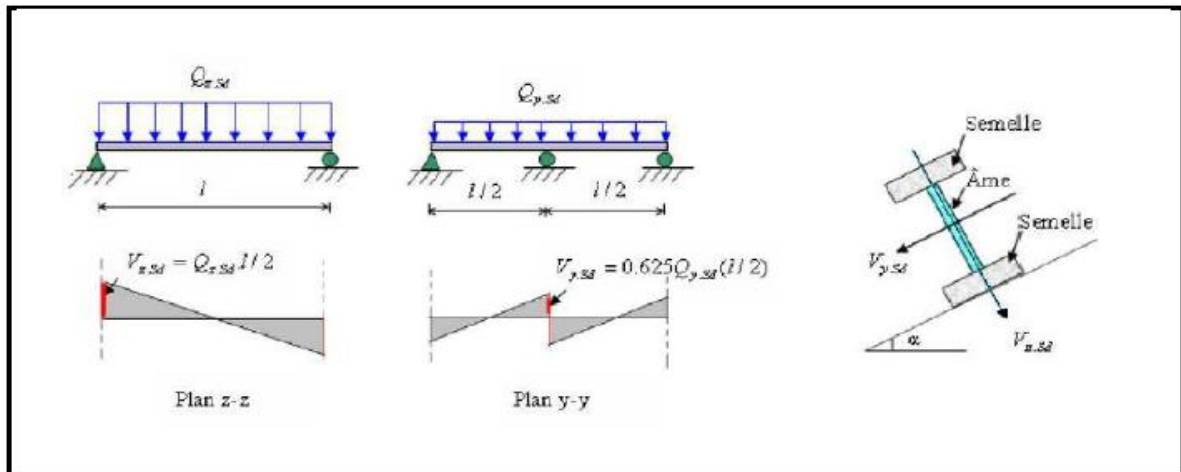


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, ):

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \implies V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$V_{y.sd}$  : Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$  : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply.Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz.Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  : Aire de cisaillement (profilé IPE140) en  $cm^2$

$\gamma M_0$ : facteur de résistance en section ( $\gamma M_0 = 1.1$ )

$f_y$ : limite d'élasticité d'acier ( $f_y = 2350 \text{ dan/cm}^2$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z.sd} = \frac{249.21 \times 6}{2} = \frac{1495.26}{2} = 747.63 \text{ daN} \\ V_{y.sd} = 0.625 \times 42.42 (6/2) = 79.2 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{plz.Rd} = \frac{7.64 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 9423.40 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} = \frac{8.76 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 10804.84 \text{ daN} \end{array} \right.$$

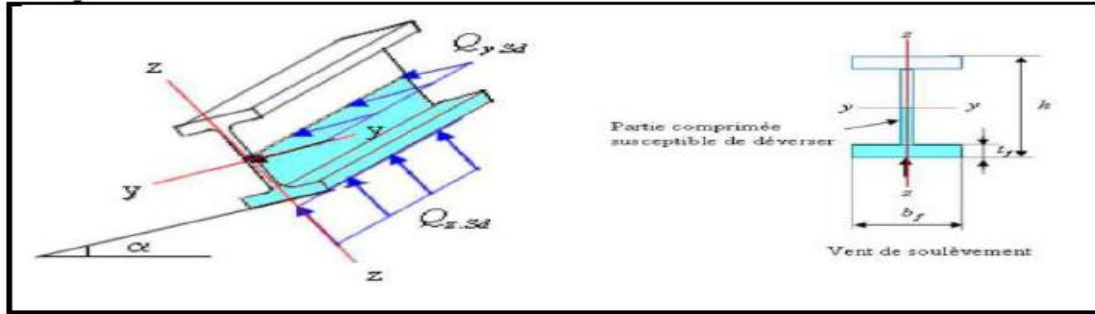
$$V_{z.sd} = 747.63 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 79.2 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 10804.84 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

**Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.



*Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.*

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1.0$$

$$\begin{cases} Q_{z,sd} = - 252.77 \text{ daN/ml} \\ Q_{y,sd} = 7.04 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{7.04 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 7.92 \text{ daN.ml} \\ M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{252.77 \times 6^2}{8} = 1137.46 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = 411.25 \text{ daN.m} \\ M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = 1887.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply,Rd}$$

$M_{b,Rd}$ : Le moment résistant de déversement

-  $\chi_{LT}$ : c'est le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élancement réduit  $\lambda_{LT}$  et coefficient d'imperfection  $\alpha_{LT}$ .

La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).

-  $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{1t}}{\lambda_1} \right)$$

Le risque de déversement est atteint lorsque :  $\bar{\lambda}_{lt} > 0.4$

Pour les profilés laminés e I et H, l'élément  $\lambda_{lt}$  peut être déterminé par la formule suivante, qui place en toute sécurité :

$$\lambda_{lt} = \frac{l}{i_z} \sqrt{c_1 \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)} \quad \text{d'après: calcul des structures métalliques selon l' EC3. p.142}$$

K=1 (appuis simple), d'après annexe F :  $C_1=1.132$  (EC 3 .p.420)

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{300}{1.65}}{1.132^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{14/0.69}\right)^{0.25}\right)} = 80.09$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{80.09}{93.9} = 0.87$$

$\bar{\lambda}_{lt} > 0.4$  Il y'a risque de déversement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminée } \alpha_{lt} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 < 2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Cambre de flambement} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.8266$$

$$M_{b,Rd} = 0.8266 \times 1887.26 = 1560.01$$

$$M_{b,Rd} = 1560.01 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{1137.46}{1560.01} \right] + \left[ \frac{7.92}{411.25} \right] = 0.74 < 1.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résistance au déversement est vérifiée.

### III.1.6 Vérification A L'état Limite De Service ELS

– Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés).

$$Q_{sd,1} = G + N = 31.21 + 19.60 = 50.80 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd,2} = G + V' = 31.21 + 148 = 279.21 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) = 275.28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 152.39 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 46.65 \text{ daN/ml}$$

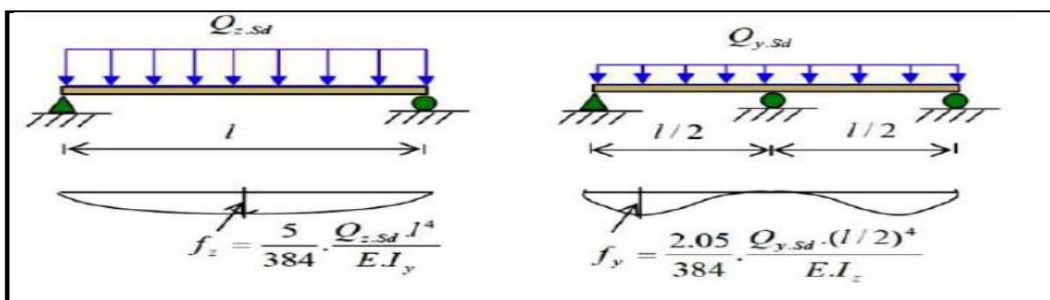


Figure III.12 : Vérification de la flèche

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2.7528 \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 541.2} = 1.06 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots OK$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.4665 \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 44.92} = 0.21 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots OK$$

**Conclusion**

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate que l’**IPE 140** convient comme pannes avec liernes.

**III.2 Etude Des Liernes De La Toiture**

**Définition :** Les liernes sont des tirants disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières

dans le plan de la toiture. Leur rôle principal est d’éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée de ces dernières dans le sens transversal.

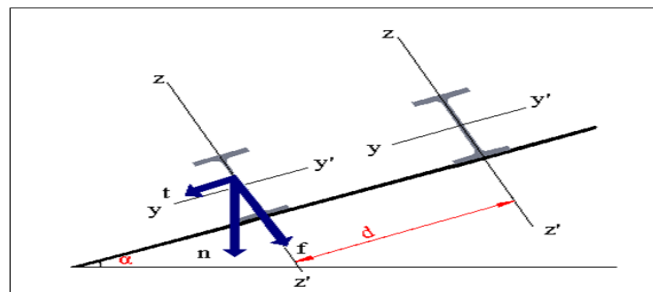
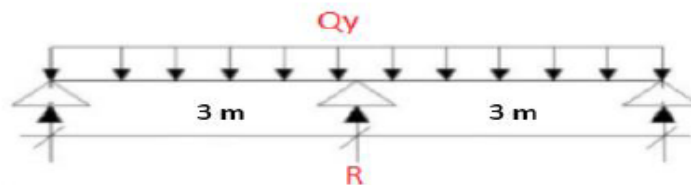


Figure III.13 : Dispositions des liernes.

**III.2.1 Dimensionnement Des Liernes**

La Réaction **R** au niveau du lierne :



$$R = 1.25 Q_{y,sd} \times \frac{l}{2}$$

$$= 1.25 (42.24) \times 3 = 158.4 \text{ daN}$$

Avec :  $Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 42.24 \text{ daN/ml}$ .

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L<sub>1</sub> provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{158.4}{2} = 79.2 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L<sub>2</sub>, L<sub>3</sub>, L<sub>4</sub>, L<sub>5</sub>, L<sub>6</sub>, L<sub>7</sub>, L<sub>8</sub>.

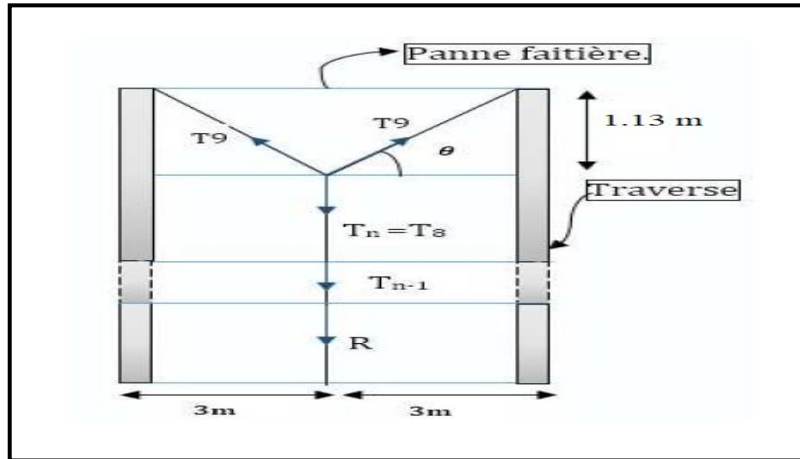


Figure III.14 : Efforts dans les liernes

$$T_n = R + T_{n-1} = 158.4 + 79.2$$

$$T_2 = R + T_1 = 158.4 + 79.2 = 237.6 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 158.4 + 237.6 = 396 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 158.4 + 396 = 554.4 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 158.4 + 554.4 = 712.8 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 158.4 + 712.8 = 871.2 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 158.4 + 871.2 = 1029.6 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 158.4 + 1029.6 = 1188 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L<sub>9</sub>

$$2T_9 \times \sin(\theta) = T_8$$

$$T_9 = 1685.9 \text{ daN} \quad \text{Avec : } \theta = \arctg \frac{1.13}{3} = 20.63^\circ$$

### III.2.3 Calcul De La Section Des Liernes

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>8</sub>

$$T_8 = N_{sd} = 1188 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl}, R_d$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1188 \times 1.1}{2350} = 0.556 \quad \implies A \geq 0.556 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.556 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.556}{\pi}} = 0.84 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

### III.3 Etude De L'échantignole

**Définition :** L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes ou aux traverses des portiques. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de déversement dû au chargement (surtout sous l'action se soulèvement du vent).

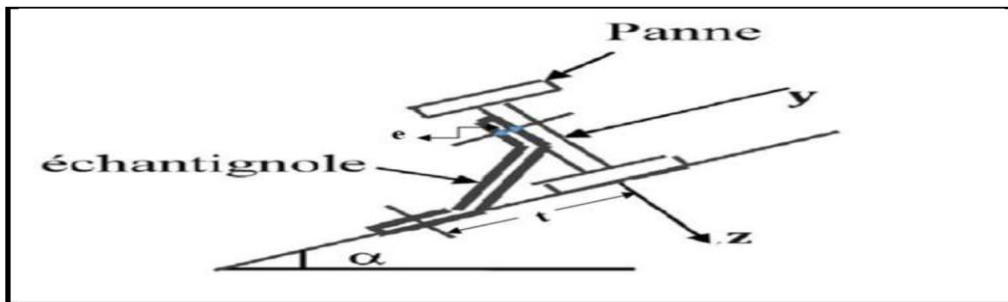


Figure III.15 : Disposition de l'échantignolle.

#### III.3.1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = - 252.77 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +7.04 \text{ daN/ml.}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE 140 :  $b = 7.3 \text{ cm}$

$$7.3 \leq t \leq 10.95 \quad \text{on adopte} \quad e = 9 \text{ cm}$$

Echantignole de rive

$$\begin{aligned} R_z &= Q_{z, sd} \times \frac{l}{2} \\ &= 252.77 \times 3 = 758.31 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_y &= Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} \\ &= 7.04 \times 3 = 21.12 \text{ daN} \end{aligned}$$

Echantignole intermédiaire

$$R_z = 2 R_z = 1516.62 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 42.24 \text{ daN}$$

### III.3.2 Calcul Du Moment De Renversement

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2}$$

$$1516.62 \times 9 + 42.24 \times 7 = 13945.26 \text{ daN.cm} = 1.3 \text{ KN.m}$$

### III.3.3 Dimensionnement De L'échantignole

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

$$M_r = M_{sd} \dots \dots \dots \text{(le moment sollicitant)}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0} \dots \dots \dots \text{(le moment de résistance élastique de la section)}$$

### III.3.4 Calcul De L'épaisseur De L'échantignole

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{13945.26 \times 1.1}{2350} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignole

- Traverse IPE 360
- $b = 170 \text{ mm}$ .

$$e = \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.52}{17}} = 1.51 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 16 mm d'épaisseur.

### III. 4. Calcul Des Lisses De Bardage

**Définition :** Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

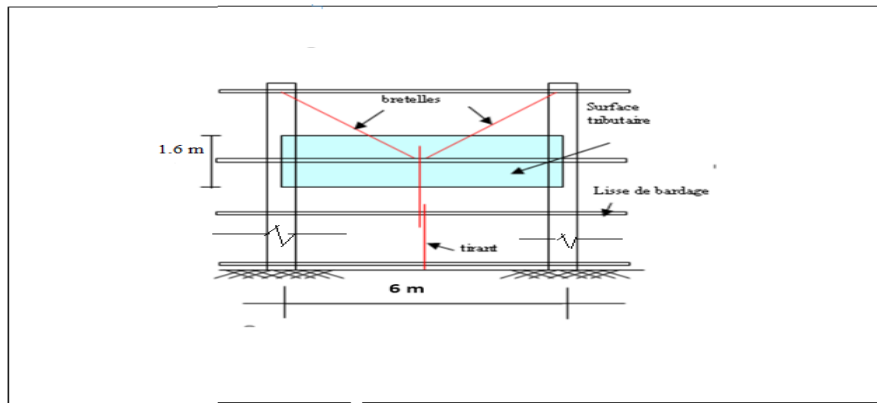


Figure - III .16 : Disposition des lisses de bardages.

### III .4.1 Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

### III.4.2. Vérification De La Lisse De Long-Pan

#### III.4.2.1 Les Données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L = 6m$ .
- L'entre axe des lisses  $e = 1.6m$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ( $n = 5$ )
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....  $12kg/m^2$
- Poids propre d'isolants .....  $5kg/m^2$
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5kg/m^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UPN140) .....  $16 kg/ml$

#### Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1.6 + 16$$

$G = 51.2 \text{ kg/ml}$

$G = 51.2 \text{ daN/ml}$

b) Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)

$V = + 98.776 \text{ daN/m}^2$  ..... (Tableau II.12. chapitre 2)

$V = 98.776 \times 1.6 = 157.88$

$V = 157.88 \text{ daN/ml}$  (pression)

**Combinaison De Charges Les Plus Défavorables**

$1.35G + 1.5V$

$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35(51.2)$

$Q_{y,sd} = 69.12 \text{ daN/ml}$

$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5(157.88)$

$Q_{z,sd} = 236.82 \text{ daN/ml}$

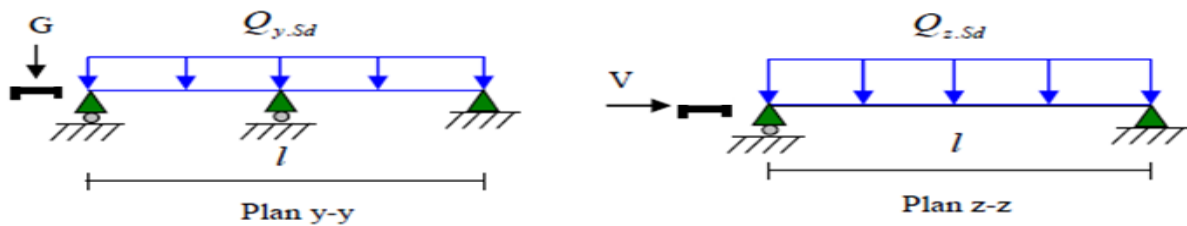


Figure III. 17: La répartition des charges sur les lisses de long pan.

**III.4.2.2 Vérification A L'état Limite Ultime (ELU)**

Par tâtonnement on choisit l'UPN 140

Données concernant ce profilé

Tableau -III-2 : Caractéristiques géométriques de l'UPN140

Profilé UPN140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tr (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	140	60	7	10	r1 = 10 r2 = 5	98	103	28.3	10.41	12	62.7

**Classe de la section :**

- Classe de la semelle

$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{60/2}{10} = 3 < 10$

$(c/tf) \leq 10\epsilon$  avec :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  et  $\epsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$  donc  $\epsilon = 1$

Semelle de classe 1

**2-Ame (fléchie) :**  $d / t_w \leq 72 \epsilon$

$98 / 7 = 14 < 72$  avec :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  et  $\epsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$  donc  $\epsilon = 1$

Ame de classe 1

Donc la Section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

- Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2** selon EC3

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \leq 1$$

Dans notre cas : La section en **I** donc  $\alpha = 2$  et l'effort normal  $N_{sd} = 0$  donc :  $\beta = 1$

$$M_{z,sd \max} = Q_{ysd} \times (l/2)^2 / 8 = 69.12 \times (6/2)^2 / 8 = 77.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd \max} = Q_{zsd} \times l^2 / 8 = 236.82 \times 6^2 / 8 = 1065.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,yrd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 103 \times 235010^{-2} / 1.1 = 2200.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,zrd} = W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M0} = 28.3 \times 235010^{-2} / 1.1 = 604.59 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{1065.69}{2200.45} \right]^2 + \left[ \frac{77.76}{604.59} \right]^1 = 0.23 + 0.13 = 0.36 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{zplrd} \implies V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l}{2} \quad \text{et} \quad V_{zplrd} = \frac{A_{vz} F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{ysd} \leq V_{yplrd} \implies V_{ysd} = 0.625 Q_{ysd} l / 2 \quad \text{et} \quad V_{yplrd} = \frac{A_{vy} F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} = \frac{236.82 \times 6}{2} = 710.46 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times 69.12 \times 6 / 2 = 129.6 \text{ daN}$$

$$V_{zplrd} = \frac{10.41 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 12839.97 \text{ daN}$$

$$V_{yplrd} = \frac{122350 / \sqrt{3}}{1.1} = 14801.12 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 710.46 \text{ daN} \leq V_{zplrd} = 12839.97 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 129.6 \text{ daN} \leq V_{yplrd} = 14801.12 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

Il n'y a pas le risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est Soutenue latéralement sur toute sa longueur (cas de vent de pression).

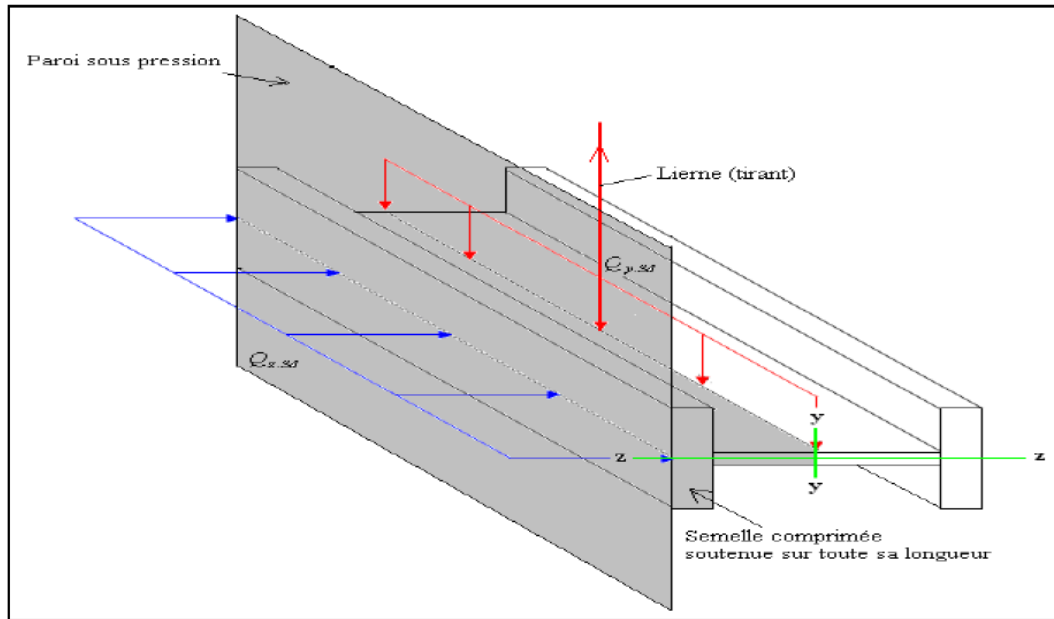


Figure III.18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur

### III.4.2.3 Vérification A L'état Limite De Service (ELS)

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non Pondérées).

$$Q = G + V$$

- Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{vl^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{15788 \cdot (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 2.09 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.09 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots OK$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{v(l/2)^4}{EI_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{5120(300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.16 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots OK$$

#### Conclusion:

La lisse de long pan en UPN140 est vérifiée à la sécurité

### III.4.3. Calculs Des Liernes De Long-Pan

#### III.4.3.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité

La Réaction **R** au niveau du lierne

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{L}{2}$$

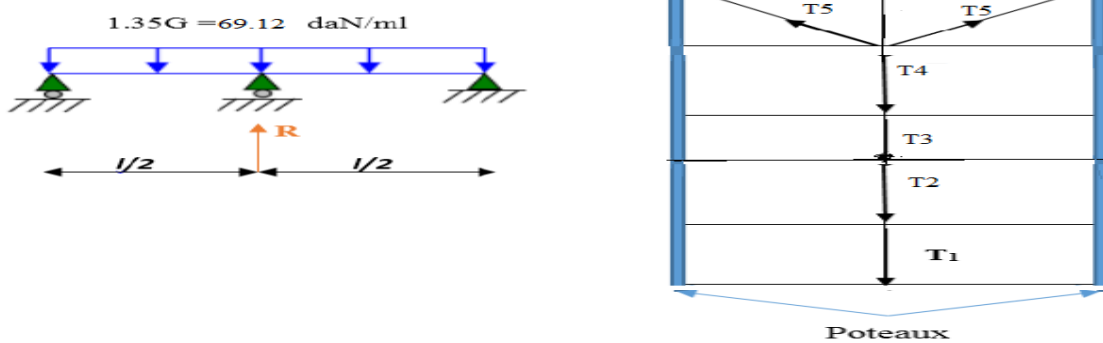


Figure III.19 : Efforts dans les liernes de long-pan

$$= 1.25 (1.35 \times 51.2) \times 3 = \mathbf{259.2 \text{ daN}}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub> provenant de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{259.2}{2} = 129.6 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L<sub>2</sub>.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 259.2 + 129.6 = 388.8 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 259.2 + 388.8 = 648 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 259.2 + 648 = 907.2 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L<sub>5</sub>

$$2T_5 \times \sin(\theta) = T_4$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctan \frac{1.60}{3} = 28.95^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin} = 824.72 \text{ daN}$$

#### III.4.3.2 Calcul De La Section Des Liernes

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>2</sub> :

$$T_4 = N_{sd} = 907.2 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl}, R_d$

$$N_{pl}, R_d \leq \frac{A \times F_y}{\gamma M} \implies A \geq \frac{907.2 \times 1.1}{2350} = 0.424$$

$$A \geq 0.424 \text{ Cm}^2$$

Avec  $A \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.424$

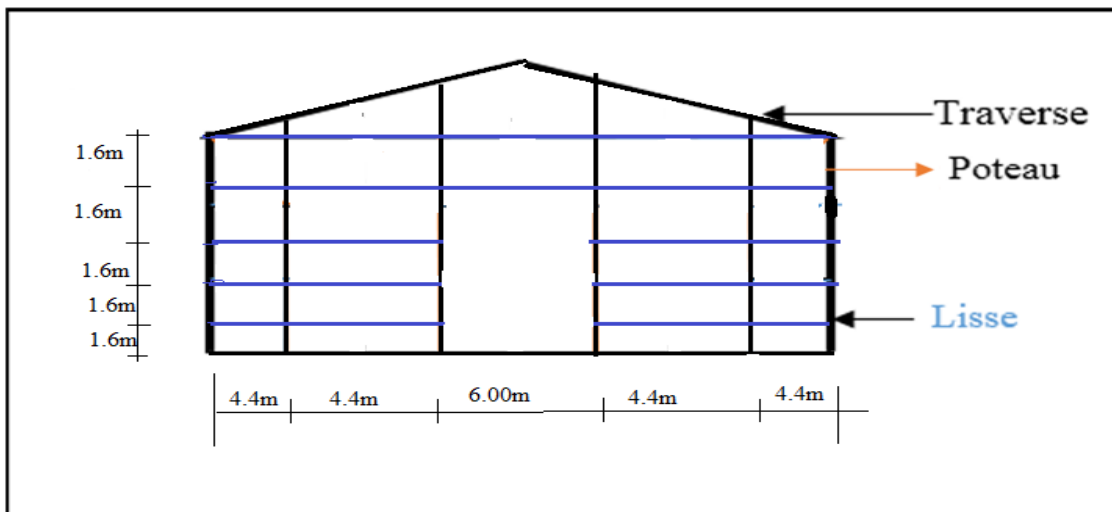
$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.424}{\pi}} = 0.73 \text{ Cm} \approx 1 \text{ cm}$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

**III.4.4 Vérification De La Lisse De Pignon On Choisit L'UPN140**

**III.4.4.1 Les Données**

- L'entre axe des lisses  $e = 1.6\text{m}$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'isolants .....5kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UPN140) ..... 16kg/ml



*Figure III.20 : Disposition des lisses sur le pignon*

**III.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges**

a) Charges permanentes

$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + \text{Plisse}$   
 $G = (12 + 5 + 5) \times 1.6 + 16 = 51.2$   
 $G = 51.2 \text{ kg/ml}$   
 **$G = 51.2 \text{ daN/ml}$**

b) Surcharges climatiques du vent

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de :  $V = +103.87 \text{ kg/ml}$  (tableau II.6).  
 $V = 103.87 \text{ daN/m}^2$  ..... (Pression).  
 $V = 103.87 \times 1.6 = 166.08$   
 **$V = 166.08 \text{ daN/ml}$**

III.4.4.3. Vérification à l'état limite ultime

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de L'UPN140

Profilé UPN140	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vy</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	140	60	7	10	r 1 =10 r2 = 5	98	103	28.3	10.41	12	62.7

Classe de la section

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60/2}{10} = 3 < 10$$

$$(c/t_f) \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} \quad \text{donc } \varepsilon = 1$$

Semelle de classe 1

- Ame (fléchie) :  $d / t_w \leq 72 \varepsilon$

$$98 / 7 = 14 < 72 \quad \text{avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} \quad \text{donc } \varepsilon = 1$$

Ame de classe 1

Donc la Section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section

Dans la condition de résistance à l'ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

- Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta = \leq 1$$

Dans notre cas : La section en I donc  $\alpha = 2$  et l'effort normal  $N_{sd} = 0$  donc :  $\beta = 1$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35(51.2) = 69.12 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5(166.08) = 249.12 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd \max} = Q_{y,sd} \times (l/2)^2 / 8 = 69.12 \times (6/2)^2 / 8 = 77.76 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd \max} = Q_{z,sd} \times l^2 / 8 = 249.12 \times 6^2 / 8 = 1121.04 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 103 \times 235010^{-2} / 1.1 = 2200.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M0} = 28.3 \times 235010^{-2} / 1.1 = 604.59 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{1121.04}{2200.45} \right]^2 + \left[ \frac{77.76}{604.59} \right]^1 = 0.50 + 0.13 = 0.63 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{zplrd} \implies V_{zsd} = \frac{1.5Vl}{2} \quad \text{et} \quad V_{zplrd} = \frac{AvzFy/\sqrt{3}}{\gamma M0}$$

$$V_{ysd} \leq V_{yplrd} \implies V_{ysd} = 0.6251.35 G l/2 \quad \text{et} \quad V_{yplrd} = \frac{AvyFy/\sqrt{3}}{\gamma M0}$$

$$V_{zsd} = \frac{1.5 \times 166.08 \times 6}{2} = 747.36 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 (1.35 \times 51.2) \times 6 / 2 = 129.6 \text{ daN}$$

$$V_{zplrd} = \frac{10.41 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 12839.97 \text{ daN}$$

$$V_{yplrd} = \frac{12 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 14801.12 \text{ da}$$

$$V_{zsd} = 747.36 \text{ daN} \leq V_{zplrd} = 12839.97 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 129.6 \text{ daN} \leq V_{yplrd} = 14801.12 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement

**III.4.4.4. Vérification A L'état Limite De Service (ELS)**

Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).  $Q = G + V$

Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{vl^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{16608 \cdot (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 1.69 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.69 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5cm$$

$$f_Y = \frac{2.05}{384} \times \frac{v(l/2)^4}{EIz} = \frac{2.05}{384} \times \frac{5120(600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} = 0.16cm$$

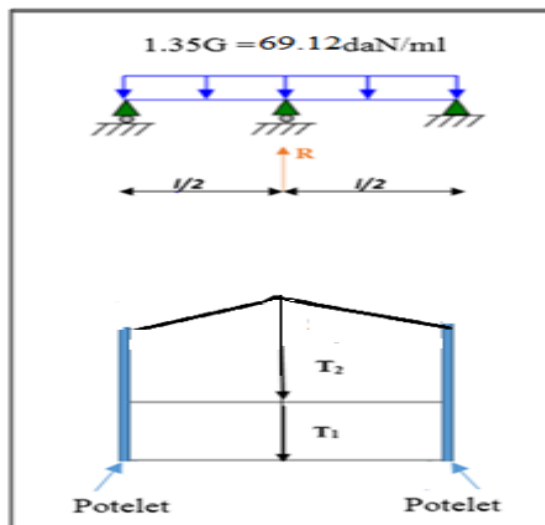
$$f_y = 0.16cm \leq f_{adm} = 1.5cm \dots\dots\dots OK$$

**III.4.5. Calcul Des Liernes De Pignon**

**III.4.5.1 Calcul De L'effort De Traction Dans Le Lierne Le Plus Sollicité**

La Réaction R au niveau du lierne

$$R = 1.25(1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 51.2) \times 3 = 259.2 daN$$



*Figure- III.21 : Efforts dans les liernes de long-pan .*

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L<sub>1</sub>

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{259.2}{2} = 129.6 daN$$

Effort de traction dans le tronçon L<sub>2</sub>.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 259.2 + 129.6 = 388.8 daN$$

**III.4.5.2 Calcul de la section des liernes**

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>2</sub> :

$$T_2 = N_{sd} = 388.8 daN$$

Les liernes travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{388.8 \times 1.1}{2350} = 0.181 \implies A \geq 0.181 cm^2 \text{ et } A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.181 cm^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.181}{\pi}} = 0.5 cm \approx 1cm \implies \phi = 10 mm$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 mm$ .

### III.5 Etude Des Potelets

**Définition :** Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les Différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous L'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée Par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien Se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers L'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est Due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent

#### III.5.1 Les Données

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 8.75m$ .
- La longueur de la lisse  $L = 4.44m$
- L'entre axe des potelets  $e = 4.44m$
- Nombre de lisses supportées par le potelet  $(n=5)$
- Poids propre de bardage.....  $12kg/m^2$ .
- Poids propre d'isolants .....  $5kg/m^2$ .
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5kg/m^2$ .
- Poids propre de la lisse (UPN140) .....  $16kg/ml$ .

#### III.5.2 Calcul Des Charges Et Surcharges Revenants Au Potelet Le Plus Chargé

##### a) Charges permanents $G$

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (16 \times 4.44 \times 5) + (12 + 5 + 5) \times (4.44 \times 8.75)$$

$$G = 1209.9 \text{ Kg}$$

$$G = 1209.9 \text{ daN}$$

##### b) Surcharges climatiques $V$

$$V = 103.87 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Chapitre II.6})$$

$$V = 103.87 \times 4.44$$

$$V = 461.18 \text{ daN/ml}$$

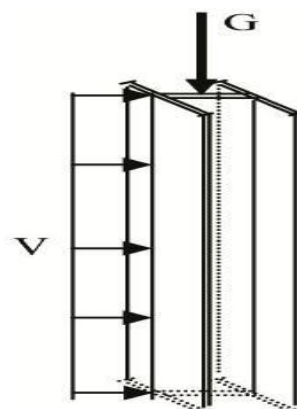


Figure III.22 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet

**III.5.3 Dimensionnement Du Potelet**

- Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :  $V = 461.18 \text{ daN/ml}$

$$f_Y = \frac{5}{384} \times \frac{vl^4}{EIZ} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{875}{200} = 4.375 \text{ cm}$$

$L = 875 \text{ cm}$ : longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{(vl)^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{(461.18)10^{-2} \times 875 \times 10^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 3831.28 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 240** ( $I_y = 3892 \text{ cm}^4$ )

**Tableau III.4:** Caractéristiques géométriques de l'IPE 240

Profilé IPE240	Dimensions						Caractéristiques de calcul			
	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
	240	120	6.6	9.8	15	190.4	366.6	73.92	19.14	283.6

Calcul de la charge permanent G (avec IPE240) :

$$G = G + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 1209.9 + (30.7 \times 8.75)$$

$$G = 1478.52 \text{ daN}$$

**III.5.4 Vérification De La Section A La Résistance**

- a) Incidence de l'effort tranchant

Si :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 461.18 = 691.77 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l}{2} = \frac{691.77 \times 8.75}{2} = 3026.49 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 19.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } V_{plzrd} = \frac{A_{vz} F_y / 3}{\gamma M_0} = \frac{19.14 \times (\frac{2350}{\sqrt{3}})}{1.1} = 23607.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 3026.49 \leq 0.5V_{pl,Rd} = 11803.92 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort Tranchant

b) Incidence de l'effort normal

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w.f_y / \gamma M_0 )$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1478.52 = 1996.00 \text{ daN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A.F_y}{\gamma M_0} = \frac{39.1 \times 2350}{1.1} = 83531.8 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 20882.95 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 39.1 - 2 \times 12 \times 0.98 = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w F_y}{\gamma M_0} = 0.5 \times \frac{15.58 \times 2350}{1.1} = 16642.27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1996 \text{ daN} < \text{min} ( 20882.95 , 16642.27 ) = 16642.27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1996 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 16642.27 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$  : c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section

**Classe de la semelle (semelle comprimée)**

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

avec :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  et  $\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$  donc  $\varepsilon = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(120 - 6.2 - 2 \times 15)/2}{9.8} = 4.27 < 10$$

Semelle de classe 1

- Classe de l'âme (flexion composée):

$$\alpha \frac{1}{d} \left[ \frac{d + d_c}{2} \right] \leq 1 \text{ et } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{15.58}{1.1} = 16642.27 \text{ daN}$$

$$d / t_w \leq 33 \varepsilon$$

$$d/t_w = h - (2t_f - 2r)/6.2 = 30.70 < 33$$

Ame de classe 1

Donc la Section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y, Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma M_0 = 336.2 \times 2350 / 1.1 = 7191 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = Q_z s_d \times l^2 / 8 = 1.5 V l^2 / 8 = 691.77 \times 8.75^2 / 8 = 6620.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 6620.45 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 7191 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.5.5 Vérification De L'élément Aux Instabilités Avec Déversement Empêché**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

**a) Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

**b) Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

**Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$**

Flambement par rapport à l'axe fort y y (dans le plan du portique)

- Longueur de flambement

$$l_y = L = 8.75m$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{875}{9.98} = 87.67$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ ( section 1 ,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{87.67}{93.9} = 0.93$$

➤ Choix de la courbe de flambement

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 2 \text{ et } t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suitant y-y : courbe **a**  $\longrightarrow$   $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.7139 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

**Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)**

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1.6 \text{ m (entraxe des lisses).}$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{2.69} = 59.47$$

➤ Calcul d'élancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{59.47}{93.9} = 0.63$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$h/b = 240/120 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 9.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant Z.Z : courbe **b**  $\implies \alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.8217$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.7139 ; 0.8217) = 0.7139$$

➤ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{160}{2.69}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{160/2.69}{24/0.98} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{59.47}{1.44} = 41.29$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{41.29}{93.9} = 0.43 > 0.4 \implies \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe **a**  $\implies \alpha = 0.21$

$\chi_{LT} = 0.9447 < 1$  ..... (Tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

➤ Calcul des coefficients  $k$  :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0.93 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{366.6 - 324.30}{324.30} \right)$$

$$\mu_y = -1.30 + 0.130 =$$

$$\mu_y = -1.17 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.17 \times 1996}{0.7139 \times 39.1 \times 2350} = 1 + \frac{2335.32}{65596.70} = 1.035 < 1.5$$

-  $\beta_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.63 \times 1.3 - 0.15 = -0.027 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.027 \times 1996}{0.9447 \times 39.1 \times 2350} = 1 + \frac{53.89}{86803.75} = 1.00$$

-  $\beta_{MLT}$  Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MLT} = 1.3$

• Vérification au flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1996}{0.7139 \times 83531.8} + \frac{1.03 \times 6620.45}{7191}$$

$$0.03 + 0.94 = 0.97 < 1 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

• Vérification au déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = \frac{1996}{0.8217 \times 83531.8} + \frac{1.00 \times 6620.45}{0.9447 \times 7191}$$

$$0.02 + 0.97 = 0.99 < 1 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$N_{Sd} = 1996 \text{ daN}$
$\chi_{min} = 0.7139$
$N_{pl,Rd} = 83531.8 \text{ daN}$
$k_y = 1.03$
$M_{y,sd} = 6620.45 \text{ daN.m}$
$M_{pl,y,Rd} = 7191 \text{ daN.m}$
$\chi_z = 0.8217$
$k_{LT} = 1.00$
$\chi_{LT} = 0.9447$

**Conclusion :**

L'IPE 240 convient comme potelet.

**Conclusion**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

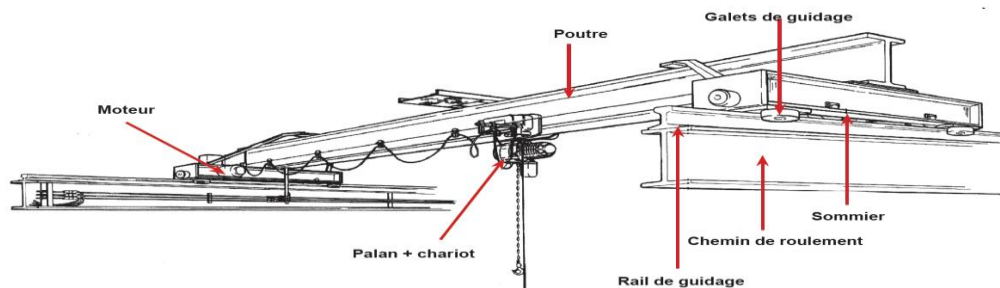
- ❖ Les pannes : IPE140
- ❖ L'échantignole : épaisseur de e = 1.60 cm.
- ❖ Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre  $\phi = 12 \text{ mm}$
- ❖ Les lisses du long-pan : UPN 140
- ❖ Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$
- ❖ Les lisses du pignon : UPN140
- ❖ Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$
- ❖ Les potelets : IPE240.

### IV.1. Introduction

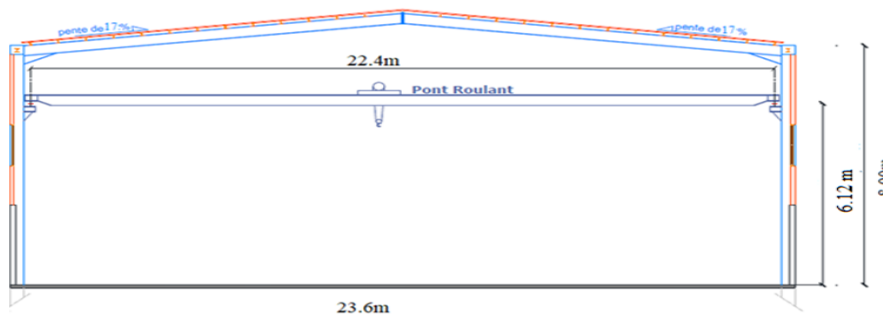
La manutention des objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux appelés engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournies le constructeur.

Les ponts roulants permettent la manutention de la charge dans tout l'espace de ces halls. Ils sont installés en hauteur et circulent sur des rails fixes sur des poutres de roulement, en encorbellement ou reposant sur des poteaux.

Ce chapitre consiste à représenter le calcul de chemin de roulement support un pont roulant d'une portée de 22.4m (distance entre axe des poutres de roulement) avec une capacité de levage 5tonne. Les chemins de roulement sont des poutres de 6m de travée qui s'appuient sur des consoles assemblées aux poteaux des portiques.



*Figure IV-1: pont roulant mono poutre*



*Figure IV-2: présentation de pont roulant sur le portique*

### IV.2. Caractéristiques du pont roulant mono poutre

Un pont mono poutre est utilisé pour une capacité de levage moins grande et pour une portée plus importante. C'est le type de construction le plus léger donc plus avantageux pour le bâtiment et les fondations, ce qui accord notre cas.

La poutre principale du pont roulant supporte un chariot et une charge maximale de 5tonnes. Les caractéristiques indiquées par le fournisseur du pont roulant sont

*Tableau IV-1: Caractéristiques du pont roulant*

Lp [m]	charge(t)	a <sub>min</sub> (m)	C	e	poids		
					pont	chariot	total
22.4	5	0.765	0.5	3.150	4.222	1.209	5.42

**IV.3. Classification du pont roulant**

La classification du pont roulant sera fait selon le CTICM en tenant compte des critères suivants

- L'intensité de l'usage du pont.
- La variation des charges à soulever.
- Les groupes de pont roulants.

Classement ressortant des recommandations du CTICM

*Tableau IV-2 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage*

classes d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle avec longues périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif
Classe D	Service intensif sévère (période de travail >8h)

*Tableau IV-3 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever*

Etats de charges	
0 (très léger)	Charges très faibles soulevées couramment Charge nominale soulevée exceptionnellement
1 (léger)	Charge de l'ordre du tiers de la charge nominale courante Charge nominale soulevée rarement
2 (moyen)	Charge entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courant Charge nominale assez fréquente
3 (lourd)	Charge régulièrement au voisinage de la Charge nominale

Pour le pont roulant de notre cas

- Utilisation régulière au service intermittent  $\implies$  pont de classe B.
- Soulèvement des charges moyennes  $\implies$  état de charge  $\implies$  Pont de group II.

**IV.4. Coefficients**

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients

C : Coefficient d'adhérence d'un galet sur le rail.

$\Psi$  : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

*Tableau IV-4 : Coefficient de calcul des charges [CTICM]*

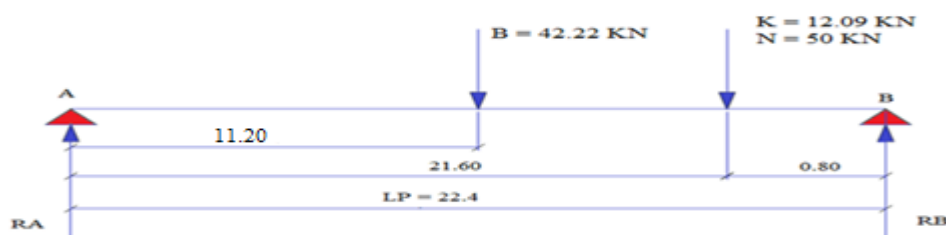
GRUPE DU PONT ROULANT	$\Psi_1$	$\Psi_2$	C
GRUPE II	1,15	1,05	0,2

Avec

- $\Psi_1$  : Chemin de roulement.
- $\Psi_2$  : Support du chemin de roulement.

**IV.5. Calcul des réactions au niveau des galets**

**IV.5.1. Charges statiques (Réactions verticales)**



*Figure IV-3 : Réactions verticales aux galets*

B : Poids du pont et de son équipement.

K : Poids du chariot et de son équipement.

N : Poids de la charge nominale (puissance du pont).

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \cdot L_p - [(K + N) \cdot (L_p - a_{\min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}] = 0.$$

$$R_B = [(K + N) \cdot (L_p - a_{\min}) + B \cdot \frac{L_p}{2}] / L_p.$$

$$R_B = 81,08 \text{Kn}$$

$$R_A = K + N + B - R_B$$

$$R_A = 23,23 \text{KN}$$

$$R_{\max} = \frac{R_B}{n} = 40.54 \text{KN}. / R_{\max} : \text{Réaction maximale statique (pont immobile).}$$

$$R_{\min} = \frac{R_A}{n} = 11.62 \text{KN}. / R_{\min} : \text{Réaction minimale statique (pont immobile).}$$

Avec : n = nombre de galets par appuis (n = 2)

#### IV.5.2. Charges verticales avec majoration dynamique

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique sont

$$R_{V_{\max}} = R_{\max} \cdot \Psi_1 = 46.62 \text{KN}.$$

$$R_{V_{\min}} = R_{\min} \cdot \Psi_1 = 13.36 \text{KN}.$$

#### IV.5.3. Charges horizontales longitudinales

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les butoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit

$$R_{L_{\max}} = R_{\max} \cdot C = 8.11 \text{KN}.$$

$$R_{L_{\min}} = R_{\min} \cdot C = 2.32 \text{KN}.$$

#### IV.5.4. Charges horizontales transversales

Pour tenir compte de la réaction transversale qui peut être provoquée par le roulement ainsi que l'effet de freinage de direction, des réactions horizontales transversales doivent être prévues comme suit (charges par un galet)

a) Chariot au milieu du pont

$$R_{H1 \max} \mp [0.024 (K + N + B) \frac{LP}{e} + 0.021 (N + K)] / n = \mathbf{9.55 \text{KN}}.$$

$$R_{H1 \min} \mp [0.024 (K + N + B) \frac{LP}{e} - 0.021 (N + K)] / n = \mathbf{8.24 \text{KN}}.$$

b) Chariot à l'extrémité du pont

$$R_{H2 \max} \cdot \mp [0.0052 (K + N + B) \frac{LP}{e} + 0.021 (N + K)] / n = \mathbf{2.58 \text{KN}}.$$

$$R_{H2 \min} \cdot \mp [0.0052 (K + N + B) \frac{LP}{e} - 0.021 (N + K)] / n = \mathbf{1.27 \text{KN}}.$$

**IV.5.5. Récapitulation des réactions**

**Tableau IV.5:** Réactions d'un galet en charge.

Réaction	R <sub>V</sub> [kN]	R <sub>L</sub> [kN]	R <sub>H1</sub> [kN]	R <sub>H2</sub> [kN]
Max	46.68	16.38	9.55	2.58
Min	13.36	9.69	8.24	1.27

**IV.6. Dimensionnement du chemin de roulement**

**IV.6.1. dimensionnement de la poutre de roulement**

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrie par rapport au milieu de la poutre.

- Travée de l=6m.
- Distance entre galets e = 3.15m.

Limite de la flèche admissible

$$f_{ad} = L/750 \implies f_{ad} = \frac{6}{750} = 8 \times 10^{-3}$$

$$F_{max} = \frac{R_{Vmax} (l-e) \cdot [3l^3 - (l-e)^2]}{48 \times E \times I_y} \leq F_{ad}$$

$$I_y = \frac{R_{Vmax} (l-e) \cdot [3l^3 - (l-e)^2] \times 750}{48 \times E \times l}$$

$$I_y > 1.6456 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \implies I_y > 16456 \text{ cm}^4$$

La poutre de roulement choisi est **HEB300**  $I_y > 16456 \text{ cm}^4$

**Tableau IV-6** caractéristiques du profile HEB 300

	P[kg/m]	h[mm]	b [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	r [mm]	A[cm <sup>2</sup> ]
HEB300	117	300	300	11	19	27	149.1

	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>plz</sub> [cm <sup>3</sup> ]
HEB300	25170	8563	1869	870.1

**IV.6.2. Choix du rail de roulement**

Le type et dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet. Pour notre projet et pour des puissances inférieures ou égal à 10tonnes avec une portée 20m, on emploie des barreaux (fer carré) soudés sur le chemin de roulement. On adopte des rails carrée en acier **A55**.

**Tableau IV-7** caractéristiques du Rail A55

h <sub>r</sub> (mm)	P (kg/m)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>elz</sub> (cm <sup>3</sup> )
65	31.8	178	40.5	68.5	337	44.9

**IV.6.3. Vérification de la flèche**

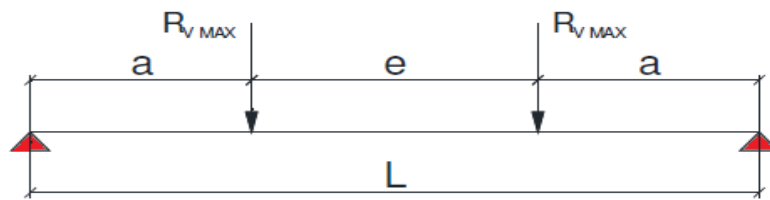
La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

La flèche admissible  $F_{ad}$  pour un pont roulant de classe B.2 - groupe II est égale à :

$$F_{ad} = \frac{L}{750} \text{ (CTICM)} \quad F_{ad} = \frac{6,00}{750} \times 100 = 0,8 \text{ cm}$$

**a. Vérification de la flèche verticale**

Flèche causée par les charges mobiles



*Figure IV-4: flèche due aux charges mobiles verticales*

$$F_{v1} = \frac{R_{vmax} a}{24 E I_y} \cdot (3l^2 - 4a^2)$$

$$F_{v1} = 0,0031m = 0,31cm$$

Flèche causée par le poids propre de chemin de roulement

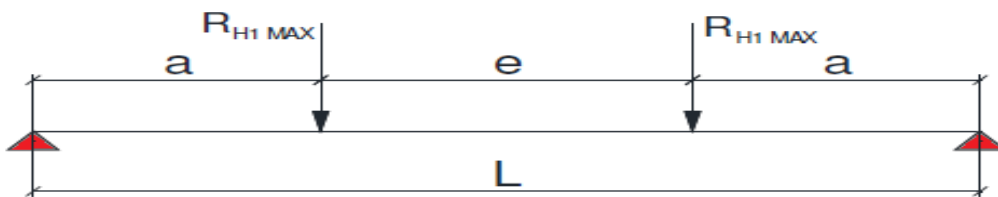
$$F_{v2} = \frac{5}{354} \times \frac{Ql^4}{E I_y} = 0,0004m = 0,04cm$$

Flèche verticale totale

$$F_{VT} = F_{v1} + F_{v2} = 0,35 \text{ cm} < F_{ad} = 0,8 \text{ cm}$$

La flèche verticale est vérifiée.

**b. Vérification de la flèche horizontale**



*Figure IV-5: flèche due aux charges mobiles horizontales*

$$F_H = \frac{R_{H1max} a}{24 E I_z} \cdot (3l^2 - 4a^2)$$

$$F_H = 0,0018m = 0,18cm$$

$$F_H = 0,18cm < F_{ad} = 0,8 \text{ cm}$$

La flèche Horizontale est vérifiée.

Donc la flèche est vérifiée.

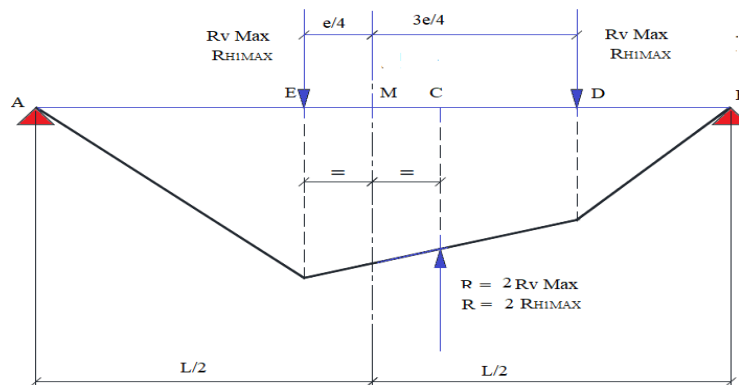
**IV.6.3.1. Calcul des sollicitations internes**

Les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tançons de 6.00m de long supportés par deux appuis (isostatique). Cette disposition permet de déduire les contraintes de fatigue qui peuvent être induites par l’alternance des moments  $M_+ / M_-$  au niveau des appuis dans le cas des poutres continues.

**a. Calcul du moment fléchissant maximum**

Moment dû aux charges mobiles

Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobile (réactions sur les galets) déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suit



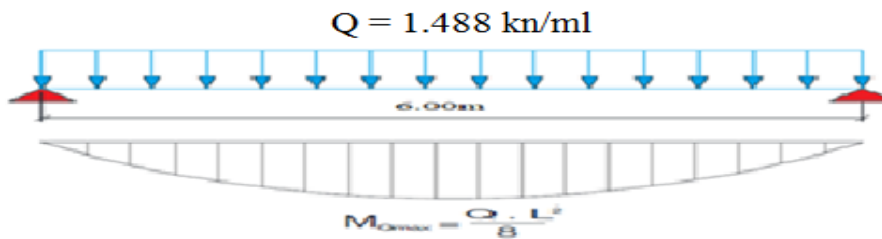
*Figure IV-6: Moments dus aux charges mobiles (théorème de Barré)*

$$M_{\max y} = R_{v \max} \cdot \frac{(l - \frac{e}{2})^2}{2l} = 76.27 \text{ KN.m (Obtenu au point E)}$$

$$M_{\max z} = R_{H1 \max} \cdot \frac{(l - \frac{e}{2})^2}{2l} = 21.79 \text{ KN.m (Obtenu au point E)}$$

Moment dû au poids propre du chemin de roulement

Le moment maximum du au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail



*Figure IV-7: Moment du aux poids propre*

$$q = p_p + p_r$$

$$q = 1.17 + 0.318 = 1.488 \text{ kn/ml}$$

$$M_{q \max} = \frac{q \times l^2}{8} = 6.696 \text{ kn.m}$$

Moments combinés pondérés

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{q \max} + 1.50 M_{\max y} = 41.72 \text{ kn.m}$$

$$M_{z.sd} = 1.50 M_{\max z} = 32.68 \text{ kn.m}$$

**b. Calcul de l'effort tranchant maximum**

Effort tranchant dû aux charges mobiles

L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis

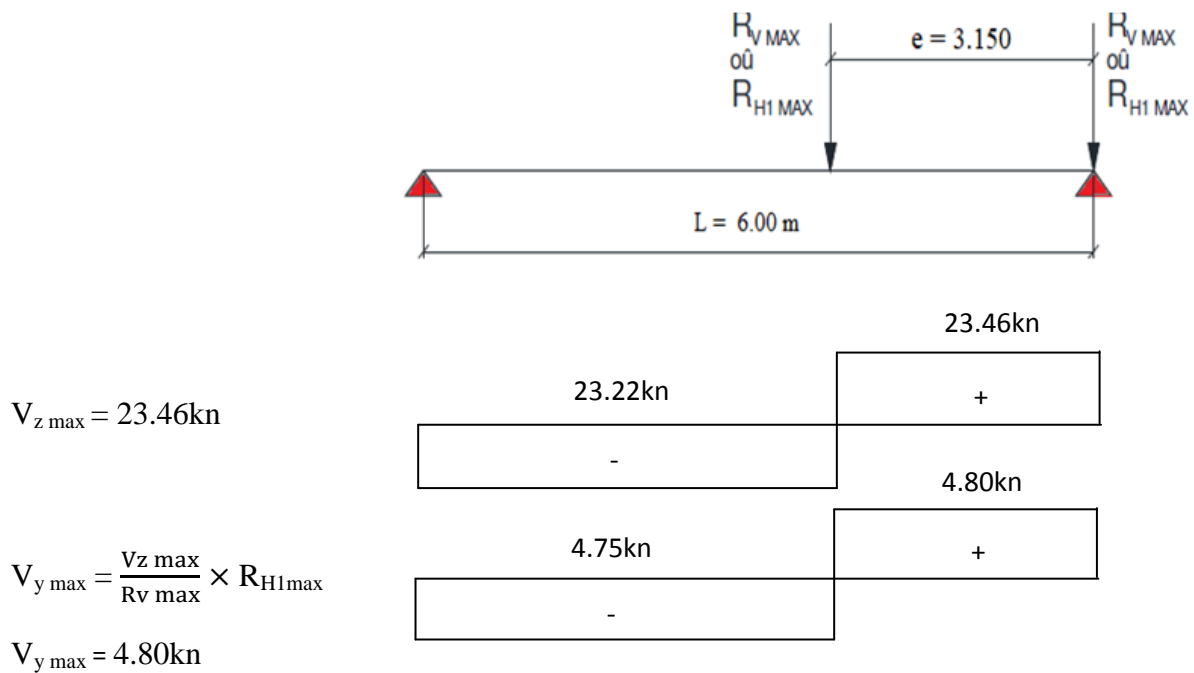


Figure IV-8: Effort tranchant dû aux charges mobiles

Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement

$$V_{Q \max} = \frac{ql}{2} = 4.654 \text{ kn}$$

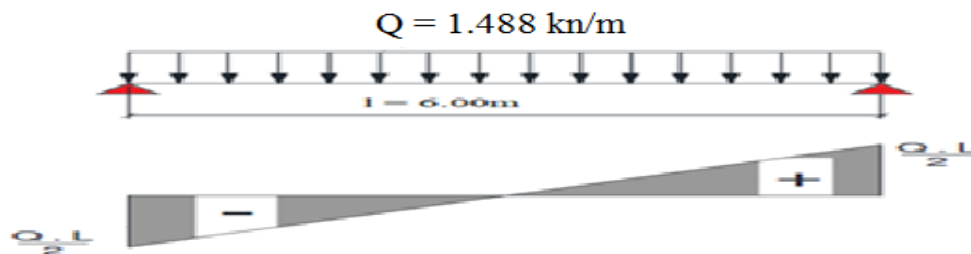


Figure IV-9: Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement

Efforts tranchants combinés pondérés

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{Q \max} + 1.5 V_{z \max} = 41.47 \text{ kn}$$

$$V_{y.sd} = 1.5 V_{y \max} = 7.20 \text{ kn}$$

**c. Calcul de l'effort normal maximum**

Les charges horizontales longitudinales dues aux effets de freinage du pont roulant impliqueront dans la poutre de roulement un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{Lmax}$$

$$N_{sd} = 49.14 \text{ KN}$$

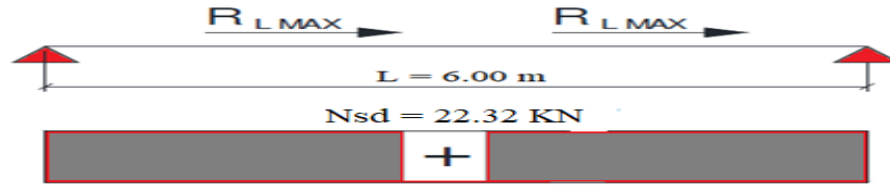


Figure IV-10: Les charges dues aux effets de freinage

**IV.6.3.2. Vérification de la section transversale**

**a. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant**

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de Résistance plastique lorsque la condition ci-après est satisfaite

$$V_{zsd} \leq 0.50 V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = A_{vz} \left( \frac{F_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{m0} = 585.01 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} = 41.47 \text{ kN} < 0.5 V_{plz.Rd} = 292.50 \text{ kN}$$

Il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

**b. Vérification de l'incidence de l'effort normal**

Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'incidence de l'effort normal dans le calcul du moment de Résistance plastique lorsque les deux conditions ci-après sont satisfaites :

$$N_{sd} \leq 0.5 \cdot A_w \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m0}} \implies 49.14 \text{ KN} < 107.49 \text{ KN} \implies \text{ok}$$

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{plz.Rd} \implies 49.14 \text{ KN} < 318.53 \text{ KN} \implies \text{ok}$$

Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique.

**IV.6.3.3. Vérification de l'élément aux instabilités**

**a. Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{Formule 5.51 - Page 5-81 EC3}$$

**b. Flexion composée avec risque de déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_{lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{formule 5.52. Page 5-84 EC3}$$

Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

**1) Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement**

$$\chi_{\min} = \text{Min} [-\chi_Y ; \chi_Z]$$

Flambement par rapport à l'axe YY

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{F_y} \right)^{0.5} \implies \lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{6}{12.99 \times 10^{-2}} = 46.18$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} = 0.49$$

$$\boxed{\alpha_y = 0.21}$$

Courbe a – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.65$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.93$$

Flambement par rapport à l'axe ZZ

$$\boxed{\alpha_z = 0.34}$$

Courbe b – Tableau 5.5.1 – Page 5-71 - EC3

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{F_y} \right)^{0.5} = \implies \lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{6}{7.58 \times 10^{-2}} = 79.15$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} = 0.84$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.96$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.70$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [-0.93 ; 0.70]$$

**2) Détermination des coefficients  $k_y$ ,  $k_{LT}$  et  $k_z$**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \approx 1.00$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{M,y} - 4] + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = -0.58$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \approx 1.00$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.013$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} = 1.00$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z [2 \cdot \beta_{M,z} - 4] + \left[ \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] = -0.65$$

3) Détermination du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 60.88$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.64$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{Lt} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}] = 0.75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{Lt} + [\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}]^{0.5}} = 0.5$$

**Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{49.14}{0.70 \times 318.53} + \frac{1 \times 41.72}{1869 \cdot \frac{23.50}{1.1}} + \frac{1 \times 115.01}{870.1 \cdot \frac{23.50}{1.1}} = 0.22 \leq 1 \dots\dots OK$$

La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée

**Flexion composée avec risque de déversement**

$$\frac{49.14}{0.70 \times 138.53} + \frac{1 \times 41.72}{0.87 \cdot 1869 \cdot \frac{23.5}{1.1}} + \frac{1 \times 115.01}{870.1 \cdot \frac{23.5}{1.1}} = 0.51 \leq 1 \dots\dots OK$$

La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée

**IV.6.3.4. Vérification de la poutre au voilement**

$$\frac{M_{y,sd}}{w_{y,pl}} + \frac{M_{z,sd}}{w_{z,pl}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

HEB 300 → Classe I on doit utiliser  $W_{PL}$

$$W_{y,pl} = 1869 \text{ cm}^3, W_{z,pl} = 870.1 \text{ cm}^3$$

$$\frac{41.72 \times 10^6}{1869 \times 10^3} + \frac{115.01 \times 10^6}{870.1 \times 10^3} = 154.50 \text{ MPa} \leq \frac{235}{1.1} = 213.6364 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.6.3.5. Vérification de la poutre au cisaillement**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :  $A_v$  est la section de cisaillement

$$\begin{cases} A_{vy} = 114 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 53.33 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$V_{y,sd} = 7.20 \text{ kN} < V_{ply,Rd} = 1645.45 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok}$$

$$V_{z,sd} = 41.47 \text{ kN} < V_{plz,Rd} = 765.75 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok}$$

**IV.6.3.6. Vérification de contrainte de cisaillement**

$$\tau_R = (\tau_z^2 + \tau_y^2)^{1/2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\tau_z = \frac{V_z S_y}{t_w I_y} \quad , \quad \tau_y = \frac{V_y S_z}{t_f I_z}$$

$$\tau_R = (3.86^2 + 11.20^2)^{1/2} = 11.84 \leq \frac{235}{1.1} \quad \text{Le cisaillement est vérifié.}$$

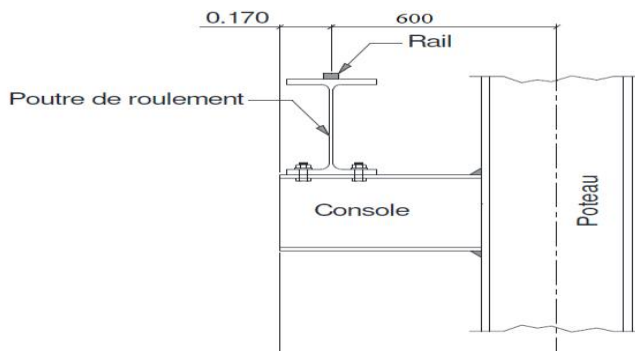
**Conclusion :**

Le profilé **HEB300** convient bien comme poutre de roulement

**IV.7. Calcul du support du chemin de roulement**

Le chemin de roulement est supporté par des consoles soudées sur le poteau de l'ossature Principale du hangar que nous étudions. Ces consoles sont sollicitées par :

- Leurs poids propres
- Le poids propre du chemin de roulement (poutre + rail)
- Les charges verticales et horizontales transmises par les galets



*Figure IV-11 : Détail support du chemin de roulement*

**IV.7.1 Evaluation Des Charges**

**a. Poids propre de la console**

Pour les consoles destinées à supporter le chemin de roulement nous choisissons des profilés en HEA400.

$$P_c = 125 \text{ kg/ml} = 1.25 \text{ kN/ml}$$

**b. Poids propre du chemin de roulement**

Le poids propre du chemin de roulement est transmis aux consoles sous forme de charges concentrées.

La charge transmise sur une seule console est :

$$P_{cr} = Q \frac{L}{2} = 4.46 \text{ KN}$$

Avec

Q : est le poids propre par mètre linéaire du chemin de roulement (poutre + rail)

L : est la longueur d'une travée du chemin de roulement égale à 6.00 m

**c. Charges verticales**

L'action verticale maximale est obtenue lorsque les deux galets d'un même sommier sont positionnés symétriquement par rapport à l'axe de la console.

$$P_{v \max} = 2 \times R_{v \max} \frac{L-e}{L} = 68.85 \text{ KN}$$

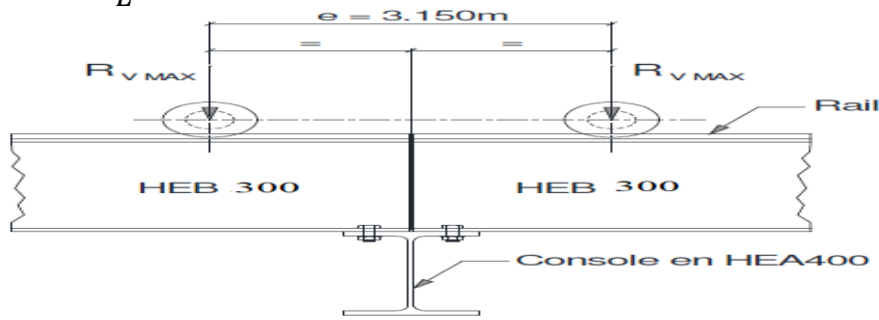


Figure IV-12 : position des galets par rapport à l'axe de la console

**d. Charges horizontales**

Seul l'effet des charges horizontales longitudinales sera pris en compte pour l'étude de la console support du chemin de roulement. Les charges horizontales transversales seront reprises par un système de billettes spécialement conçus à cet effet.

Le cas le plus défavorable est obtenu en considérant que les deux charges horizontales longitudinales ( $R_{L\max}$ ) sont reprises par une seule console.

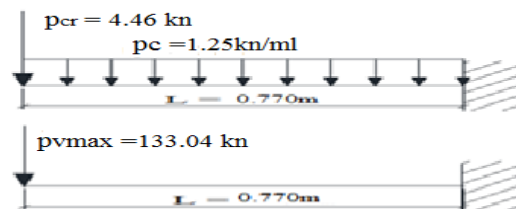
$$P_{H\max} = 2 \cdot R_{L\max} = 32.76 \text{ kN}$$

**IV.7.2 Calcul Des Sollicitations Internes**

**a. Sous charges verticales**

$$M_{y1} = p_{rc} \times l + \frac{p_c l^2}{2} = 3.80 \text{ Kn.m}$$

$$V_{z1} = P_{rc} + P_c \times l = 5.42 \text{ kn}$$



$$M_{y2} = p_{v \max} \times l = 53.01 \text{ Kn.m}$$

$$V_{z2} = P_{v \max} = 68.85 \text{ Kn}$$

Figure IV-13. Les charges verticales appliquées sur la console

Efforts combinés pondérés

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{y1} + 1.50 M_{y2} = 84.64 \text{ kN.m}$$

$$V_{z.sd} = 1.35 V_{z1} + 1.50 V_{z2} = 110.59 \text{ KN}$$

**b. Sous charges horizontales**

$$M_{z2} = P_{H \max} \cdot l = 25.22 \text{ kN.m}$$

$$V_{y2} = P_{H \max} = 32.76 \text{ kN}$$

- Efforts combinés pondérés

$$M_{z.sd} = 1.50 M_{z2} = 37.73 \text{ kN.m}$$

$$V_{y.sd} = 1.50 V_{y2} = 49.14 \text{ KN}$$

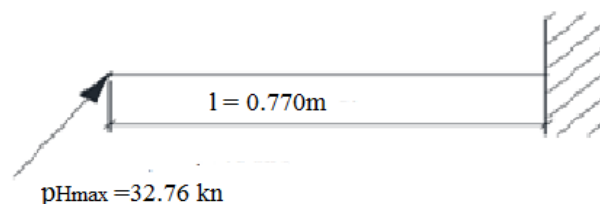


Figure IV-14. Les charges horizontales appliquées sur la console

**IV.7.3 Vérification de la contrainte de flexion bi-axiale**

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

$\alpha = 2$  et  $\beta = 1$  (section en H sans effort normal)

$$\begin{cases} M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 547.33 \text{ kN.m} \\ M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{872.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 186.48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\left[ \frac{84.68}{547.33} \right]^2 + \left[ \frac{37.33}{186.48} \right] = 0.22 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{ok}$$

⇒ La flexion bi-axiale est vérifiée

**IV.7.4. Vérification du déversement**

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right) \leq 1.0$$

**a. Calcul du moment de résistance au déversement  $M_{b,rd}$  :**

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,rd} \quad \text{avec } \beta_w = 1.0 \text{ (classe 1 et 2)}$$

D'où  $M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$

**b. Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{[C_1]^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{avec } C_1 = 1.88$$

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \quad \text{avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/75.8}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/75.8}{390/19} \right)^2 \right]^{0.25}} = 5.66$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{5.66}{93.9} \times 1^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.060$$

On a  $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.06 - 0.2) + 0.06^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0.48$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0.4 + \sqrt{0.48^2 - 0.06^2}} = 1.141$$

$$M_{b,rd} = 1.141 \times 399.28$$

$$M_{b,rd} = 455.58 \text{ KN.m}$$

$$\frac{84.64}{455.58} + \frac{37.73}{870.1} = 0.229 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

**IV.7.5 Vérification de la flèche**

**a. Sous charges verticales**

$$F_{\max} = \frac{l}{500} = 0.154 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{P_c \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_y} \cdot (P_{v \max} + P_{cr}) + \frac{3l^3}{3EI_y} = 0.004 \text{ cm}$$

$F_v = 0.004 \text{ cm} < F_{\max} = 0.154 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$   
 La flèche sous les charges verticales est vérifiée.

**a. Sous charges horizontales**

$$F_{ad} = \frac{l}{500} = 0.154 \text{ cm}$$

$$F_H = \frac{R_{H1max} l^3}{3 E I_z}$$

$$F_H = 0.0012 \text{ cm} < F_{ad} = 0.154 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

La flèche sous les charges horizontales est vérifiée.

**IV.7.5 Vérification de la poutre au cisaillement**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :  $A_v$  est la section de cisaillement

$$\begin{cases} A_{vy} = 114 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 53.33 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$V_{y,sd} = 49.14 \text{ kN} < V_{ply,Rd} = 1645.45 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok}$$

$$V_{z,sd} = 110.59 \text{ kN} < V_{plz,Rd} = 765.75 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok}$$

Le profilé **HEA400** convient comme support du chemin de roulement

**Conclusion**

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges fortes, généralement concentriques et mobiles. Le profile **HEB 300** résiste aux différentes charges roulantes verticales et charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

## Chapitre V : Etude du portique

### Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palée de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto-stable) qui reprendra tous les efforts Transversaux (vent ; séisme) et les transmettra aux fondations sans présentée grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses,) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### V-1 Calcul du portique

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT structural analyse 2018 les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

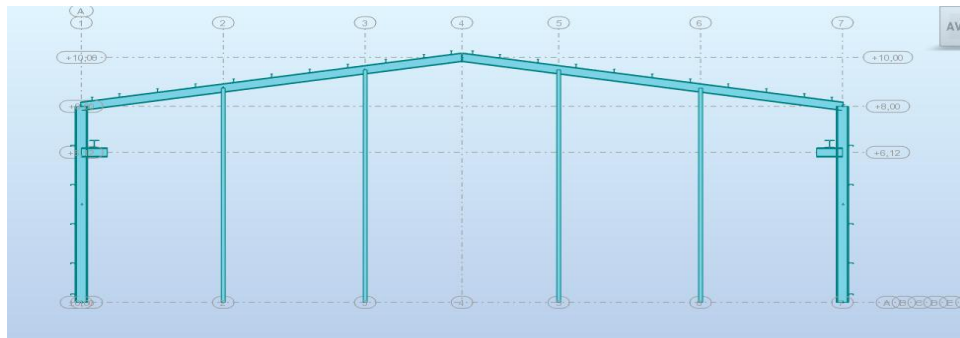


Figure V.1 : Vue de face du portique.

### V.2 Données géométriques des nœuds

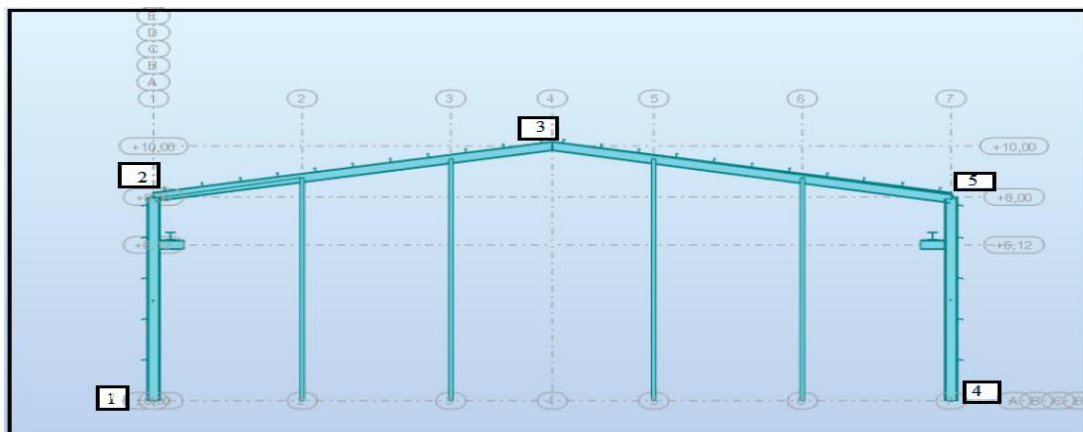


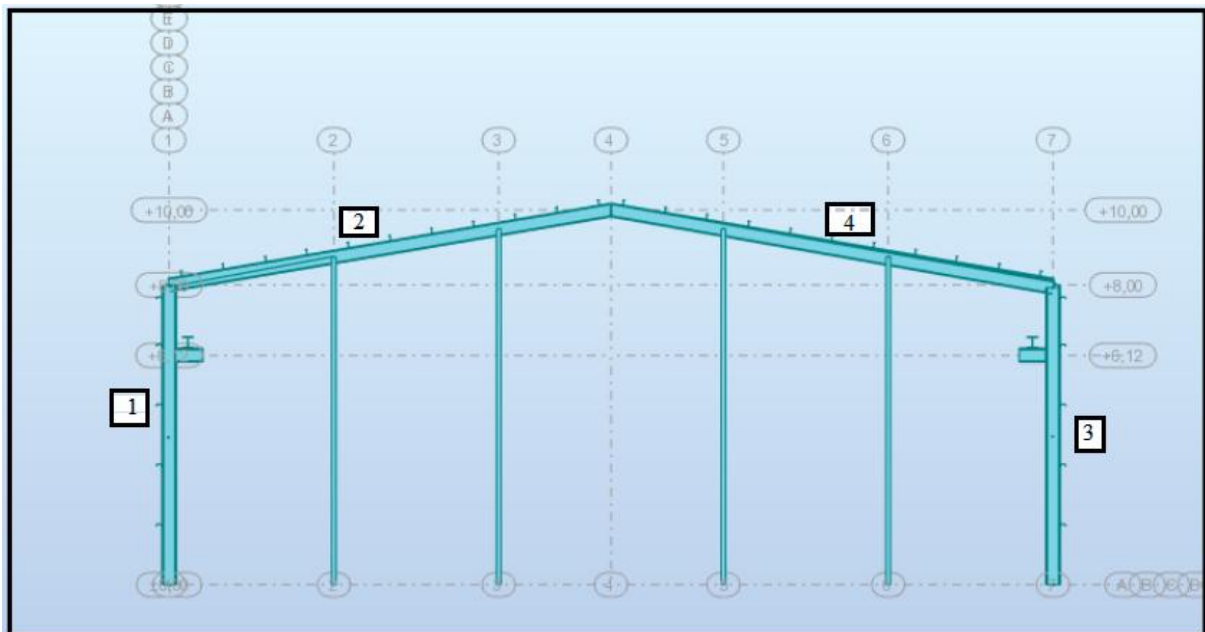
Figure V.2 : Position des nœuds sur le portique.

## Chapitre V : Etude du portique

*Tableau V.1 : Position des nœuds sur le portique.*

Noeud	X [m]	Y [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	0,0	Encastremen
2	0,0	0,0	8,00	
3	11,80	0,0	10,00	
8	1,00	0,0	1,00	
9	0,33	0,0	8,06	
10	2,00	0,0	1,00	
11	2,00	0,0	2,00	
12	1,00	0,0	2,00	
13	2,00	0,0	3,00	
14	1,00	0,0	3,00	
15	2,00	0,0	4,00	
16	1,00	0,0	4,00	
17	3,00	0,0	1,00	
18	3,00	0,0	2,00	
19	3,00	0,0	3,00	
20	3,00	0,0	4,00	
21	2,00	0,0	6,00	
22	3,00	0,0	6,00	
23	3,00	0,0	7,00	
24	2,00	0,0	7,00	
25	5,00	0,0	1,00	
26	6,00	0,0	1,00	
27	6,00	0,0	2,00	
28	1,18	0,0	8,20	
29	2,36	0,0	8,40	
30	3,54	0,0	8,60	
31	4,72	0,0	8,80	
32	5,90	0,0	9,00	
33	7,08	0,0	9,20	
34	8,26	0,0	9,40	
35	9,44	0,0	9,60	
36	10,62	0,0	9,80	
37	11,47	0,0	9,94	
38	0,0	0,0	0,34	
39	0,0	0,0	1,60	
40	0,0	0,0	3,20	
41	0,0	0,0	4,80	
42	0,0	0,0	6,40	
43	5,00	0,0	2,00	
44	6,00	0,0	3,00	
45	4,40	0,0	0,0	Appui simple
46	4,40	0,0	8,75	
47	8,80	0,0	9,49	
48	8,80	0,0	0,0	Appui simple
49	23,60	0,0	0,0	Encastrement
50	23,60	0,0	8,00	
51	19,20	0,0	0,0	Appui simple
52	19,20	0,0	8,75	
53	14,80	0,0	9,49	
54	14,80	0,0	0,0	Appui simple
55	23,27	0,0	8,06	
56	22,42	0,0	8,20	
57	21,24	0,0	8,40	
58	20,06	0,0	8,60	
59	18,88	0,0	8,80	
60	17,70	0,0	9,00	
61	16,52	0,0	9,20	
62	15,34	0,0	9,40	
63	14,16	0,0	9,60	
64	12,98	0,0	9,80	

### V.3 Données géométriques des barres



*Figure V.3 : Numérotation des barres.*

## Chapitre V : Etude du portique

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
2	2	3	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
6	49	50	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
7	50	3	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
444	404	405	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
445	405	406	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
446	407	408	HEA 400	ACIER E24	-180,0	Poteau1	Barre
447	408	406	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
482	438	439	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
483	439	440	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
484	441	442	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
485	442	440	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
520	472	473	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
521	473	474	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
522	475	476	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
523	476	474	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
558	506	507	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
559	507	508	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
560	509	510	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
561	510	508	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
596	540	541	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
597	541	542	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
598	543	544	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
599	544	542	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
634	574	575	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
635	575	576	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
636	577	578	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
637	578	576	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
672	608	609	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
673	609	610	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
674	611	612	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
674	611	612	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
675	612	610	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
710	642	643	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
711	643	644	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
712	645	646	HEA 400	ACIER E24	180,0	Poteau1	Barre
713	646	644	IPE 360	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
820	764	765	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
821	766	767	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
822	768	769	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
823	770	771	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
824	772	773	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
825	774	775	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
826	776	777	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
827	778	779	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
828	780	781	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
829	782	783	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
832	788	789	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
833	790	791	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
834	792	793	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
835	794	795	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
836	796	797	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
837	798	799	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
838	800	801	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
839	802	803	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poteau1	Barre
*							

## V.4 Bilan des charges

### V.4.1. Les Charges permanentes

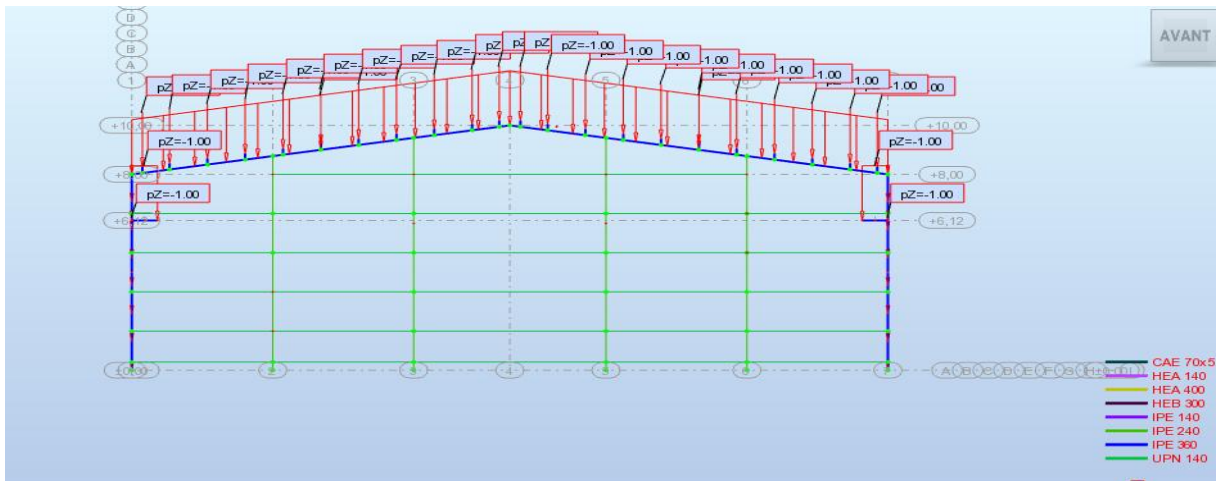


Figure V.4 : Distribution des charges permanente

### V.4.2. Les Charges d'exploitation

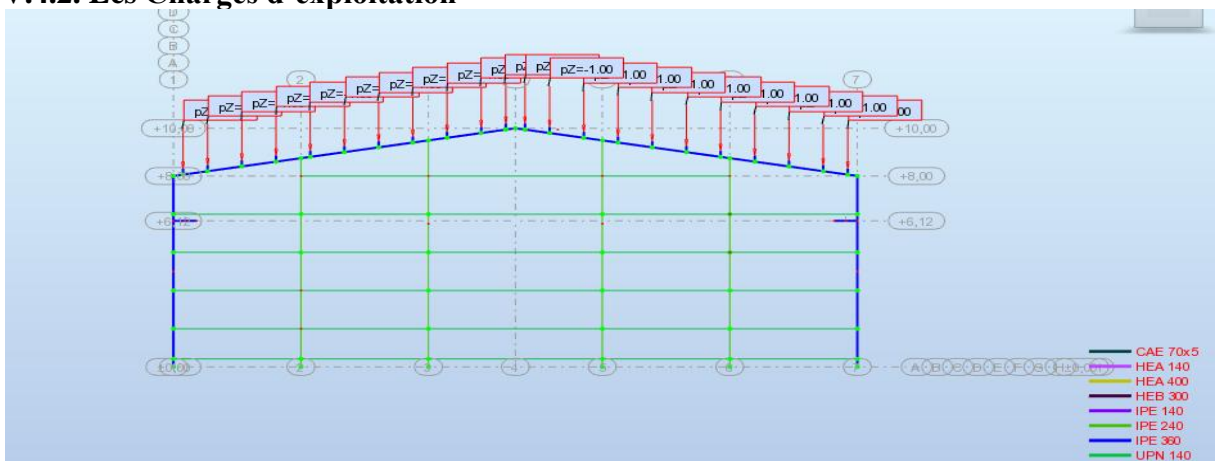


Figure V.5 : Distribution des charges exploitation

### V.4.3. Les Charges climatiques

#### Les Charges du vent

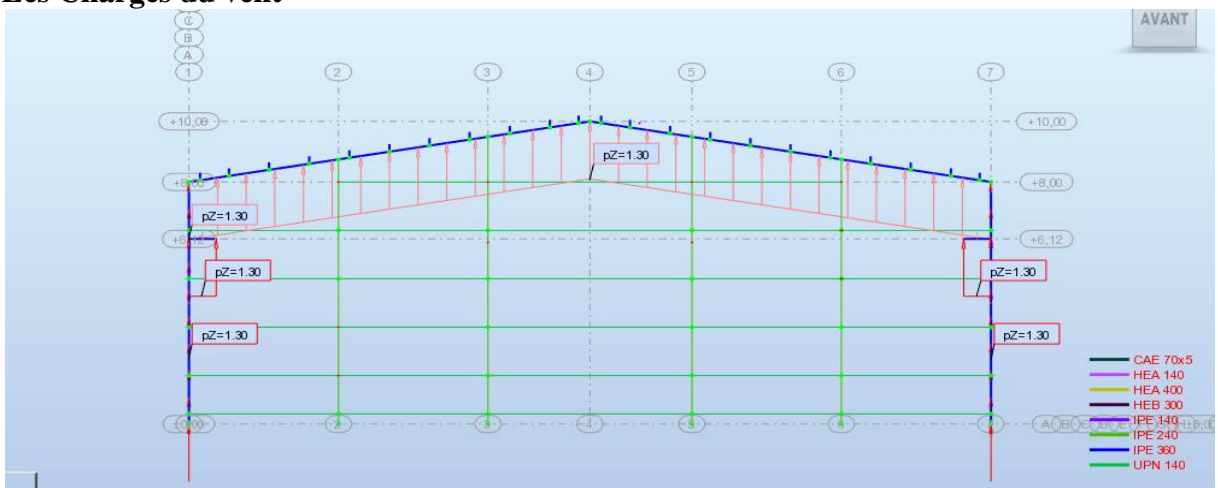


Figure V.6 : Distribution des charges due au vent sur la structure

## Chapitre V : Etude du portique

### Les charges de neige

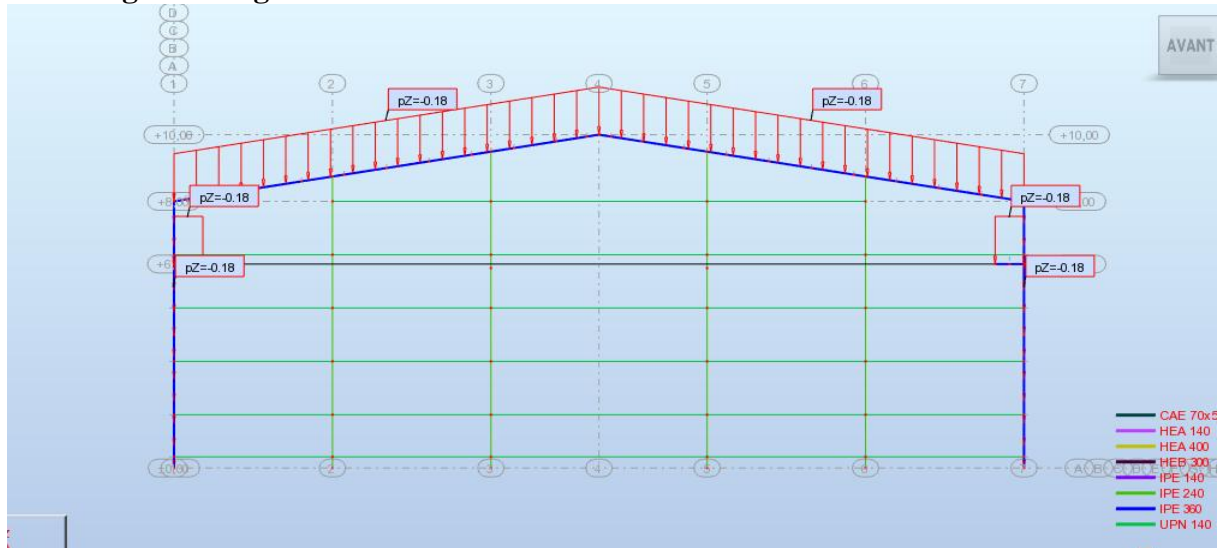


Figure V.7 : Distribution des charges de neige sur la toiture

### V.4.4 .Charge du pont roulant

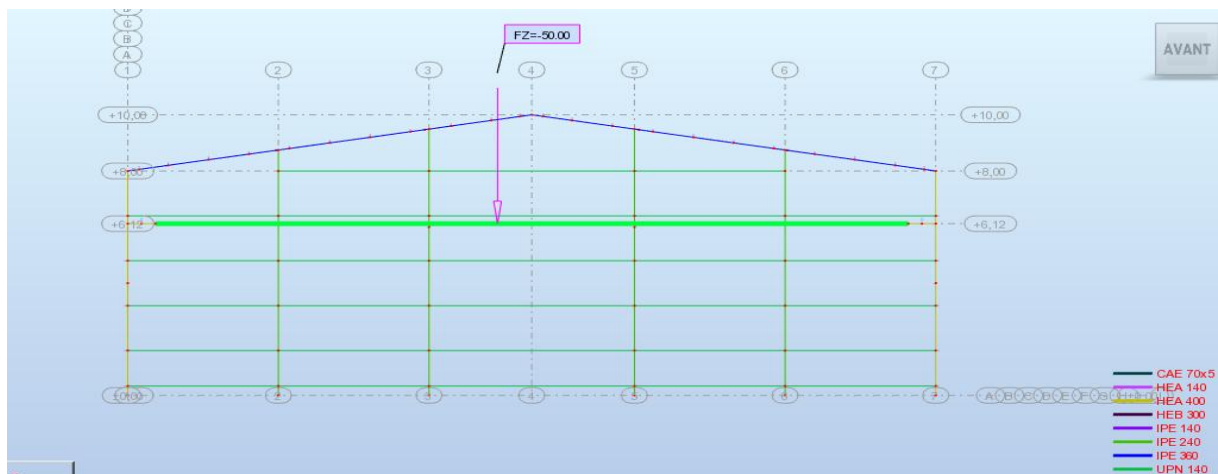


Figure V.8 : Distribution des charges du pont roulant

### V.5. Combinaison de charges :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
10 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	Structurale	$1*1.35+2*1.50$
20 (C)	$1.35G+1.5VX$	Combinaison lin	ELU	Catégorie B	$1*1.35+6*1.50$
21 (C)	$1.35G+1.5VX$	Combinaison lin	ELU	Catégorie B	$1*1.35+7*1.50$
22 (C)	$1.35G+1.5Q+0.9$	Combinaison lin	ELU	Catégorie B	$1*1.35+2*1.50+11*0.90$
23 (C)	$1.35G+1.5Q+0.9$	Combinaison lin	ELU	Catégorie B	$1*1.35+(2+6)*1.50+11*0.90$
24 (C)	$1.35G+1.5+1.5V$	Combinaison lin	ELU	Catégorie B	$1*1.35+(2+7)*1.50+11*0.90$
25 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	Catégorie B	$(1+2)*1.00$
26 (C)	$G+Q+0.6T$	Combinaison lin	ELS	Catégorie B	$(1+2)*1.00+11*0.60$
27 (C)	$G+Q+0.6T+VX$	Combinaison lin	ELS	Catégorie B	$(1+2+6)*1.00+11*0.60$
28 (C)	$G+Q+0.6T+VY$	Combinaison lin	ELS	Catégorie B	$(1+2+7)*1.00+11*0.60$
29 (C) (CQC)	$G+Q+EX$	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.00$
30 (C) (CQC)	$G+Q+EY$	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+5)*1.00$

Tableau V.3 : Combinaison utilisées.

## Chapitre V : Etude du portique

### V.6. Diagrammes des efforts internes a l'ELU

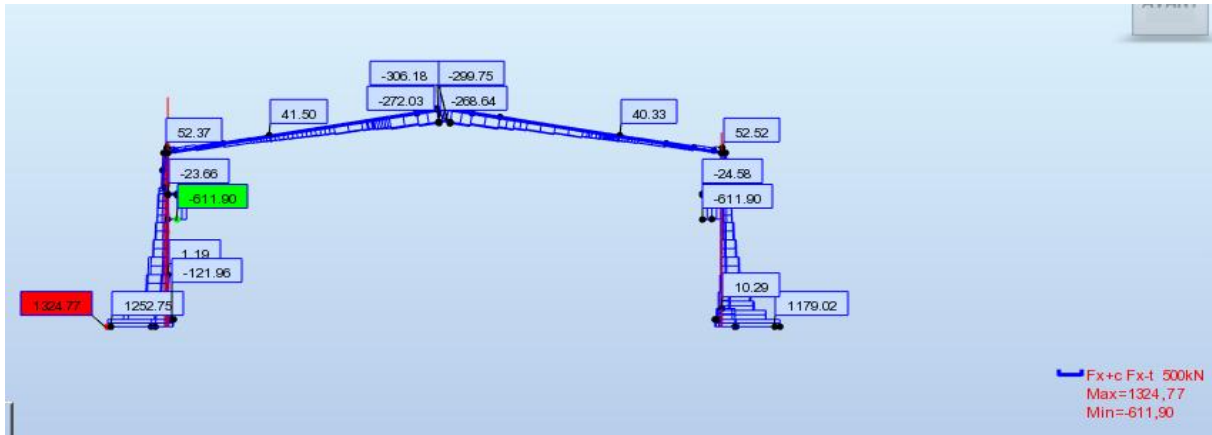


Figure V.9: Diagramme des efforts normaux.

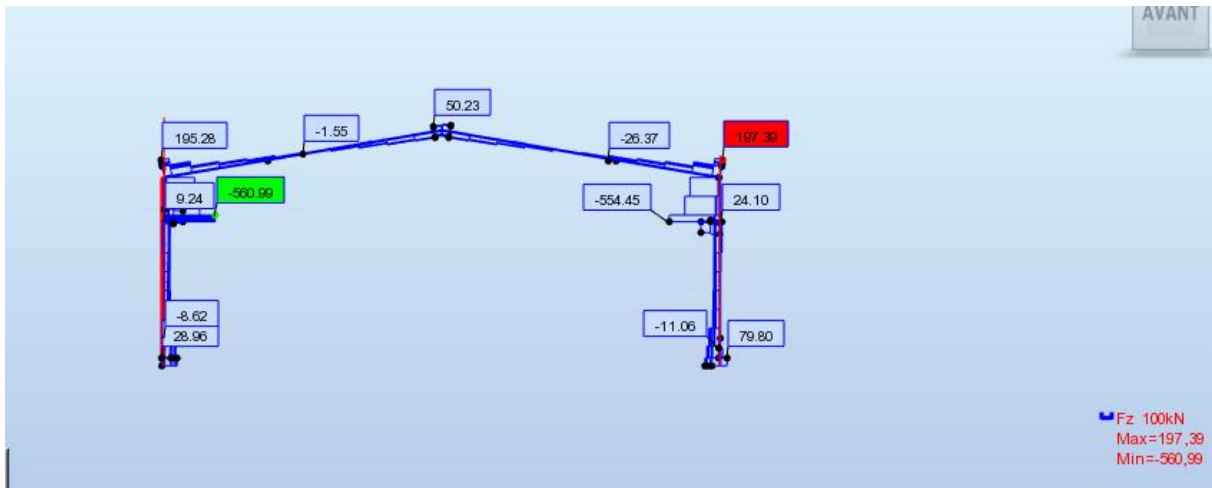


Figure V.10: Diagramme des efforts tranchants

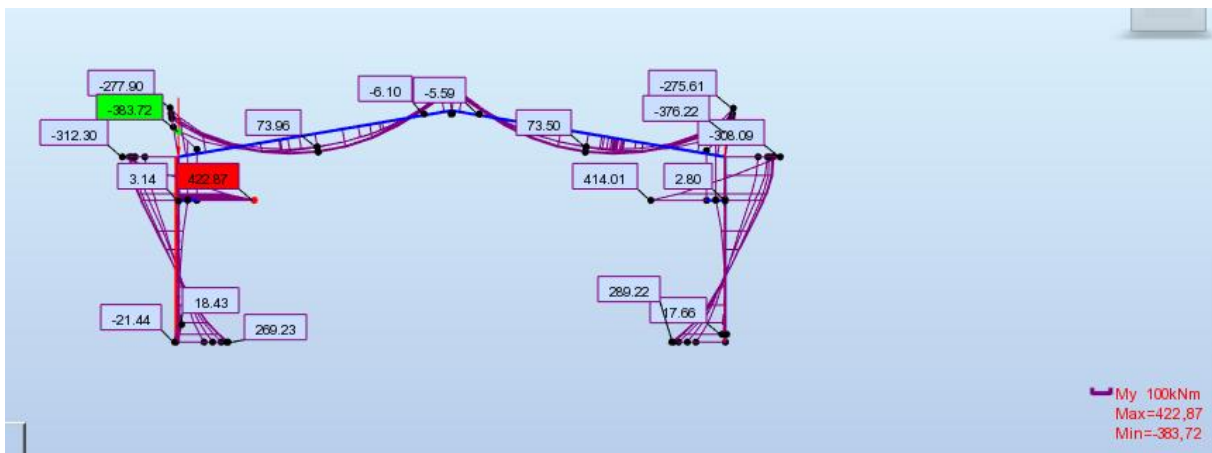
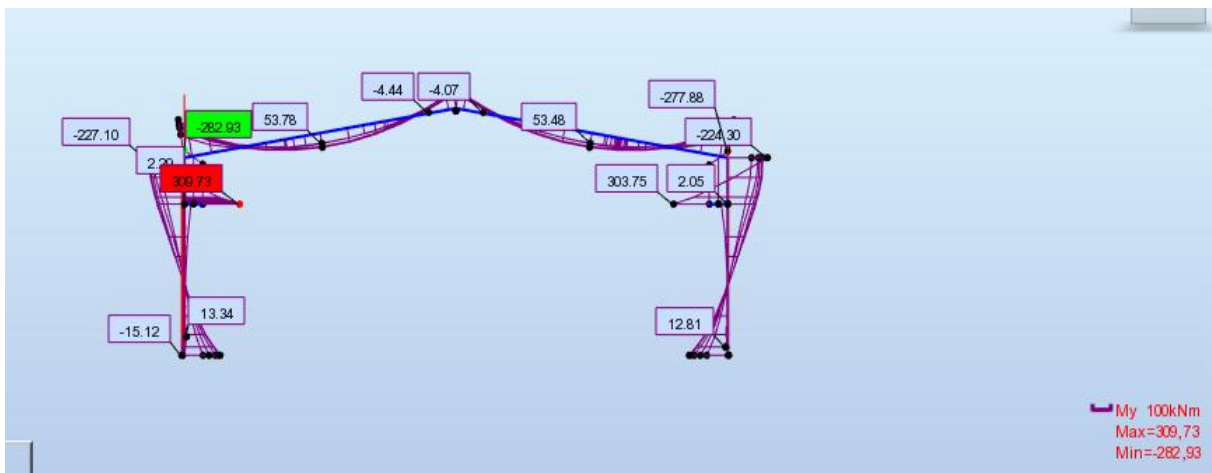
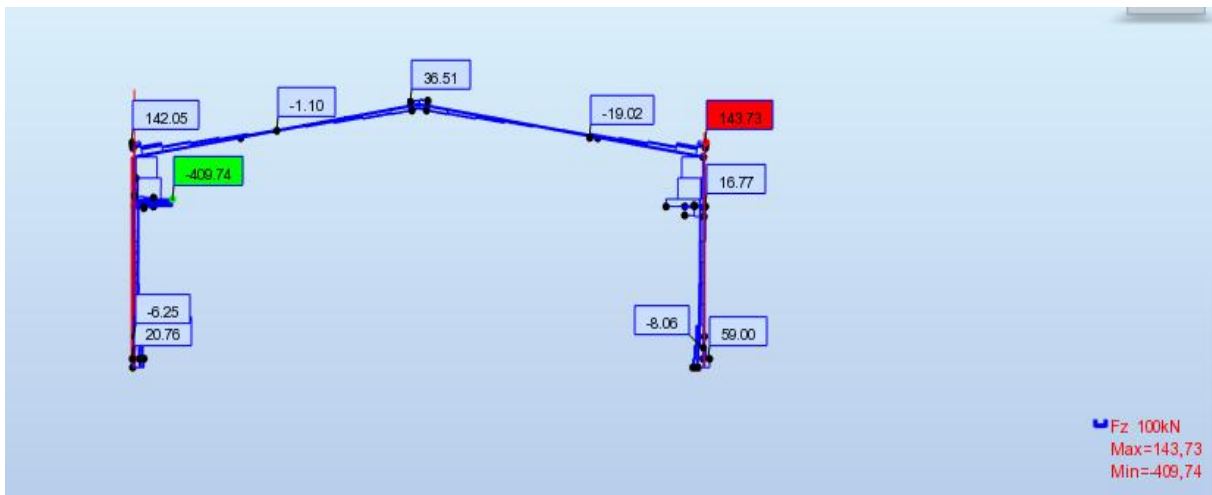
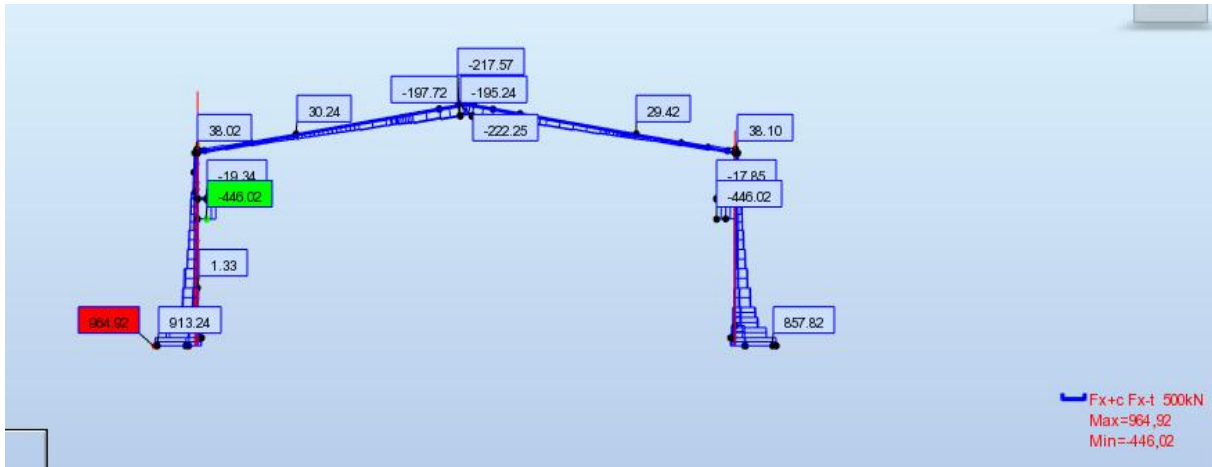


Figure V.11: Diagramme des moments fléchissent.

## V.7. Diagrammes des efforts internes à l'ELS



## Chapitre V : Etude du portique

### V.7.1 Réactions extrêmes par rapport au Repère global

*Tableau V.4 : Valeur de réactions extrêmes globales.*

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	194,57	829,62	2547,16	139,69	294,74	8,95
Noeud	642	407	645	611	506	645
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)
<b>MIN</b>	-279,29	-838,80	-315,64	-140,18	-316,57	-7,88
Noeud	645	577	509	404	509	642
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)

### V.7.2 .Déplacements Extrêmes des nœuds

*Tableau V. 5 : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds*

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	1,6	3,3	0,0	0,008	0,013	0,004
Noeud	2867	683	3703	678	513	857
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)
<b>MIN</b>	-1,5	-2,0	-7,0	-0,007	-0,013	-0,005
Noeud	3689	54	1600	2040	529	923
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)

### V.7.3. Les Efforts extrêmes

*Tableau V. 6 : valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds.*

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1324,77	297,39	197,39	0,29	297,48	65,38
Barre	710	636	447	820	560	674
Noeud	642	577	408	764	509	611
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)
<b>MIN</b>	-611,90	-299,02	-334,98	-0,29	-383,72	-67,10
Barre	832	634	444	821	832	634
Noeud	789	574	405	767	788	574
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)

### V.7.4. Les Contrainte extrêmes

*Tableau V.7 : Valeurs des contraintes Extrêmes globales*

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
<b>MAX</b>	345,34	5,97	307,54	117,52	-0,00	-0,00	83,33
Barre	447	712	445	634	823	825	710
Noeud	408	645	405	574	770	774	642
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)
<b>MIN</b>	-18,39	-311,89	0,00	0,00	-307,54	-117,52	-39,30
Barre	711	447	823	825	445	634	711
Noeud	644	408	770	774	405	574	644
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)	24 (C)

## Chapitre V : Etude du portique

### V.7.5. Flèches extrêmes

*Tableau V. 8 : Valeurs des flèches extrêmes globales*

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0,0	0,1	0,8
Barre	560	711	560
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)
<b>MIN</b>	-0,0	-0,1	-3,1
Barre	713	713	599
Cas	24 (C)	24 (C)	24 (C)

V.8 Note de calcul donné par robot:

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 1 POTEAU1

**PIECE:** 534

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 20 1.35G+1.5VX 1\*1.35+6\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm <sup>2</sup>	Az=57.33 cm <sup>2</sup>	Ax=158.98 cm <sup>2</sup>
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm <sup>4</sup>	Iz=8563.83 cm <sup>4</sup>	Ix=189.76 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm <sup>3</sup>	Wplz=872.86 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 25.02 kN	My,Ed = -49.89 kN*m	Mz,Ed = 0.31 kN*m	Vy,Ed = 0.40 kN
Nc,Rd = 4371.95 kN	My,Ed,max = -78.37 kN*m		Mz,Ed,max = 0.31 kN*m
	Vy,T,Rd = 2002.67 kN		
Nb,Rd = 3597.58 kN	My,c,Rd = 704.50 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz,Ed = -15.11 kN
	MN,y,Rd = 704.50 kN*m	MN,z,Rd = 240.04 kN*m	Vz,T,Rd = 909.97 kN
			Tt,Ed = 0.02 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 0.27
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 0.98
Lamy = 23.76	kyy = 1.00



en z:

Lz = 8.00 m	Lam_z = 0.63
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.82
Lamz = 54.50	kyz = 0.70

## Chapitre V : Etude du portique

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 23.76 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 54.50 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:** Traverse

**PIECE:** 535

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif:* 20 1.35G+1.5VX 1\*1.35+6\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	g <sub>M0</sub> =1.00	g <sub>M1</sub> =1.00	
b=17.0 cm	A <sub>y</sub> =48.84 cm <sup>2</sup>	A <sub>z</sub> =35.14 cm <sup>2</sup>	A <sub>x</sub> =72.73 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	I <sub>y</sub> =16265.60 cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> =1043.45 cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> =37.49 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	W <sub>ply</sub> =1019.15 cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> =191.10 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 21.72 kN	M <sub>y,Ed</sub> = 77.39 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 11.37 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -9.98 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 2000.08 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = 77.39 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = 11.37 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 755.44 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 1965.90 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 280.27 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 52.55 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 19.88 kN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 280.27 kN*m	M <sub>N,z,Rd</sub> = 52.55 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 548.86 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 142.83 kN*m		T <sub>t,Ed</sub> = -0.30 kN*m
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 183.70 kN*m	Courbe <sub>LT</sub> -	X <sub>LT</sub> = 0.49
L <sub>cr,upp</sub> = 5.98 m	L <sub>am_LT</sub> = 1.24	f <sub>i,LT</sub> = 1.39	X <sub>LT,mod</sub> = 0.51

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

L <sub>y</sub> = 11.97 m	L <sub>am_y</sub> = 0.28		
L <sub>cr,y</sub> = 3.59 m	X <sub>y</sub> = 0.98		
L <sub>am_y</sub> = 24.01	k <sub>yy</sub> = 1.01		k <sub>yz</sub> = 1.56

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### *Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### *Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$$\lambda_{y} = 24.01 < \lambda_{\max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,\max}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk/gM1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,\max}/(XLT \cdot M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,\max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

*Profil correct !!!*

### Conclusion

D'après les calculs les profils adoptés sont

- ✓ Pour les poteaux **HEA 400**
- ✓ Pour les traverses **IPE 360**

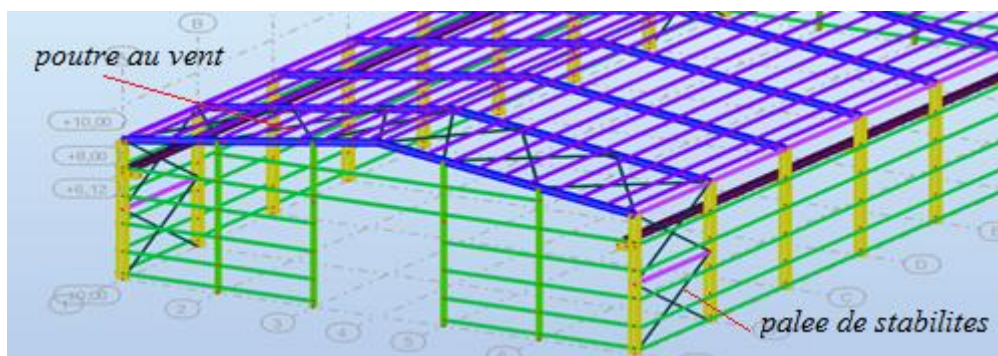
### VI .INTRODUCTION

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. Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation

comme le montre les figures ci-dessous



*Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.*

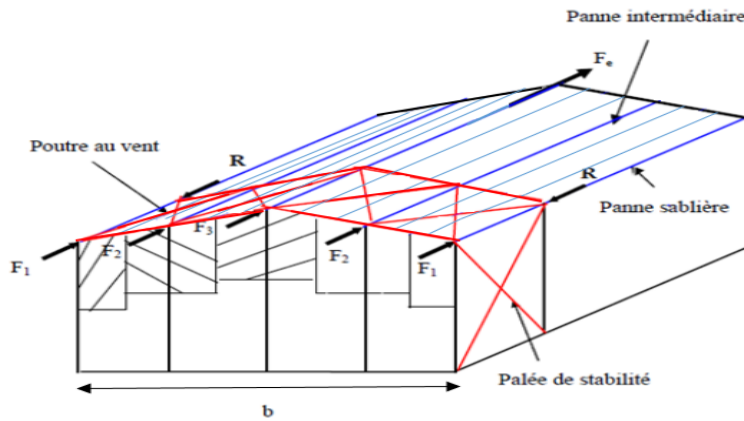
#### VI.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

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

##### VI.2.1 Effort du vent sur les pignons

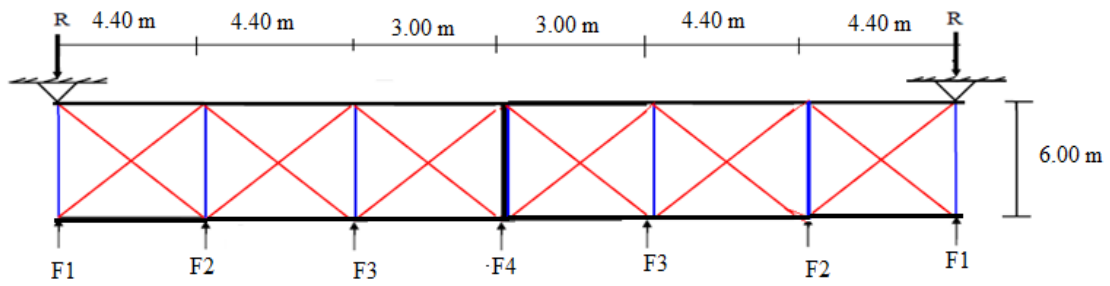
La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

## Chapitre VI : Calcul des contreventements



*Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons*

### VI.2.2- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :



*Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent*

D'après l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de  $C_e$  est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction

$$\Sigma C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique  $q_h$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 2.77 = 103.87 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_{ex} = 2.77$$

- La pression du vent

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 103.87 \times 1.1 = 114.25 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 1$$

On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 4773.53 \text{ daN. (Chapitre 02)}$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

– Les hauteurs h :

$$h_1 = 8.00\text{m} ; h_2 = 8.75\text{m} ; h_3 = 9.5\text{m}$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left( 114.25 \times \frac{8}{2} \times \frac{23.6}{8} \right) + \frac{4773.53}{8} = 1944.84\text{daN}$$

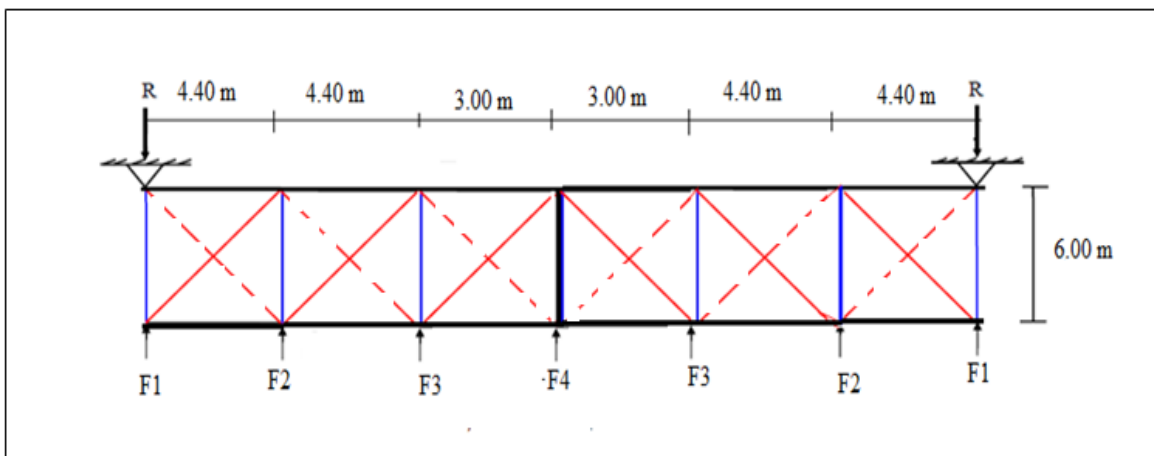
$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 114.25 \times \frac{8.75}{2} \times \frac{23.6}{4} \right) + \frac{4773.53}{4} = 4142.46\text{daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 114.25 \times \frac{9.5}{2} \times \frac{23.6}{4} \right) + \frac{4773.53}{4} = 4395.23\text{daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.



**Figure VI.4 :** Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

### Par la méthode des coupures

On établit que l'effort **Fd** dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné

Comme suit :

$$\mathbf{F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R}$$

Avec :

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(1944.84 + 4142.46) + 4395.23}{2}$$

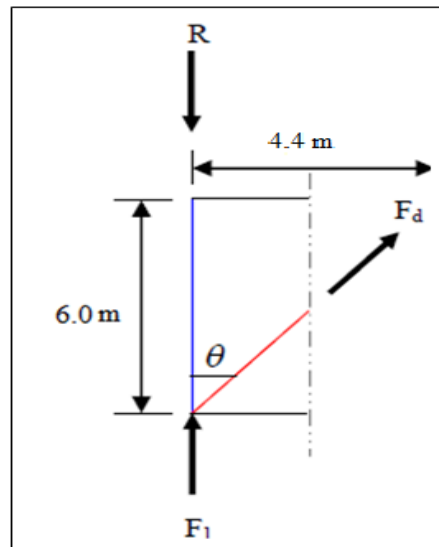
$$R = 8284.91 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4.4}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{4.4}{6} = 36.25^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{8284.91 - 1944.84}{\cos 36.25^\circ} = 7861.76 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 11792.64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 117.92 \text{ KN}$$



*Figure VI.5 : L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité*

### c) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{117.92 \times 1.1}{23.5} = 5.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×5** d'une section  $A = 6.84 \text{ cm}^2$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

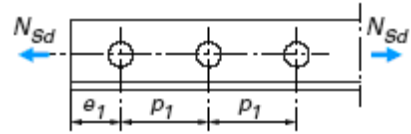
Section nette :

$$A_{nette} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

### VI.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus



$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P1$  des trous

**Tableau VI.1: Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .**

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Attache de 3 boulons et plus :  $p = 100mm$ ;  $e = 25mm$

$P_1 = 100mm > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65mm$  avec :  $d_0 = 13mm$ : diamètre des trous

Donc :  $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 6.19 \times 3600}{1.25} = 12779.04 daN$$

$$N_{u,Rd} = 124.79 KN$$

$N_{sd} = 117.92 KN < N_{u,Rd} = 124.79 KN$  .....ok

#### Conclusion

Une cornière isolée de **L70 × 70 × 5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

### VI.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Les formules de vérification sont les suivantes

#### a) Flexion composée déviée (bi axiale)

##### Vérification de la section à la résistance

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{Ny, Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Z, sd}}{M_{NZ, sd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

---

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{31.4 \times 2350}{1.1} = 67081.81 \text{ daN}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{84.85 \times 23.5}{1.1} = 1812.70 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{173.5 \times 23.5}{1.1} = 3706.59 \text{ daN.m}$$

- **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

**Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre III)**

$$G = 31.21 \text{ daN/ml}$$

$$N = 19.60 \text{ daN/ml}$$

**Compression : (calcul des contreventements)**

$$V = F_2 = 4142.46 \text{ daN}$$

**Combinaison de charge**

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 42.13 + 26.46 = 68.59 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 68.59 \times \cos(9.62^\circ) = 67.61 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{67.61 \times (6)^2}{8} = 304.24 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 68.59 \times \sin(9.62^\circ) = 11.46 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{11.46 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 12.89 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (4142.46) = 5592.32 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 5592.32 / 67081.81 = 0.083 \text{ donc } \beta = 5n = 0.41$$

**b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal**

Si :

$N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5AW \cdot f_y / \gamma M_0)$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 5587.77 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 67081.81 = 16770.45 \text{ daN}$$

$$AW = (A - 2b \cdot t_f) = 31.4 - 2 \times 14 \times 0.85 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$0.5AW \cdot f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 7.6 \times 2350 / 1.1 = 8118.18 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 16770.45 ; 0.5AW \cdot f_y / \gamma M_0 = 8118.18 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 5587.77 \text{ daN} \leq 0.5AW \cdot f_y / \gamma M_0 = 8118.18 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

---

• La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, sd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\left( \frac{304.24}{3706.59} \right)^2 + \left( \frac{12.89}{1812.7} \right)^{0.41} = 0.13 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### VI.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

#### 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 de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

#### Combinaison à l'ELU

$G - 1.5V$
$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$
$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$
$N_{sd} = 1.5V'$

Avec

$G = 31.21 \text{ daN/ml}$  : Charge permanente

$V = -148.00 \text{ daN/ml}$  : Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 4142.46 \text{ daN}$  : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes**

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left( \frac{N_{Sd}}{N_{PL,Rd}} \right) + K_{yy} \left( \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right) + K_{yz} \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left( \frac{N_{Sd}}{N_{b, Rd}} \right) + K_{zy} \left( \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right) + K_{zz} \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

• **Calcul du coefficient de réduction  $\chi_y, \chi_z$**

• **Flambement par rapport à l'axe fort yy**

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 600 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.73} = 104.7$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104.7}{93.9} = 1.11$$

### Courbe de flambement

$$h/b = 133/140 = 0.95 < 1.2$$

suivant y-y : courbe **a**  $\implies \alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.5892$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

### Flambement par rapport à l'axe faible zz

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 300 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{3.52} = 85.22$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

➤ Calcul d'élanement réduit

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{85.22}{93.9} = 0.90$$

Suivant z-z : courbe **b**  $\implies$   $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.7339$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.5892; 0.7339) \quad \chi_{min} = 0.5892$$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

$\lambda_{LT}$  : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

**HEA 140:**  $i_z = 3.52 \text{ cm}$  ;  $h = 13.3 \text{ cm}$  ;  $t_f = 0.85 \text{ cm}$

$L = 300 \text{ cm}$  : longueur libre entre maintien latéraux (présence d'un lierne)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{3.52}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/3.52}{13.3/0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{64.56}{93.9} = 0.68 > 0.4 \implies \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe **a**  $\implies$   $\alpha = 0.21$   $\chi_{LT} = 0.8569 < 1$  .....(Tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a).

### Calcul des coefficients d'interactions $k_{ij}$ (Annexe B Eurocode3)

➤ Calcul de coefficient  $k_y$  :

- $\beta_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.11 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{173.5 - 155.4}{155.4} \right)$$

$$\mu_y = -0.29 + 0.116$$

$$\mu_y = -0.17 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.17 \times 5587.77}{0.7339 \times 31.4 \times 2350} = 1 + \frac{949.92}{54154.48} = 1.018 < 1.5$$

➤ Calcul du coefficient  $k_{LT}$  :

- $\beta_{MLT}$  Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MLT} = 1.3$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.90 \times 1.3 - 0.15 = 0.022 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.022 \times 5587.77}{0.8569 \times 31.4 \times 2350} = 1 - \frac{122.93}{63230.65} = 0.99$$

➤ Calcul du coefficient  $k_z$  :

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 0.90 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{84.85 - 55.62}{55.62} \right)$$

$$\mu_z = -1.26 + 0.525$$

$$\mu_z = -0.73 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.73 \times 5587.77}{0.7339 \times 31.4 \times 2350} = 1 + \frac{4079.07}{54154.48} = 1.07 < 1.5$$

**Vérification au flambement :**

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left( \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left( \frac{5587.77}{0.5892 \times 67081.81} \right) + \left( \frac{1.018 \times 304.24}{3706.59} \right) + \left( \frac{1.07 \times 12.89}{1812.7} \right) =$$

$$0.14 + 0.08 + 0.007 = 0.22 < 1 \dots\dots\dots OK$$

**Vérification au déversement**

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left( \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left( \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left( \frac{5587.77}{0.7339 \times 67081.81} \right) + \left( \frac{0.99 \times 304.24}{0.8569 \times 3706.59} \right) + \left( \frac{1.07 \times 12.89}{1812.7} \right) =$$

$$0.113 + 0.09 + 0.007 = 0.21 < 1 \dots\dots\dots OK$$

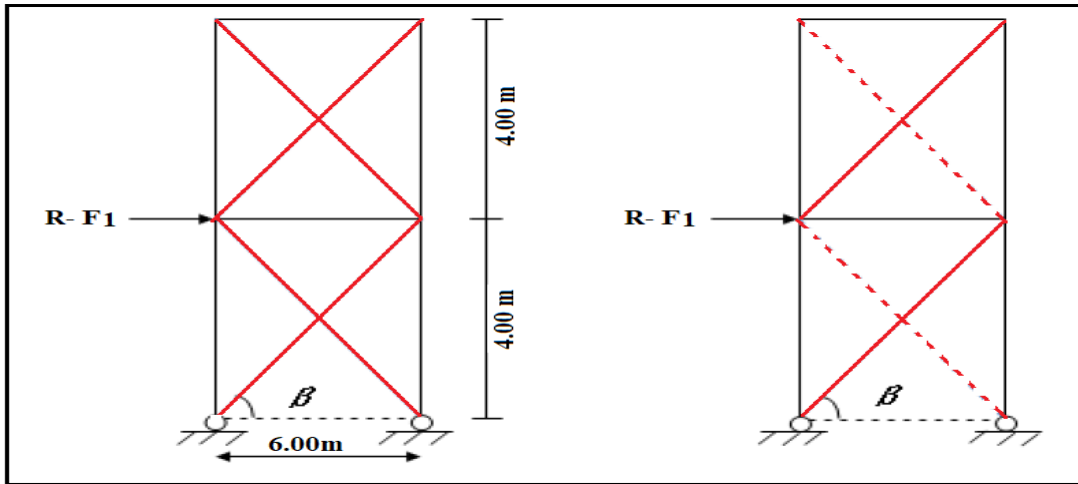
$N_{sd} = 5587.77 \text{ daN}$
$N_{pl, Rd} = 67081.81 \text{ daN}$
$M_{z, sd} = 12.89 \text{ daN.m}$
$M_{y, sd} = 304.24 \text{ daN.m}$
$M_{plz, Rd} = 1812.7 \text{ daN.m}$
$M_{ply, Rd} = 3706.59 \text{ daN.m}$
$\chi_{\min} = 0.5892$
$k_y = 1.018$
$k_{LT} = 0.99$
$K_z = 1.07$

### Conclusion

Le profilé choisi **HEA140** est adéquat comme panne de toiture

### VI.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



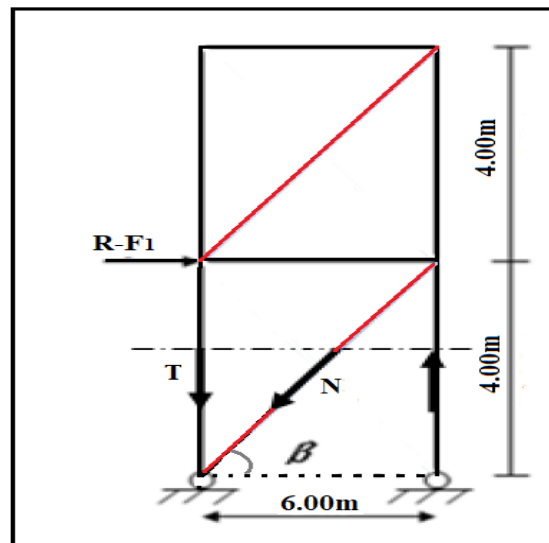
*Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.*

### Par la méthode des coupures

- a) Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec :  $R = 8281.54 \text{ daN}$



*Figure VI.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue*

$$\tan \beta = \frac{4}{6} \Rightarrow \text{Arctg} \beta = \frac{4}{6} = 33.69$$

$$D'où : N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{8281.54 - 1944.76}{\cos 33.69^\circ} = 7615.76 \text{ daN}$$

**N = 7615.76 daN**

- b) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

## Chapitre VI : Calcul des contreventements

$$N_{sd} = 1.5 \times 7615.76$$

$$N_{sd} = 11423.8 \text{ daN} = 114.23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{11.23 \times 1.1}{23.5} = 5.34 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L70×70×5** ( $A = 6.84 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Section nette : } A_{\text{nette}} = 6.84 - (0.5 \times 1.3) = 6.19 \text{ cm}^2$$

### VI.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette

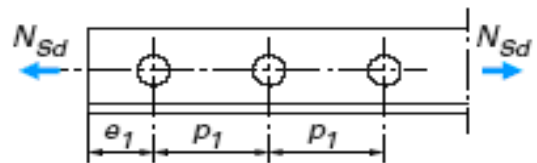
Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 114.23 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$$

Une cornière isolée de **L70×70×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.



### Conclusion

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

### VII.1 INTRUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi des pertes de vies humaines. Pour cela, des règlements parasismiques sont conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leur protection.

### VII.2 Méthode de calcul

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le Règlement Parasismique Algérien (RPA99. VERSION 2003.Art 4.1.2) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

1. La méthode statique équivalente (MSE).
2. La méthode d'analyse spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

#### a) Choix de la méthode

Nous allons travailler avec la méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalent aux effets de l'action sismique. Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ( $H=10m < 65m$ ) et sa régularité en plan ( $\frac{48}{23.6} = 2.03 < 4$ ) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003.

#### b) Caractéristiques du hangar étudié

- Wilaya d'implantation : Tizi ouzou.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

### VII.3 Calcul de la force sismique totale

D'après l'article 4.2.3 de RPA99 version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{formule (4.1)})$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau (4.1) de RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et groupe d'usage ( $H= 10m < 17m$ ).

Dans notre cas :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2



$A = 0.15$

$D$  : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{Tableau .4.2 page 38 RPA99}$$

Le facteur d'amortissement est donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \text{formule 4.3 page 38 RPA99V2003}$$

$\xi$  : 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 tableau 4.2 page 38

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger  $\Rightarrow \xi = 4\%$

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 4)}} = 1.08 \geq 0.7$$

### Estimation de la période fondamentale de la structure T

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 selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

- $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_n = 10m$ .
- $C_t$  : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).  
On a : Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$$C_t = 0.085$$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \cdot (10)^{3/4} \Rightarrow \boxed{T = 0.47 \text{ s}}$$

### Calcul du $T_2$

$T_2$  est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7.

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

$$\Rightarrow \boxed{T_2 = 0.5 \text{ s.}}$$

$$T < T_2 \Rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$\text{Donc : } \boxed{D = 2.7}$$

### VII.3.1 Coefficient de comportement global de la structure (R)

Donné par le tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 4$$

### VII.3.2 Facteur de qualité (Q)

La facteur de qualité de la structure est en fonction de

- $P_1$  : Condition minimale sur les files de contreventement.
- $P_2$  : Redondance en plan.
- $P_3$  : Régularité en plan.
- $P_4$  : Régularité en élévation.
- $P_5$  : Contrôle de la qualité des matériaux.
- $P_6$  : Contrôle de la qualité des exécutions.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad \text{(formule (4.4))}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

### VII.3.3 Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité $P_q$

*Tableau VII.1 : valeurs des pénalités*

Critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Control de la qualité des matériaux	0	0
6. Control de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$	0.10	0.2

$$Q_x = 1.10$$

$$Q_y = 1.20$$

### VII.3.4 Poids total de la structure (W)

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(Formule (4.5))}$$

W : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$

$$\beta = 0.5 \text{ (Entrepôts, hangars)} \quad \text{(Tableau 4.5)}$$

## Chapitre VII : Etude sismique

Calcul des charges permanente  $W_{Qi}$  de tous les élément qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_{Qi} = (0.176 + 1.309) \times 1148.16$$

$$W_{Qi} = 1705.02 \text{ kn.}$$

$$\Rightarrow W = 1119.67 + 0.5 \times 1705.02$$

$$\boxed{W = 1972.18 \text{ kn}}$$

**Calcul de la force sismique totale**

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 1972.18$$

$$\boxed{V_x = 219.65 \text{ kN}}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1972.18$$

$$\boxed{V_y = 239.62 \text{ kN}}$$

*Tableau VII.2 : Charges permanentes  $W_{Gi}$  de toute la structure*

Elément	Type	Poids propre (kg/m)	Nombre de chaque élément	Longueur de l'élément (m)	La charge W (kn)
Panne	IPE 140	12.9	160	6	123.84
Lisse du log-Pan	UPN140	14.5	80	6	69.60
Lisse du pignon	UPN 140	14.5	44	4.40	28.07
Poteau	HEA 400	125	18	8	180.00
Traverse	IPE 360	57.1	18	11.95	122.82
Potelet 1	IPE 240	30.70	04	8.75	10.74
Potelet 2	IPE 240	30.70	04	9.50	11.66
Liernes	∅= 10mm	0.620		337.6	2.09
Palé de stabilité	L70×70×5	5.37		115.36	6.19
Poutre au vent	L70×70×5	5.37		178.56	9.58
Sablier	HEA 140	24.7		120	29.64
Poutre de roulement	HEB 300	117	2	48	112.32
Rail	A55	32	2	48	30.72

## Chapitre VII : Etude sismique

Élément	Type	Poids propre (kg/m <sup>2</sup> )	Nombre de chaque élément	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W (kn)
Couverture du versant de toiture	Panneaux Sandwich TN 75	14.20	2	574.08	163.03
Couverture du long pan	Panneaux Sandwich TN 75	14.20	2	384	109.05
Couverture du pignon	Panneaux Sandwich TN 75	14.20	2	212.4	60.32
Pont roulant					50
				$\Sigma W_{Gi}$	<b>1119.67</b>

### VII.4 Les sollicitations dues au vent le plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 130.98 \text{ daN} / \text{m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 130.98 \times S_{\text{toiture}}$$

$$V = 130.98 \times 1148.16$$

$$V = 150385.99 \text{ daN} = 1503.85 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V = 1503.85 \text{ Kn} > V_x = 219.62 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow V = 1503.85 \text{ Kn} > V_y = 239.62 \text{ kn}$$

## CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

### VIII.1. Introduction

Les assemblages constituent les dispositifs permettant de réunir et de solidariser les pièces d'une structure. Ils doivent assurer la transition et la répartition des divers efforts et sollicitations entre les pièces assemblées sans génération d'efforts parasites. Les assemblages ne doivent en aucun cas constituer le point faible de la structure

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

### VIII.1. Calcul des assemblages par boulons

Il existe deux types de boulons

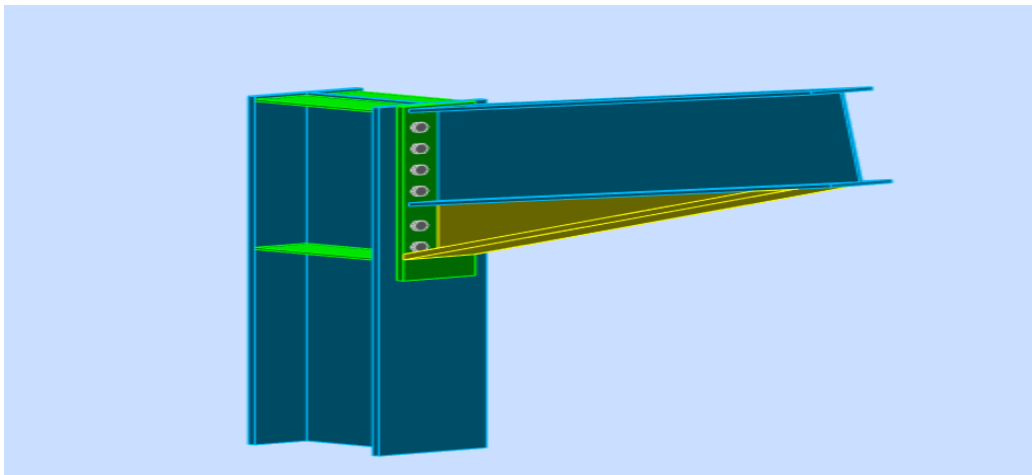
- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

### VIII.2. Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

- L'assemblage poteau – traverse - Comme le montre le schéma ci-après, la liaison poteau-traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE 360 et le poteau en HEA400,

- on vérifie l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes



*Figure VIII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.*

$M_{\max}=250.74\text{KN.m}$

$N_{sd}=-3.21\text{KN}$

$V_{sd}=166.35\text{KN}$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### VIII.2.1. La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,

La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

### VIII.2.2. les composants de l'assemblage

- ⇒ Poteau en HEA400
- ⇒ Poutre IPE 360.
- ⇒ Jarret IPE 360.
- ⇒ Platine  $655 \times 200 \times 20$

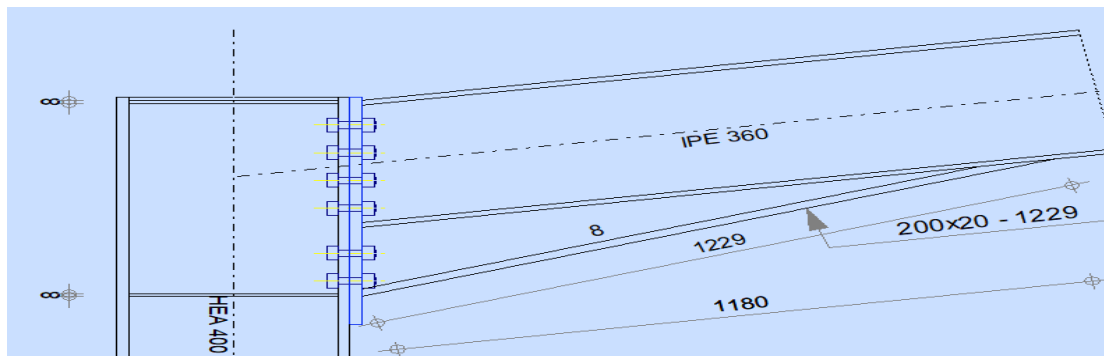


Figure -VIII.2 : détails d'assemblage

### VIII.2.3. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

pour IPE360:

$t_f = 12.7 \text{ mm}$  ;  $t_w = 8 \text{ mm}$  ;  $b = 170 \text{ mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.5 \text{ mm}$$

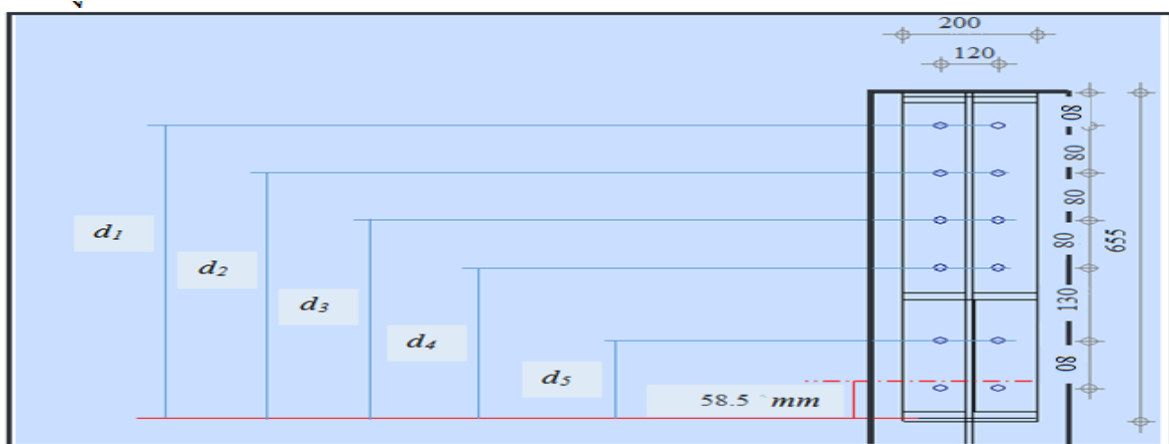


Figure VIII.3 : la hauteur de la zone comprimée

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 545 \text{ mm}, \\ d_2 = 465 \text{ mm}, \\ d_3 = 385 \text{ mm}, \\ d_4 = 265 \text{ mm}, \\ d_5 = 130 \text{ mm}. \end{array} \right.$$

**VIII.2.4. Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \rightarrow \quad N_1 = \frac{M_{rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$N_1$  : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

- *Le moment résistant effectif de l'assemblage :*

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

⇒ n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

⇒  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ ,

⇒  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

⇒  $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN}$  pour un boulon

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (130^2 + 265^2 + 385^2 + 465^2 + 545^2) = 748600 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 748600 \times 10^{-3}}{545} = 471.13 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 250.74 \text{ kN.m} < M_{rd} = 471.13 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**VIII.2.6. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulon :  $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{166.35}{12} = 13.86 \text{ kN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$K_s = 1.0$  : trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$  : un plan de frottement

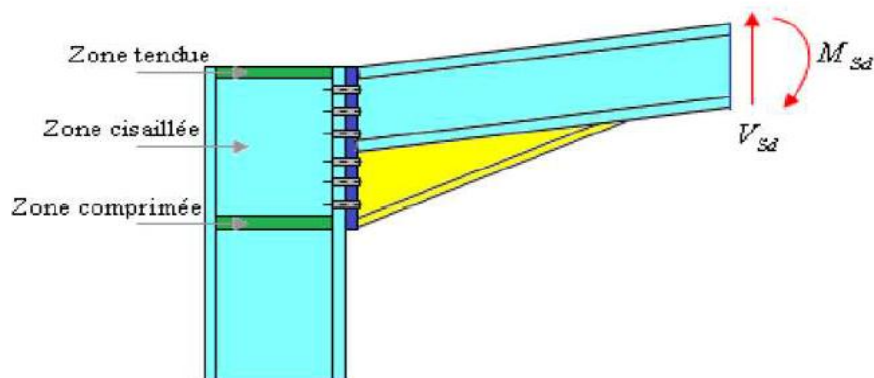
$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

$F_p$  : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 13.86 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### VIII.2.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :



**Figure VIII.4:** Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_{t.rd}$

a) Résistance à la traction :

Avec :  $F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t.rd}$  : résistance de l'âme du poteau à la traction

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau

$b_{eff}$  : entreaxe des boulons ( $p = 120\text{mm}$ )

$$F_{t.rd} = 1.1 \times 12 \times \frac{23.5}{1.1} = 282 \text{ kN}$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{250.74}{0.40 - 0.019} = 658.11 \text{ kN}$$

$$F_v = 658.11 > F_{t.rd} = 282 \text{ kN}$$

⇒ D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14mm).

### VIII.2.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) Calcul de  $F_{c.rd}$

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\alpha_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque :  $\sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \quad \rightarrow K_c = 1.0$

Lorsque :  $\sigma_{c.sd} > 0.7f_y \quad \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$

Donc :  $\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{166.35}{159} + \frac{250.74 \times 10^2 \times 1.8}{45070} = 2.04 \text{ KN/cm}^2$

Et :  $0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$

Alors :  $\sigma_{c.sd} = 2.04 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$

$\Rightarrow K_c = 1.0$

- $t_p = 20\text{mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 12.7 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(19+27) + 2 \times 20 = 296.8\text{mm}$
- $t_{fb}$  : épaisseur de la semelle de la poutre
- $t_{fc}$  : épaisseur de la semelle du poteau
- $t_p$  : épaisseur de la platine d'extrémité
- $r_c$  : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- $\alpha_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

Si  $\lambda_{BP} \leq 0.72 \quad \rightarrow \rho = 1.0$

Si  $\lambda_{BP} > 0.72 \quad \rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2$

$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$  : élancement réduit de la partie efficace de l'âme

$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{29.68 \times 29.8 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.1^2}} = 0.83 > 0.72$

$\Rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (0.83 - 0.2) / 0.83^2 = 0.91$

On aura donc :  $F_{c.rd} = \frac{1 \times 0.91 \times 29.68 \times 1.1 \times 23.5}{1.1 \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{29.68}{40}\right)^2\right)}}$

$\Rightarrow F_{c.rd} = 484.56 \text{ KN}$

b) Calcul de  $N_{sd}$  :

On a :  $N_{sd} = \sum N_i$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 250.74 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{250.74 \times 545 \times 10^{-3}}{748600 \times 10^{-6}} = 182.54 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{250.74 \times 465 \times 10^{-3}}{748600 \times 10^{-6}} = 155.74 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{250.74 \times 385 \times 10^{-3}}{748600 \times 10^{-6}} = 128.57 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{250.74 \times 265 \times 10^{-3}}{748600 \times 10^{-6}} = 88.76 \text{ kN}$$

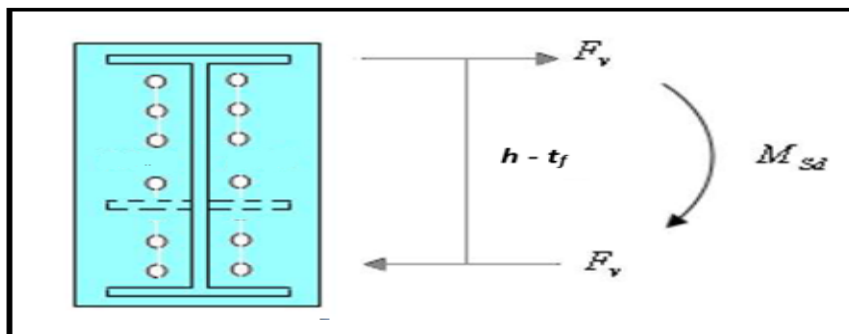
$$N_5 = \frac{250.74 \times 130 \times 10^{-3}}{748600 \times 10^{-6}} = 44.04 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 599.65 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 599.65 > F_{c,rd} = 484.56 \text{ KN}$

$\Rightarrow$  D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14mm).

**VIII.2.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**



*Figure VIII.5: Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.*

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

a) Calcul de  $V_{rd}$

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 23.5 \times 40 \times \frac{1.1}{1.1} = 545.2 \text{ kN}$$

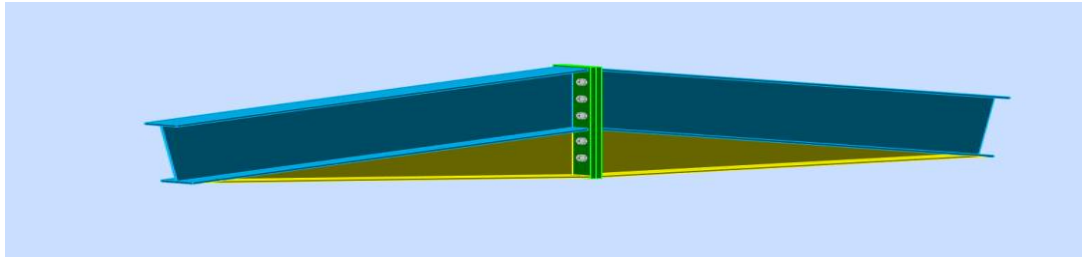
b) Calcul de l'effort de cisaillement  $F_v$  :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{250.74}{0.40 - 0.019} = 659.84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_v = 659.84 \text{ kN} > V_{rd} = 545.2 \text{ kN}$$

⇒ D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14mm).

### VIII.3.Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :



*Figure VIII.6: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.*

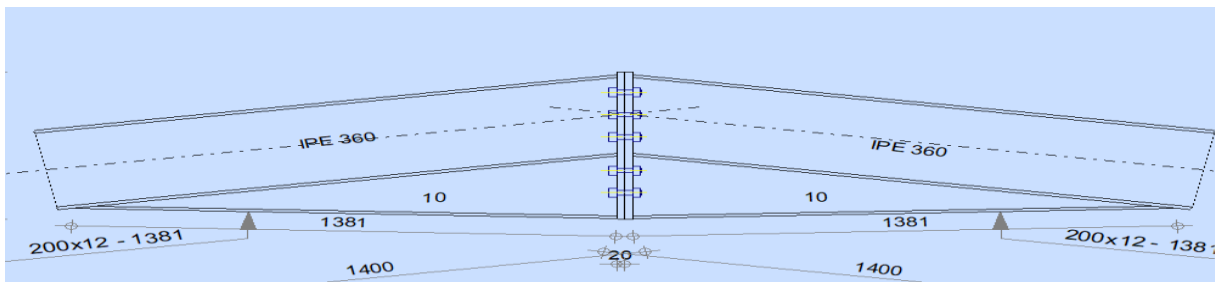
#### VIII.3.1.La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,

La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### VIII.3.2.Efforts de calcul :



*Figure VIII.7: Détails sur l'assemblage de faitage*

$$\Rightarrow M_{sd} = 108.64 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 50.30 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = -32.83 \text{ Kn}$$

Disposition des boulons :

L'eurocode3 donne les valeurs limites suivantes :

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad ; \quad p_1 \geq 2.2d_0$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad ; \quad p_2 \geq 3d_0$$

Avec :

$d_0$  : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2 \text{ mm}$  pour les boulons  $20 \text{ mm} \leq \phi \leq 24 \text{ mm}$ .

$$d_0 = 20 + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \quad e_1 = 90 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2 \times 22 = 48.4 \text{ mm} \quad p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad p_2 = 120 \text{ mm}$$

### VIII.3.3. Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que  $M_{sd} \leq M_{rd}$

- *Le moment résistant effectif de l'assemblage :*

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

- a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

⇒  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ ,

⇒  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

⇒  $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN}$  pour un boulon

- b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (160^2 + 310^2 + 410^2 + 510^2) = 549900 \text{ mm}^2$$

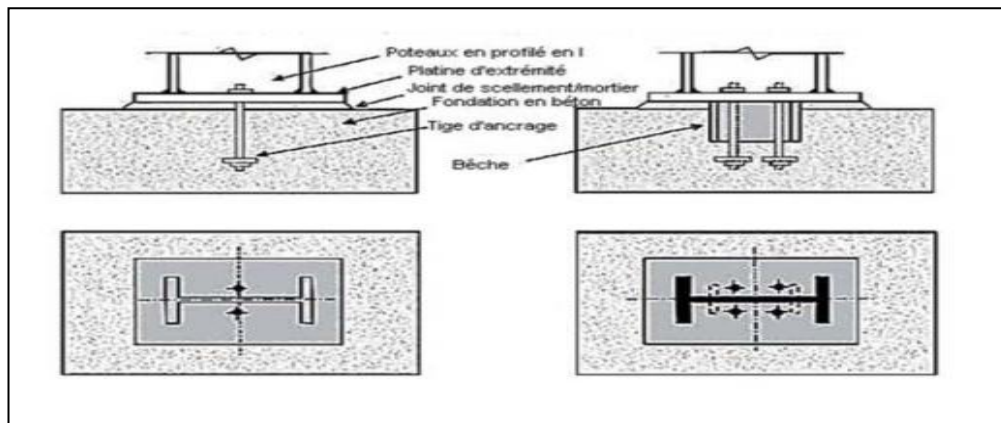
$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 549900 \times 10^{-3}}{510} = 369.83 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 108.64 \text{ kN.m} < M_{rd} = 369.83 \text{ kN.m}$  .....condition vérifiée

### VIII.4. Calcul des bases des poteaux :

#### VIII.4.1. Définition

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.



*Figure VIII.8 : Base des poteaux.*

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés, si le sol présente des caractéristiques fiables.

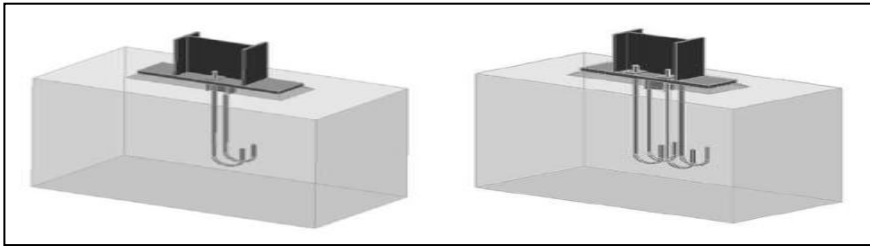


Figure VIII.9 : pied de poteau articulé

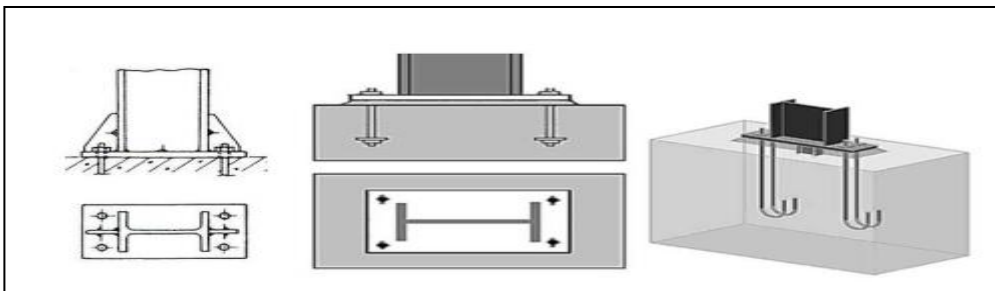


Figure VIII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **HEA400**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression  $N_{sd} = 145.26 \text{ KN}$
- Effort tranchant  $V_{z, sd} = 152.56 \text{ KN}$

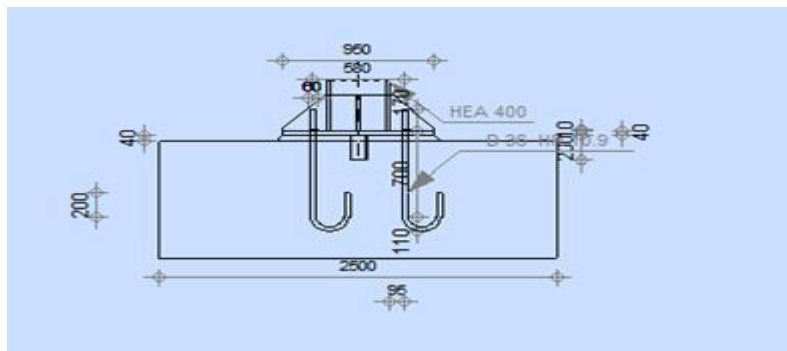


Figure VIII.11 : Détails sur l'assemblage

### VIII.4.2. Données de base

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier :  $\gamma_{m0} = 1.1$  ;  $\gamma_{m2} = 1.25$   
Béton :  $\gamma_c = 1.15$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### VIII.4.3 .Résistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de  $\alpha_{cc}$  est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul du béton devient

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \qquad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

### VIII.4.4. Résistance De Calcul A L'écrasement Du Matériau De Scellement

La valeur de coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

### VIII.4.5 .Estimation De L'air De La Plaque D'assise

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{400 \times 300} \left( \frac{145260}{16.7} \right)^2 = 630.48 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{145260}{16.7} = 8698.2 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

#### VIII.4.5.1.Choix Du Type De La Plaque D'assise :

Comme estimation pour :  $A_{c0} = 8698.2 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 400 \times 300 = 114000 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 8698.2 \text{ mm}^2 < 114000 \text{ mm}^2$ ..... Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 850 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + (2 \times 19) = 338 \text{ mm}$$

$$h_p = 950 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 400 + (2 \times 19) = 438 \text{ mm}$$

Ce qui donne  $A_{c0} = 950 \times 850 = 807500 \text{ mm}^2 > 8698.2 \text{ mm}^2$

#### VIII.4.5.2.Vérification De La Résistance De Calcul De La Plaque D'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où :  $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = -(300 - 11 + 400) = -689 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc}t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc}t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 145260}{16.7} - (2 \times 300 \times 19 + 4 \times 19^2 + 0.5 \times 400 \times 11 - 19 \times 11)$$

$$C = -10485.9 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{689 - \sqrt{(-689)^2 - 4 \times 2 \times (-10485.9)}}{2 \times 2} \quad \text{Donc : } C = -14.6 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle

Pour le calcul de la largeur additionnelle  $C$  dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

- **Calcul De La Largeur D'appuis Additionnelle  $C$**

En posant :  $t=40 \text{ mm}$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left( \frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 40 \left( \frac{235}{3 \times 20 \times 1.1} \right)^{0.5} = 75.47 \text{ mm}$$

$$C = 75.47 \text{ mm} < (h_c - 2t_{fc})/2 = (400 - 2 \times 19)/2 = 181 \text{ mm}$$

$C = 75.47 \text{ mm} < 181 \text{ mm}$ ..... Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

*Dimensions de la plaque d'assise 950 x 850*

le débord de la plaque d'assise est égale à 40mm.

Donc  $\beta_c = 40 \text{ mm} < C = 75.47 \text{ mm} \rightarrow$  la plaque d'assise est de projection courte.

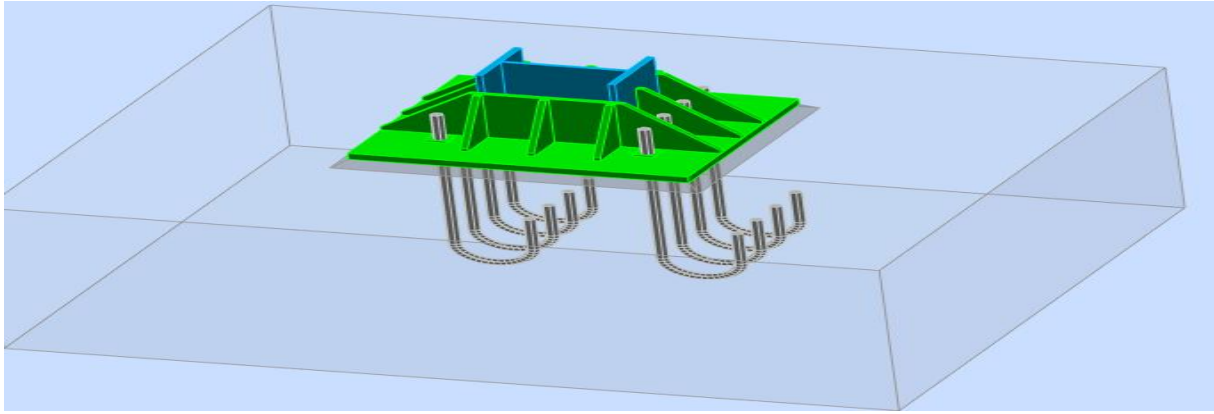
- **Calcul De La Section Efficace  $A_{eff}$**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(300 + 2 \times 40)(75.47 + 40 + 19) + (400 - 2 \times 75.47 - 2 \times 19)(2 \times 75.47 + 11)$$

$$A_{eff} = 136376.25 \text{ mm}^2$$



*Figure VIII.13 : assemblage de la platine.*

- **Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$  :**

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \text{ Avec : } N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 136376.25 \times 20 \times 10^{-3} = 2727.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 145.26 \text{ KN} \leq N_{rd} = 2727.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VIII.4.5.3. Calcul De La Résistance De La Plaque D'assise Au Moment Fléchissant**

Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{40^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1} ; M_{Rd} = 56.96 \text{ KN.mm}$$

Calcul du moment de la flexion  $M_{sd}$

$$M_{sd} = \frac{(C^2 / 2) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(75.47^2 / 2) \times 145.26}{136376.25} ; M_{sd} = 3.03 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 3.03 < M_{Rd} = 56.96 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VIII.4.5.4 Vérification De La Résistance Au Cisaillement Du Scellement De La Plaque D'assise :**

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Avec :  $F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{f,d} \times N_{sd} = 0.2 \times 145.26$   $F_{v.Rd} = 29.05 \text{ KN}$

$N_{sd}$  : est l'effort de calcul de compression du poteau.

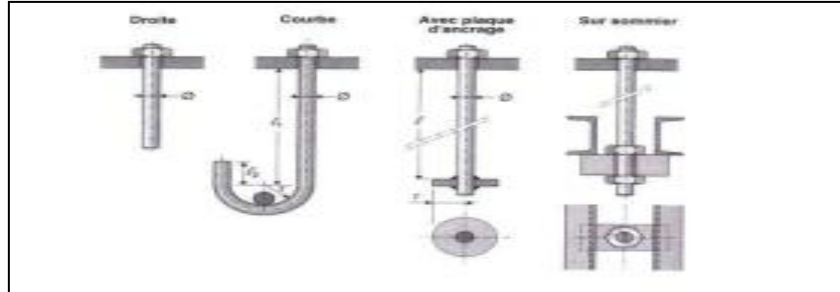
$C_{fd}$  : coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.3 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 152.56 \text{ KN} > F_{vrd} = 29.05 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

**Remarque :** La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

### VIII.4.6. Les Tiges D'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion



*Figure VIII.14 :types de tiges d'ancrage.*

#### VIII.4.6.1 Résistance Des Tiges D'ancrages Au Cisaillement

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$F_{f,Rd}$  : résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression  $N_{sd}$  dans le poteau.

$$F_{f,Rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb,Rd}$  : résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vbrd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \text{ et } 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

$n_b$  : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Pour 8 tiges M30 en classe 8.8 :

$$A_s = 561 \text{ mm}^2 \cdot f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 145.26 = \mathbf{29.05 \text{ KN}}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$F_{vb.Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 640) \times 800 \times 561}{1.25} \times 10^{-3} = 89.04 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 29.05 + 8 \times 89.04 = 712.36 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 152.56 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 712.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq L_{eff} \text{ (bèche)} \leq 1.5 h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche :  $h_{bèche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes :  $b_{beche} / b_{beche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en IPE 100 en acier S235 est retenue.
- La profondeur totale :  $d_0 = 100 \text{ mm}$
- La longueur efficace :  $L_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de  $30 \text{ mm}$ .

### VIII.4.6.2 Résistance Des Tiges D'ancrages A L'effort De Soulèvement

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier  $V_{sd}$  à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique):

Combinaison  $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = 145.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 152.56 \text{ KN}$$

### VIII.4.6.3. Vérification De La Tige D'ancrages A La Résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 800 \times 561}{1.25} = 323.136 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 145.26 \text{ KN}$$

$$n_b = 8$$

$$F_{vb.Rd} = 89.04 \text{ KN}$$

$$N_{t,rd} = 323.136 \text{ KN}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$\frac{N_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{145.26 / 8}{89.04} + \frac{145.26 / 8}{323.136} =$$

$$0.20 + 0.05 = 0.25 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

– Pour 8 tiges M30 en classe 8.8 :

$$A_s = 561 \text{ mm}^2 f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2; \quad d = 30 \text{ mm}$$

### VIII.4.6.4. Vérification De La Tige D'ancrage A L'adhérence :

– Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc,Rd}$$

– La résistance d'ancrages en traction d'une tiges d'ancrages est :

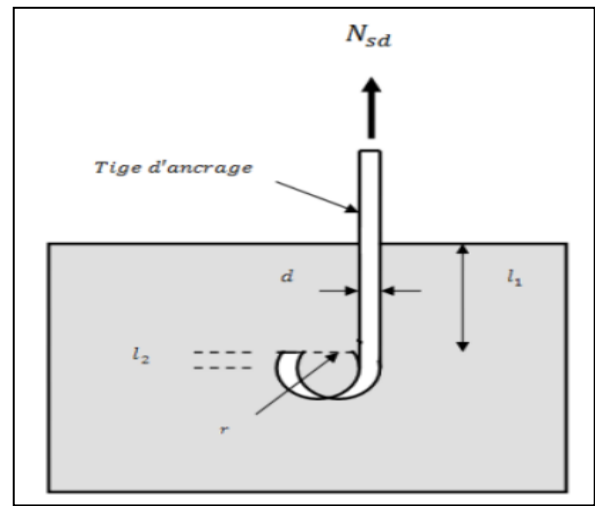
$$F_{anc,Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$



**Figure .VIII.15: Tige d'ancrage**

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 600 + 6.4 \times 90 + 3.5 \times 60 = 1386 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$  :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  : résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$  : coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 30 \times 800 / 1.2 = 2880 \text{ N/mm}^2$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 30 \times 1386 \times 1.2 = 156673.44 \text{ N}$$

$$N_{sd} / 2 = 145.26 / 2 = 72.63 \text{ KN} \leq f_{anc.Rd} = 156.673 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$l_{b,rqd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{d \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} ; \frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

$A$  : la section brute de la tige

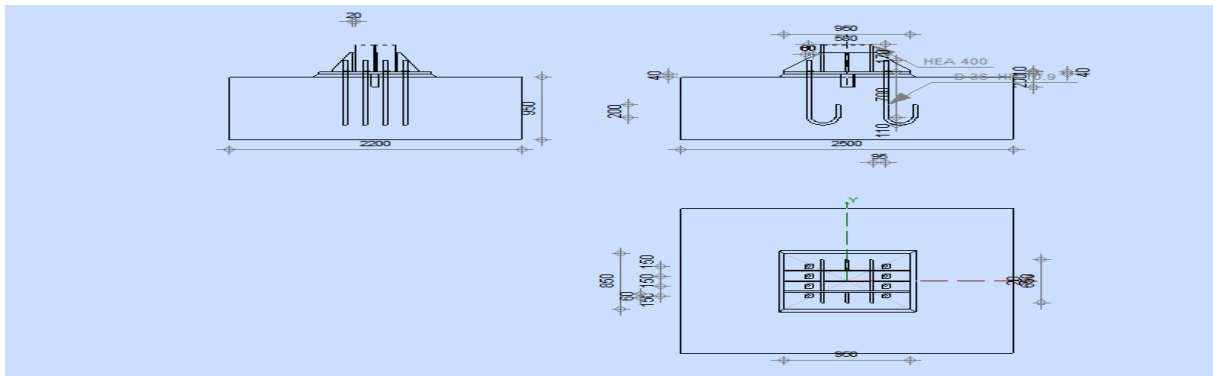
$$A / A_s \approx 0.8 \quad \Rightarrow$$

$A_s$  : section résistante

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$



**Figure VII.16 : Pied de poteau encastre avec 08 boulons d'ancrage.**

**- Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons conclu qu'un assemblage approprié assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure et homogénéise d'avantage la structure.

NOTE DE CALCUL

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b>	
---	---	---

# CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
0,77

## GENERAL

Assemblage N°: 13  
Nom de l'assemblage : Angle de portique  
Noeud de la structure: 544  
Barres de la structure: 598, 599

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 598  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 599  
 $\alpha = 9,6$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 211,68$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 120$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 80;80;80;130;80$  [mm]

### PLATINE

$h_p = 655$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

---

### PLATINE

$h_p =$	655	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_d =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1180	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	18,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

---

#### Etat limite: ultime

Cas:	10: ELU	$1*1.35+2*1.50$	
$M_{b1,Ed} =$	250,74	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	166,35	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-3,21	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-276,73	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-8,90	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-102,77	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

### RESULTATS

---

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

---

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### COMPRESSION

$$A_b = 72,73 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 2000,08 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

### CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 51,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 811,92 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1019,15 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 280,27 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 2197,25 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 604,24 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 604,24 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 548 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1102,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 9,6 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 18,8 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 304 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,79 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 230,59 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 0,86 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2666,58 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,27 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,66 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1769,66 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1769,66 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

## RESISTANCES DU POTEAU

### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 250,74 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -8,90 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 445 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 568,46 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 627 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 7,45 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$A_{vs} =$	57,33 [cm <sup>2</sup> ] Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,13 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,13 [kN*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
	$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$	
$V_{wp,Rd} =$	846,56 [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0	0,67 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,67)

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	317 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	97,95 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,45 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
	$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	
$F_{c,wc,Rd1} =$	1244,39 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298 [mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,94 Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,84 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38 Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00 Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
	$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$	
$F_{c,wc,Rd2} =$	1115,55 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} =$	Min ( $F_{c,wc,Rd1}$ , $F_{c,wc,Rd2}$ )	
$F_{c,wc,Rd} =$	1115,55 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	308 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,83 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	97,95 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,45 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
	$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	
$F_{c,wc,Rd1} =$	1230,34 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298 [mm] Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,93 Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,84 Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38 Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00 Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
	$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$	
$F_{c,wc,Rd2} =$	1110,05 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} =$	Min ( $F_{c,wc,Rd1}$ , $F_{c,wc,Rd2}$ )	
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	1110,05 [kN] Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	$m_x$	e	$e_x$	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	33	-	90	-	80	207	260	207	260	183	178	178	178
2	33	-	90	-	80	207	244	207	244	160	80	80	80

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
3	33	-	90	-	80	207	244	207	244	160	80	80	80
4	33	-	90	-	105	207	244	207	244	210	105	105	105
5	33	-	90	-	105	207	244	207	244	210	105	105	105
6	33	-	90	-	80	207	263	207	263	183	181	181	181

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	49	-	40	-	80	309	268	268	268	235	184	184	184
2	49	-	40	-	80	309	247	247	247	160	80	80	80
3	49	-	40	-	80	309	247	247	247	160	80	80	80
4	49	-	40	-	105	309	247	247	247	210	105	105	105
5	49	-	40	-	105	309	247	247	247	210	105	105	105
6	49	-	40	-	80	309	247	247	247	235	163	163	163

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 2000,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 211,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 330,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{-- résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{-- résistance de la platine fléchée à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min ( F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	330,93	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 409,27	409,27	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 569,77	569,77	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 330,93	330,93	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 589,26	589,26	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 660,49	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> / β = 846,56	846,56	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 1115,55	1115,55	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 1102,38	1102,38	Aile de la poutre - compression
F <sub>c,wb,Rd</sub> = 1769,66	1769,66	Ame de la poutre - compression

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	174,14	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 846,56 - 330,93$	515,63	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1115,55 - 330,93$	784,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1102,38 - 330,93$	771,44	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1769,66 - 330,93$	1438,73	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 640,17 - 330,93$	309,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 679,38 - 330,93$	348,45	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 505,08 - 330,93$	174,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 581,73 - 330,93$	250,80	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	131,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 846,56 - 505,08$	341,48	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1115,55 - 505,08$	610,47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1102,38 - 505,08$	597,30	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1769,66 - 505,08$	1264,58	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 482,80 - 174,14$	308,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 456,82 - 174,14$	282,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 926,94 - 505,08$	421,86	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 821,89 - 505,08$	316,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 305,62 - 174,14$	131,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 352,00 - 174,14$	177,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 657,89 - 505,08$	152,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 757,73 - 505,08$	252,65	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	200,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 846,56 - 636,55$	210,01	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1115,55 - 636,55$	478,99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1102,38 - 636,55$	465,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1769,66 - 636,55$	1133,11	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 558,23 - 131,47$	426,76	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 518,75 - 131,47$	387,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 799,63 - 305,62$	494,01	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 693,51 - 305,62$	387,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1230,73 - 636,55$	594,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 962,15 - 636,55$	325,60	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 353,37 - 131,47$	221,90	Platine d'about - traction - groupe

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 407,00 - 131,47$	275, 53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 506,18 - 305,62$	200, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 583,00 - 305,62$	277, 38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 858,45 - 636,55$	221, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 988,73 - 636,55$	352, 18	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	9, 45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 398,50$	398, 50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 319,87$	319, 87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 543,06$	543, 06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660, 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 846,56 - 837,11$	9, 45	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1115,55 - 837,11$	278, 43	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1102,38 - 837,11$	265, 26	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1769,66 - 837,11$	932, 55	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 607,58 - 200,56$	407, 02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 577,25 - 200,56$	376, 69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 875,07 - 332,04$	543, 03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 740,75 - 332,04$	408, 72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1116,47 - 506,18$	610, 29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 869,97 - 506,18$	363, 79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1534,52 - 837,11$	697, 40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1061,72 - 837,11$	224, 61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 401,12 - 200,56$	200, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 462,00 - 200,56$	261, 44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 553,93 - 332,04$	221, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 638,00 - 332,04$	305, 96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 706,74 - 506,18$	200, 56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 814,00 - 506,18$	307, 82	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1059,01 - 837,11$	221, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1219,73 - 837,11$	382, 62	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 411,51$	411, 51	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 569,77$	569, 77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 319,87$	319, 87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 543,06$	543, 06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660, 49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ii,Rd} = 846,56 - 846,56$	0, 00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1115,55 - 846,56$	268, 99	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1102,38 - 846,56$	255, 82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1769,66 - 846,56$	923, 10	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 659,43 - 9,45$	649, 98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 733,70 - 9,45$	724, 25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 963,22 - 210,01$	753, 21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 899,01 - 210,01$	689, 00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1249,99 - 341,48$	908, 51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 992,43 - 341,48$	650, 95	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1536,76 - 515,63$	1021, 13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1064,33 - 515,63$	548, 70	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1890,16 - 846,56$	1043, 60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1171,50 - 846,56$	324, 94	Ame du poteau - traction - groupe

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 512,72 - 9,45$	503,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 590,53 - 9,45$	581,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 713,28 - 210,01$	503,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 821,53 - 210,01$	611,52	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 866,09 - 341,48$	524,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 997,53 - 341,48$	656,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1018,90 - 515,63$	503,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 1173,53 - 515,63$	657,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1371,17 - 846,56$	524,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1579,26 - 846,56$	732,70	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	485	330,93	409,27	569,77	330,93	589,26	423,36	660,49
2	405	174,14	398,50	569,77	319,87	543,06	423,36	660,49
3	325	131,47	398,50	569,77	319,87	543,06	423,36	660,49
4	245	200,56	398,50	569,77	319,87	543,06	423,36	660,49
5	115	9,45	398,50	569,77	319,87	543,06	423,36	660,49
6	35	-	411,51	569,77	319,87	543,06	423,36	660,49

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 323,62 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,77 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 174,17 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 280,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	423,36	-0,53	330,93	256,41	255,87	197,96
2	423,36	-0,53	174,14	134,93	134,39	269,36
3	423,36	-0,53	131,47	101,87	101,33	288,79
4	423,36	-0,53	200,56	155,39	154,86	257,33
5	423,36	-0,53	9,45	7,32	6,78	344,35
6	423,36	-0,53	0,00	0,00	-0,53	348,34

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1706,12 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 143,49 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 85,68 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 57,81 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	143,49	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	59895,00	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	93,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	82,45	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	28,78	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	186,04	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,51)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	172,28	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,47)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	93,02	<	262,80	<b>vérifié</b> (0,35)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	64	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	21,18	790,31
1	485	4	31	11	2	8,93	432,84
2	405	2	14	5	1	3,99	161,46
3	325	2	14	5	1	3,20	103,92
4	245	2	18	6	1	3,01	73,73
5	115	2	18	6	1	1,41	16,18
6	35	4	31	10	2	0,63	2,18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 373 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 373 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 84147,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,50 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 56076,93 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 22832,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1427,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,77

Autodesk Robot Structural Analysis



## Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,77

Professional 2018

### Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-

8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
**0,32**

## GENERAL

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 542  
 Barres de la structure: 597, 599

## GEOMETRIE

### GAUCHE

#### POUTRE

Profilé: IPE 360  
 Barre N°: 597

$\alpha = -170,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbl} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbl} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### DROITE

#### POUTRE

Profilé: IPE 360  
 Barre N°: 599

$\alpha = -9,6$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbr} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbr} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

---

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;150;100	[mm]	

### PLATINE

$h_{pr} =$	660	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	280	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	1,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

---

Etat limite: ultime

Cas: 10: ELU  $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} =$	108,64	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	50,30	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-32,83	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

### RESULTATS

---

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

##### COMPRESSION

$A_b =$	72,73	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	2000,08	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

##### CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	63,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
------------	-------	--------------------	------------------------------------	------------------------

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1002,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1019,15 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 280,27 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1941,96 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 534,04 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 534,04 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 633 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 844,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 9,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 1,9 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 239 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 35,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 104,23 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2233,91 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1,13 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,73 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1631,31 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 701,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 701,25 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	49	-	40	-	100	309	259	259	259	255	186	186	186
2	49	-	40	-	100	309	247	247	247	200	100	100	100
3	49	-	40	-	125	309	247	247	247	250	125	125	125
4	49	-	40	-	125	309	247	247	247	250	125	125	125
5	49	-	40	-	100	309	247	247	247	255	173	173	173

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2}$  – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$$

$$N_{j,Rd} = 1402,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 330,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la flexion

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	326,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 326,45$	326,45	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 570,53$	570,53	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 844,08$	844,08	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 701,25$	701,25	Ame de la poutre - compression

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} ( F_{t2,Rd,comp} )$	203,82	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 844,08 - 326,45$	517,63	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 701,25 - 326,45$	374,80	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 530,27 - 326,45$	203,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 629,00 - 326,45$	302,55	Ame de la poutre - traction - groupe

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} ( F_{t3,Rd,comp} )$	170,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 844,08 - 530,27$	313,81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 701,25 - 530,27$	170,98	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 429,78 - 203,82$	225,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 495,00 - 203,82$	291,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 784,88 - 530,27$	254,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 904,00 - 530,27$	373,72	Ame de la poutre - traction - groupe

#### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 159,43 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon}$$

[6.2.7.2.(9)]

### RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	11,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 844,08 - 689,70$	154,38	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 701,25 - 689,70$	11,55	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 477,53 - 159,43$	318,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 550,00 - 159,43$	390,57	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 668,54 - 363,25$	305,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 770,00 - 363,25$	406,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1023,64 - 689,70$	333,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1179,00 - 689,70$	489,29	Ame de la poutre - traction - groupe

### RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 319,87$	319,87	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 543,06$	543,06	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 844,08 - 701,25$	142,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 701,25 - 701,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 536,87 - 11,55$	525,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 656,53 - 11,55$	644,98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 792,54 - 170,98$	621,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 931,53 - 170,98$	760,55	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 999,80 - 374,80$	624,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1151,53 - 374,80$	776,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1322,81 - 701,25$	621,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1560,53 - 701,25$	859,28	Ame de la poutre - traction - groupe

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	559	326,45	-	-	326,45	570,53	423,36	660,49
2	459	203,82	-	-	319,87	543,06	423,36	660,49
3	359	159,43	-	-	319,87	543,06	423,36	660,49
4	209	11,55	-	-	319,87	543,06	423,36	660,49
5	109	-	-	-	319,87	543,06	423,36	660,49

### RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 335,78 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,32 < 1,00$$

vérifié

(0,32)

### RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60$$

Coefficient pour le calcul de F<sub>v,Rd</sub>

[Tableau 3.4]

$$\beta_{Lf} = 0,96$$

Coefficient réducteur pour les assemblages longs

[3.8]

$$F_{v,Rd} = 174,17 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,int} = 292,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,ext} = 292,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	423,36	-6,57	326,45	105,62	99,05	290,13
2	423,36	-6,57	203,82	65,94	59,38	313,44
3	423,36	-6,57	159,43	51,58	45,02	321,88

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
4	423,36	-6,57	11,55	3,74	-2,83	348,34
5	423,36	-6,57	0,00	0,00	-6,57	348,34

F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 1622,13 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 135,82 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 67,32 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 68,50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 63846,01 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -42,38 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -42,38 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 7,34 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 84,76 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 85,70 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 42,38 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 58 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	43,81	1856,29
1	559	∞	∞	11	3	17,19	961,13
2	459	∞	∞	6	2	9,60	440,77
3	359	∞	∞	8	2	8,72	313,02
4	209	∞	∞	8	2	5,08	106,14
5	109	∞	∞	10	3	3,23	35,23

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 424 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 389820,58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 389820,58 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 22832,17$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 1427,01$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE		

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,32

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

### Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,09

### GENERAL

Assemblage N°: 10  
Nom de l'assemblage : Poutre - poteau  
Noeud de la structure: 777  
Barres de la structure: 598, 826

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 598  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### POUTRE

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 826  
 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 390$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

---

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	211,68	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	115;115;120;90	[mm]	

### PLATINE

$h_p =$	645	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	565	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	19,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### EFFORTS

---

#### Etat limite: ultime

Cas: 10: ELU  $1*1.35+2*1.50$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$M_{b1,Ed} = 4,60$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = 12,08$	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = -0,72$	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = -220,47$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = -65,50$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -45,71$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -216,40$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = 65,72$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -63,15$	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

##### COMPRESSION

$$A_b = 158,98 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 4371,95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

##### CISAILLEMENT

$$A_{vb} = 73,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1164,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

##### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 2561,80 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 704,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

##### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 3512,17 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 965,85 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

##### AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 965,85 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 574 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1682,27 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

##### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 0,0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 19,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 306 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 1,56 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 2170,84 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 0,93 \quad \text{Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 1839,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1237,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1237,50 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### RESISTANCES DU POTEAU

#### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 4,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -65,50 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 65,72 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 446 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 75,91 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 617 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 7,45 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 847,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

#### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 322 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 75,76 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1261,72 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,95 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1126,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1126,94 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

#### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 329 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 75,76 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1271,97 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$d_{wc} = 298$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,96$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,83$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,38$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1130,73$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
<b>Résistance finale:</b>			
$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1130,73$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	$m_x$	e	$e_x$	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	33	-	90	-	115	207	263	207	263	218	198	198	198
2	33	-	90	-	115	207	244	207	244	230	115	115	115
3	33	-	90	-	118	207	244	207	244	235	118	118	118
4	33	-	90	-	105	207	244	207	244	210	105	105	105
5	33	-	90	-	90	207	263	207	263	193	186	186	186

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	$m_x$	e	$e_x$	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	45	-	40	-	115	286	252	252	252	258	193	193	193
2	45	-	40	-	115	286	232	232	232	230	115	115	115
3	45	-	40	-	118	286	232	232	232	235	118	118	118
4	45	-	40	-	105	286	232	232	232	210	105	105	105
5	45	-	40	-	90	286	232	232	232	233	161	161	161

m	– Distance du boulon de l'âme
$m_x$	– Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	– Pince entre le boulon et le bord extérieur
$e_x$	– Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	– Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd2} F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$			
$N_{j,Rd} = 2253,88$	[kN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 211,68$	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 330,24$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion			
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction			
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion			
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction			
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd} )$			[6.2.6.4], [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd} )$			[6.2.6.5], [Tab.6.2]

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	336,61	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 411,15$	411,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 336,61$	336,61	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 761,30$	761,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 847,00$	847,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1126,94$	1126,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1682,27$	1682,27	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1237,50$	1237,50	Ame de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	229,31	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 325,68$	325,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 701,18$	701,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 847,00 - 336,61$	510,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1126,94 - 336,61$	790,33	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1682,27 - 336,61$	1345,66	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1237,50 - 336,61$	900,89	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 677,80 - 336,61$	341,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 781,43 - 336,61$	444,82	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 565,92 - 336,61$	229,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 932,52 - 336,61$	595,91	Ame de la poutre - traction - groupe

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	251,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 325,68$	325,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 701,18$	701,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 847,00 - 565,92$	281,08	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1126,94 - 565,92$	561,02	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1682,27 - 565,92$	1116,34	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1237,50 - 565,92$	671,58	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 622,90 - 229,31$	393,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 626,88 - 229,31$	397,57	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 990,10 - 565,92$	424,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 948,16 - 565,92$	382,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 480,87 - 229,31$	251,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 703,31 - 229,31$	474,00	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 828,73 - 565,92$	262,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1287,96 - 565,92$	722,04	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 182,89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 161,46 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	119,62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 398,50$	398,50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 325,68$	325,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 701,18$	701,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 847,00 - 727,38$	119,62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1126,94 - 727,38$	399,56	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1682,27 - 727,38$	954,88	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1237,50 - 727,38$	510,12	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 616,09 - 161,46$	454,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 605,18 - 161,46$	443,72	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 926,69 - 390,77$	535,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 821,32 - 390,77$	430,55	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1293,89 - 727,38$	566,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1051,79 - 727,38$	324,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 460,19 - 161,46$	298,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 673,06 - 161,46$	511,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 698,03 - 390,77$	307,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1020,94 - 390,77$	630,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1084,67 - 727,38$	357,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1605,58 - 727,38$	878,20	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 102,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 90,65 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	28,97	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 411,51$	411,51	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 569,77$	569,77	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 325,68$	325,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 701,18$	701,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 660,49$	660,49	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 847,00 - 818,03$	28,97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1126,94 - 818,03$	308,91	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1682,27 - 818,03$	864,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1237,50 - 818,03$	419,47	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 662,84 - 90,65$	572,18	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 742,84 - 90,65$	652,19	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 975,14 - 252,11$	723,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 921,58 - 252,11$	669,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1285,74 - 481,43$	804,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1041,69 - 481,43$	560,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1652,93 - 818,03$	834,90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1168,18 - 818,03$	350,15	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 542,62 - 90,65$	451,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 804,34 - 90,65$	713,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 792,96 - 252,11$	540,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1159,78 - 252,11$	907,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1030,81 - 481,43$	549,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1507,65 - 481,43$	1026,23	Ame de la poutre - traction - groupe

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1371,35 - 818,03$	553,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd}(5+4+3+2+1) - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 2092,30 - 818,03$	1274,27	Ame de la poutre - traction - groupe

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	504	336,61	411,15	569,77	336,61	761,30	423,36	660,49
2	389	229,31	398,50	569,77	325,68	701,18	423,36	660,49
3	274	161,46	398,50	569,77	325,68	701,18	423,36	660,49
4	154	90,65	398,50	569,77	325,68	701,18	423,36	660,49
5	64	28,97	411,51	569,77	325,68	701,18	423,36	660,49

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 318,60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,96 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 174,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 292,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	423,36	-0,14	336,61	4,86	4,71	346,47
2	423,36	-0,14	229,31	3,31	3,16	347,38
3	423,36	-0,14	161,46	2,33	2,18	347,96
4	423,36	-0,14	90,65	1,31	1,16	348,56
5	423,36	-0,14	28,97	0,42	0,27	349,08

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1739,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 196,08 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 118,44 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 77,64 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 71046,10 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 1,62 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 1,52 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 1,56 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 3,24 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 4,07 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 1,62 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	64	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	$h_j$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	22,67	868,78
1	504	4	34	15	2	10,27	517,03
2	389	3	20	9	1	5,37	208,52
3	274	3	20	9	1	3,84	105,11
4	154	2	18	8	1	1,98	30,35
5	64	4	32	12	2	1,22	7,77

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 383 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 383 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 6 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 89407,46 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 89407,46 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Classification de l'assemblage par rigidité.


$$S_{j,rig} = 944780,41 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 59048,78 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,09

	
	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: NF EN 1993-1- 8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete
	Ratio <b>0,99</b>

### GENERAL

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

Assemblage N°: 2  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 543  
Barres de la structure: 598

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 598  
 $L_c = 6,00$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

#### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 950$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 850$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 40$  [mm] Epaisseur  
Matériau: ACIER E24  
 $f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

#### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon  
Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 36$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 8,17$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 10,18$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 580$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 150;150$  [mm]

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 170$  [mm]  
 $L_2 = 700$  [mm]  
 $L_3 = 220$  [mm]  
 $L_4 = 200$  [mm]

#### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

#### BECHE

Profilé: IPE 100  
 $l_w = 100$  [mm] Longueur

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

Matériau: ACIER E24  
 $f_{yw} = 235,00$  [MPa] Résistance

### RAIDISSEUR

$l_s = 950$  [mm] Longueur  
 $w_s = 650$  [mm] Largeur  
 $h_s = 290$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 20$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 20$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 2500$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 2200$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 950$  [mm] Hauteur de la semelle

#### Béton

Classe BETON30  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### Mortier de calage

$t_g = 40$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDURES

$a_p = 7$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_w = 6$  [mm] Bêche  
 $a_s = 6$  [mm] Raidisseurs

### EFFORTS

Cas: 10: ELU  $1*1.35+2*1.50$

$N_{j,Ed} = 145,26$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,y} = -182,72$  [kN] Effort tranchant  
 $V_{j,Ed,z} = 152,56$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 292,97$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $M_{j,Ed,z} = -39,65$  [kN\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### ZONE COMPRIMEE

##### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]  
 $f_j = 27,44$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]  
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$   
 $c = 68$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]  
 $b_{eff} = 154$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]  
 $l_{eff} = 435$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]  
 $A_{c0} = 670,89$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $A_{c1} = 6037,99$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$F_{rd,u} = 4025,33$	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} = 40,00$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} = 2203,26$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 2195,62$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,y} = 8813,02$	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 8782,49$	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 17663,80$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 4857,55$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 535$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 9071,75$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 11240,36$	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 3091,10$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 422$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 7326,13$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 8813,02$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 7326,13$	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### ZONE TENDUE

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 8,17$	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1200,00$	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} = 600,00$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} = 612,75$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} = 600,00$	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 30,00$	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$			
$f_{ctd} = 1,35$	[MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,96$		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,92$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 700$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 231,14$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{RK,c}^0 = 7.5 [N^{0.5} / mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{RK,c}^0 = 665,11$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$S_{cr,N} = 1920$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{RK,c}^0 = 665,11$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$C_{cr,N} = 960$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 59250,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 55000,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 0,93$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 875$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / C_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 0,97$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{RK,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 278,2$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-
$= 4$ ] béton		1:[8.4.2.(2)]

### FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{RK,c}^0 = 760,80$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$S_{cr,N} = 1400$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$C_{cr,N} = 700$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 36630,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 36630,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$\Psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 700$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / C_{cr,N} \leq 1.0$		
$\Psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\Psi_{h,N} = 0,77$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^0 * \Psi_{A,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ucr,N} * \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 271,99$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 231,14$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 362$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 362$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 67$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 34,03$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 34,03$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 2029,49$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 964,65$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 924,57$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 924,57$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 421$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
------------------------	---	-----------

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	421	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	518	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	39,62	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	48,72	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	2362,48	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	781,82	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	462,28	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,z} =$	462,28	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	1849,14	[kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	924,57	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$				
$F_{T,Rd,z} =$	462,28	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
$e_y =$	2017	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	268	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	290	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	455,23	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		$0,64 < 1,00$	vérifié	(0,64)
$e_z =$	273	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	211	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	225	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	113,68	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,35 < 1,00$	vérifié	(0,35)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$		$0,99 < 1,00$	vérifié	(0,99)

### CISAILLEMENT

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,75$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]	
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]	
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]	
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	1051,20	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,62$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]	
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]	
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]	
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	1051,20	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

#### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]	
$A_{vb} = 10,18$	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]	
$f_{ub} = 1200,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]	
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]	
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	242,34	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]	
$M_{Rk,s} = 4,05$	[kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]	

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 78$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 86,58$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
<b>RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER</b>		
$N_{Rk,c} = 601,00$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 556,48$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
<b>ECRASEMENT DU BORD DU BETON</b>		
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,y}</math></b>		
$V_{Rk,c,y}^0 = 3002,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,53$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,11$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,92$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 753,63$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,z}</math></b>		
$V_{Rk,c,z}^0 = 3450,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,40$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,15$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,88$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 649,05$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>GLISSEMENT DE LA SEMELLE</b>		
$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
<b>CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON</b>		
$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,y} = 560,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 308,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	
<b>CONTROLE DU CISAILLEMENT</b>		
$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1252,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,15 < 1,00$	(0,15) <span style="color: green;">vérifié</span>

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1000,66$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 = 20,82$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 219,16$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 98$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 12433,71$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 9,79$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 38,77$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 37,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 66,18$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,28 < 1,00$	vérifié (0,28)

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 20,82$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 219,16$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 68$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 15416,50$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 3,83$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 35,34$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 37,79$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 65,56$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,28 < 1,00$	vérifié (0,28)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$M_1 = 7,18$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 64,48$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 93$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 13015,75$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 2,89$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 13,09$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 11,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 19,47$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,08 < 1,00$	vérifié (0,08)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 7,18$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 64,48$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$Z_s = 59$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 16349,85$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 0,84$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 11,88$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 11,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 19,27$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		$0,08 < 1,00$	vérifié (0,08)

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 17,68$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 17,68$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} = -7,56$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} = 4,43$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,07 < 1,00	vérifié	(0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,08 < 1,00	vérifié	(0,08)

### SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	87,53	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	87,53	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	62,98	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	206,26	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,60 < 1,00
				vérifié (0,60)

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	62,98	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,32 < 1,00
				vérifié (0,32)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	30,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	18,53	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	68,34	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,20 < 1,00
				vérifié (0,20)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	30,17	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,17	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	18,53	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	68,34	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,20 < 1,00
				vérifié (0,20)

### SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	46,12	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,12	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	66,19	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	147,14	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,43 < 1,00
				vérifié (0,43)

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	46,12	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	46,12	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	72,61	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	155,96	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,45 < 1,00
				vérifié (0,45)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	24,51	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,51	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	26,58	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	67,25	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

## CHAPITRE VIII : Calcul Des Assemblages

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,20 < 1,00	vérifié	(0,20)
<b>Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)</b>			
$\sigma_{\perp} =$	24,51 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,51 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	28,40 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	69,45 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,20 < 1,00	vérifié	(0,20)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	154 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	435 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	33 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	362 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	67 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	33 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	396 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,41	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	161729,48 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	473228,70 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	60 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	421 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	67 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	38 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	396 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,94	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	68030,69 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	89920,21 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,99

# CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structure ; même sur la pratique des logiciels techniques comme Robot, Tekla, Autocad,.... Etc.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenant dans de différente niveaux soit :

- Au niveau de la conception (choix technologie, calcul).
- Au niveau de la production (plan d'exécution, choix des méthodes, fabrication, contrôle).
- Au niveau de la manutention (transport, levage, montage).

Mais les apparitions de désordres dans les constructions métalliques, sont les conséquences d'erreurs qui peuvent se situer dans ces différents niveaux.

Les causes des désordres en construction métallique sont multiple et leurs conséquences de portées très variables. Il faut simplement retenir que tout les intervenant concernés (conception, calculs, dessins, assemblages,...) sont impliqués et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention et que la prudence doit rester de rigueur pour tous.

Pour éviter les tâtonnements, nous avons procédé à toutes les vérifications ainsi que le dimensionnement de tous les éléments structuraux de la construction à l'aide d'un logiciel de calcul Robot strutral2018.

Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.

Enfin nous souhaitons que notre travail sera réalisable et bénéfique.

# *Références bibliographiques*

- ✓ *Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).*
- ✓ *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- ✓ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages) Edition eyrolles paris 2005.*
- ✓ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (pour l'étude sismique)*
- ✓ *Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement et Pons Roulants « CTICM ».*
- ✓ *Logicielles :*
  - *Robot structure 2018.*
  - *Tekla structure.*
  - *Autocad.*

**ANNEXE 1**

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	$z_e$	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4 § 2.3
<b>Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)</b>		
- Coefficient de pression intérieur	$C_{pi}$	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	$C_{pe}$	§ 5.2
- Coefficient de pression net	$C_{pnet}$	§ 5.3
- Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
<b>Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)</b>		
- Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_w$	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	$F_w$	2.6.2

*Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent*

**ANNEXE 2**

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

*Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_t(z) = 1$*

**ANNEXE 3**

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

**ANNEXE 4**

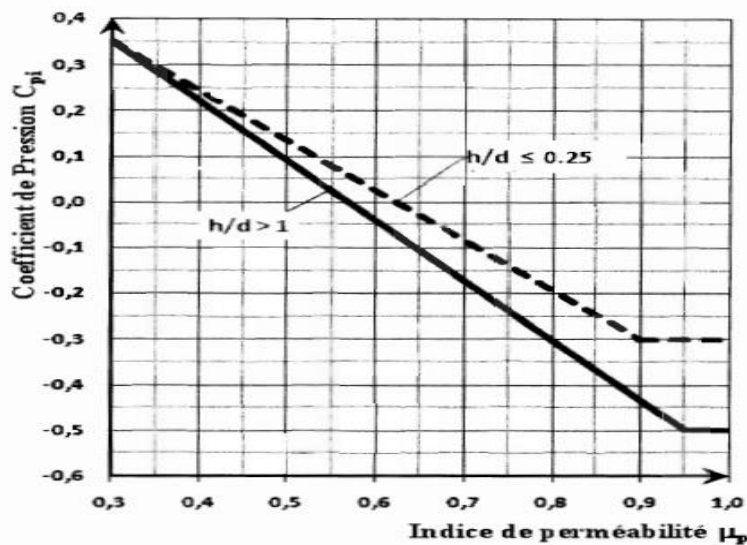


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante

ANNEXE 5

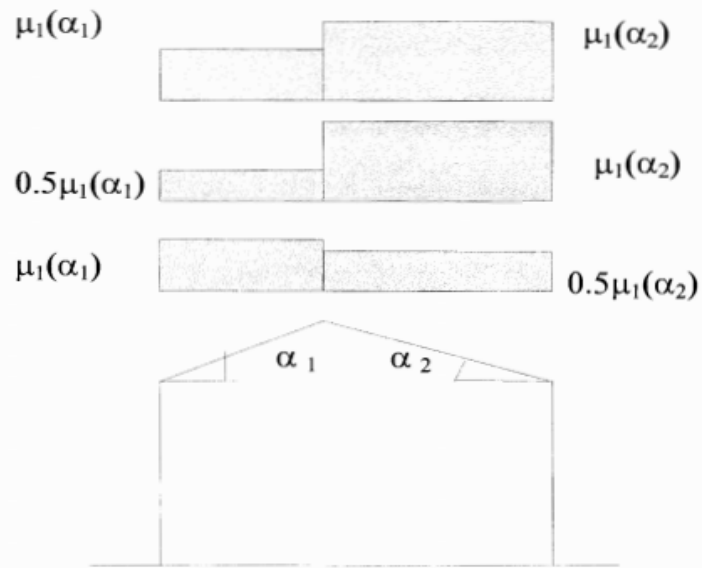


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) 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	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

# Annexes

## ANNEXE 6 : tableaux des profilés

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y		Pure compression					
	G	$I_y$	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	$I_y$	$A_{e,z}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	$I_z$	$S_x$	$I_t$	$I_w$	S235	S355	S235				S355
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>								
IPN 80	5,94	77,8	19,5	22,8	3,20	3,41	6,29	3,00	5,00	0,91	21,6	0,87	0,09	1	1	1	1	✓		
IPN 100	8,34	171	34,2	39,8	4,01	4,85	12,2	4,88	8,10	1,07	25,0	1,60	0,27	1	1	1	1	✓		
IPN 120	11,1	328	54,7	63,6	4,81	6,63	21,5	7,41	12,4	1,23	28,4	2,71	0,69	1	1	1	1	✓		
IPN 140	14,3	573	81,9	95,4	5,61	8,65	35,2	10,7	17,9	1,40	31,8	4,32	1,54	1	1	1	1	✓		
IPN 160	17,9	935	117	136	6,40	10,83	54,7	14,8	24,9	1,55	35,2	6,57	3,14	1	1	1	1	✓		
IPN 180	21,9	1450	161	187	7,20	13,35	81,3	19,8	33,2	1,71	38,6	9,58	5,92	1	1	1	1	✓		
IPN 200	26,2	2140	214	250	8,00	16,03	117	26,0	43,5	1,87	42,0	13,5	10,5	1	1	1	1	✓		
IPN 220	31,1	3060	278	324	8,80	19,06	162	33,1	55,7	2,02	45,4	18,6	17,8	1	1	1	1	✓		
IPN 240	36,2	4250	354	412	9,59	22,33	221	41,7	70,0	2,20	48,9	25,0	28,7	1	1	1	1	✓		
IPN 260	41,9	5740	442	514	10,40	26,08	288	51,0	85,9	2,32	52,6	33,5	44,1	1	1	1	1	✓		
IPN 280	47,9	7590	542	632	11,1	30,18	364	61,2	103	2,45	56,4	44,2	64,6	1	1	1	1	✓		
IPN 300	54,2	9800	653	762	11,9	34,58	451	72,2	121	2,56	60,1	56,8	91,8	1	1	1	1	✓		
IPN 320	61,0	12510	782	914	12,7	39,26	555	84,7	143	2,67	63,9	72,5	129	1	1	1	1	✓		
IPN 340	68,0	15700	923	1080	13,5	44,27	674	98,4	166	2,80	67,6	90,4	176	1	1	1	1	✓		
IPN 360	76,1	19610	1090	1276	14,2	49,95	818	114	194	2,90	71,8	115	240	1	1	1	1	✓		

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				Surface Oberfläche		
	G	h	b	$t_w$	$t_f$	$r_1$	$r_2$	A	d	Ø	$p_{min}$	$p_{max}$	$A_L$	$A_G$
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
IPN 80*	5,94	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	59	-	-	-	0,304	51,09
IPN 100*	8,34	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	75,7	-	-	-	0,370	44,47
IPN 120*	11,1	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	92,4	-	-	-	0,439	39,38
IPN 140*	14,3	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	109,1	-	-	-	0,502	34,94
IPN 160*	17,9	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	125,8	-	-	-	0,575	32,13
IPN 180*	21,9	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	142,4	-	-	-	0,640	29,22
IPN 200*	26,2	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	159,1	-	-	-	0,709	27,04
IPN 220*	31,1	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,5	175,8	M 10	50	56	0,775	24,99
IPN 240*	36,2	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	192,5	M 10	54	60	0,844	23,32
IPN 260*	41,9	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,3	208,9	M 12	62	62	0,906	21,65
IPN 280*	47,9	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61,0	225,1	M 12	68	68	0,966	20,17
IPN 300*	54,2	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69,0	241,6	M 12	70	74	1,03	19,02
IPN 320*	61,0	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,7	257,9	M 12	70	80	1,09	17,87
IPN 340*	68,0	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	86,7	274,3	M 12	78	86	1,15	16,90
IPN 360*	76,1	360	143	13	19,5	13	7,8	97,0	290,2	M 12	78	92	1,21	15,89

# Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 100 AA*	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C*	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA*	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C*	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA*	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
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 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C*	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56

.....page 200 / .....gen.....

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ely</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ply</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm	A <sub>xz</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>elz</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm	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			
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
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 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
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	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
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	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

## Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm		h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
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 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
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 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
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 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
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 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

## Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>ety</sub>	W <sub>ply</sub> ♠	i <sub>y</sub>	A <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>elz</sub>	W <sub>plz</sub> ♠	i <sub>z</sub>	S <sub>y</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
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	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
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	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
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	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
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	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
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	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

HI = HISTAR®

# Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	Ø	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
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 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84

Continuation pages 200 - 207 / Bezeichnungen Seiten 200 - 207

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	G kg/m	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y			Pure compression							
		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> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	A <sub>z</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> ♦ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	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
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
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	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
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

## Annexes

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	d mm	Ø	e <sub>min</sub> mm	e <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	d mm	Ø	e <sub>min</sub> mm	e <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>G</sub> m <sup>2</sup> /t
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50

## Annexes

### ANNEXE 7 : Caractéristiques de la cornière 70 × 70 × 5

**Equal Leg Angles [L]**  
**L 70 x 70 x 5**

G	<b>i</b>	5.37	kg/m
h = b	<b>i</b>	70	mm
t	<b>i</b>	5	mm
r1	<b>i</b>	9	mm
r2	<b>i</b>	-	mm
A	<b>i</b>	684	mm <sup>2</sup>
zs=ys	<b>i</b>	1.88	mm
AL	<b>i</b>	0.27	m <sup>2</sup> /m
Iy/z	<b>i</b>	3.12E+05	mm <sup>4</sup>
Wel.y/z	<b>i</b>	6100	mm <sup>3</sup>

ANNEXE

### ANNEXE 7 : dimensions des barres rondes



Acier S 275 JR ou S 235 JR selon  
NF EN 10025  
Long. 6m/6m200



Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

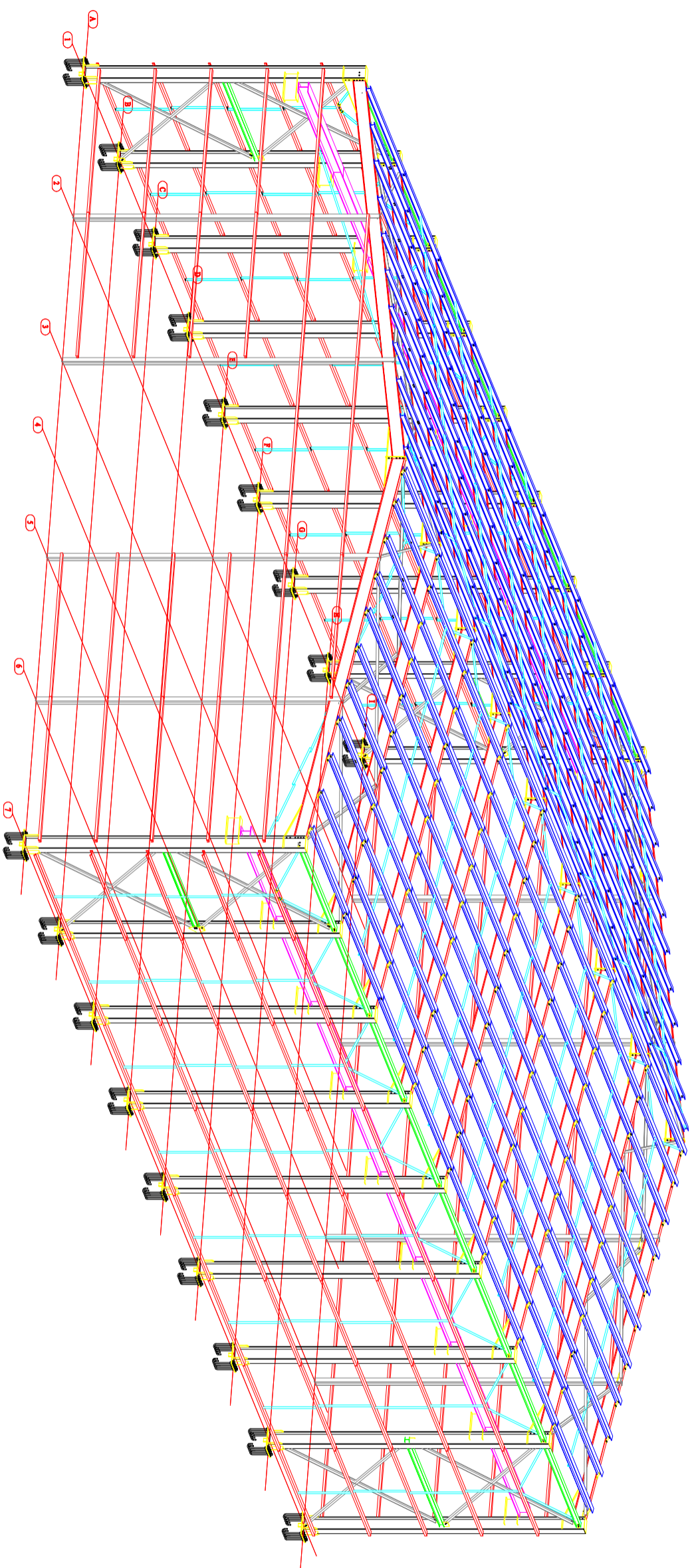
ANNEXE 13 :

**Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a**

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

où :  $\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$  et :  $\alpha = 0,21$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

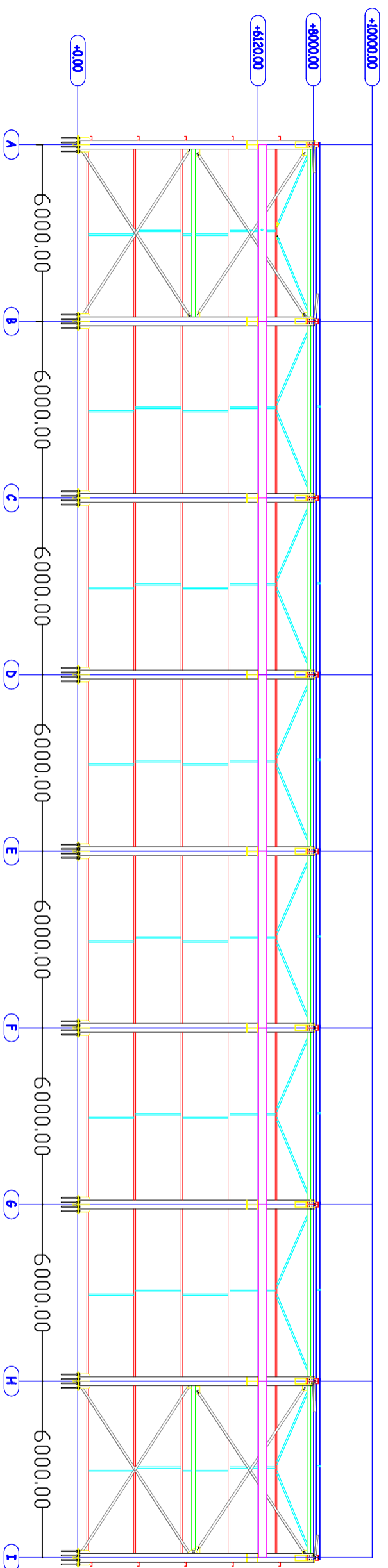


34

PROJET	15-001
PROPOSE PAR	TEKLA
PROPOSE	Hangar avec pont roulant
DATE	21.11.2019
PROJETÉ PAR	AE Nemiro & Houache
DATE	2019
FORMAT	A3
PROJETÉ PAR	VE EN 30
MATIÈRES CHARENTES MÉTALLIQUES	
Dessiné	

# Longpan1

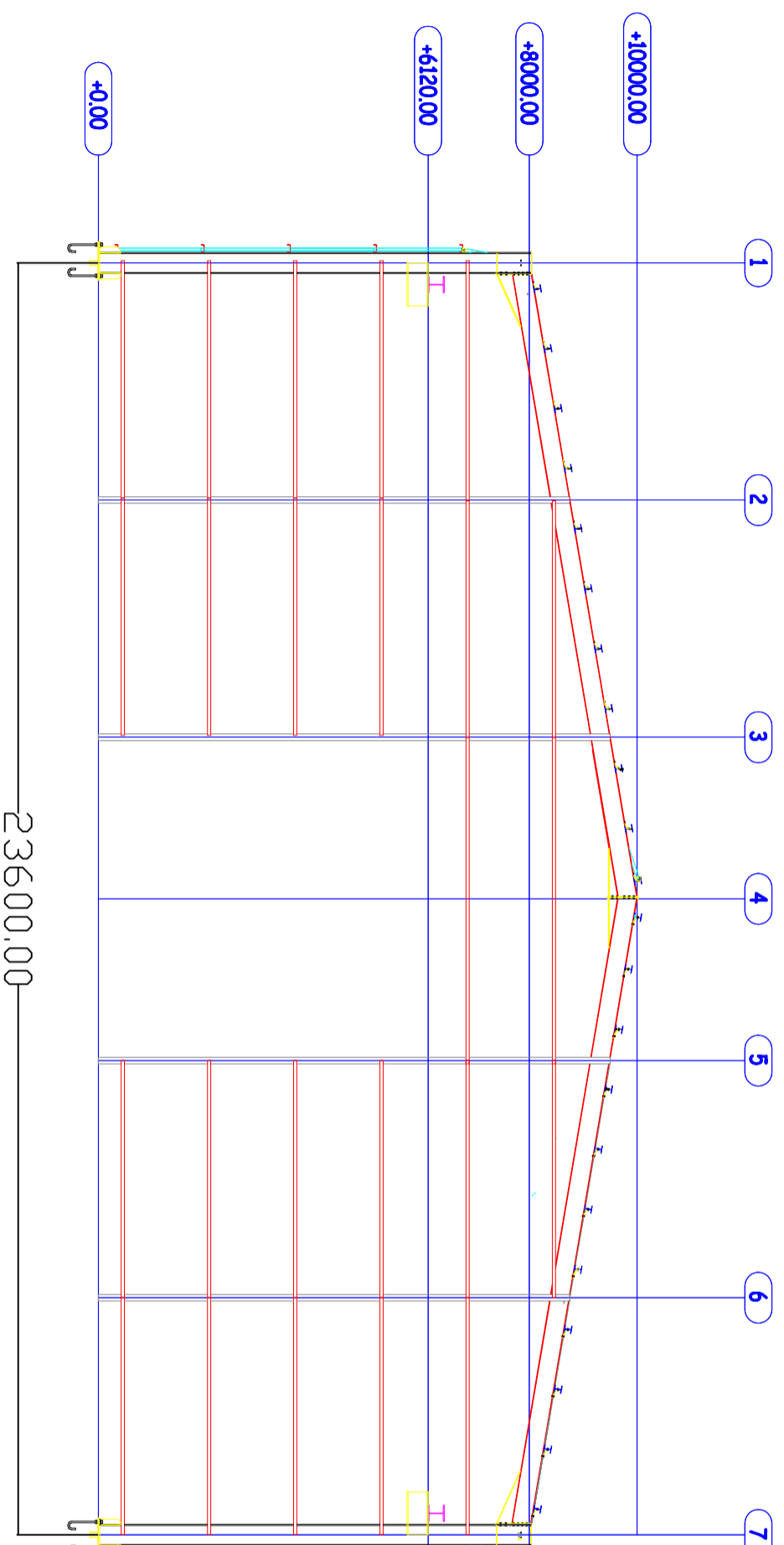
1:100



<b>Index</b>		<b>Description</b>	
POWERED BY <b>TEKLA</b> A FINITE ELEMENT COMPANY www.tekla.com		Nombres d'ordre: <b>15-001</b>	
Nom d'ordre: <b>hangar avec pont roulant</b>		Date de mise à jour:	
Nombres de plan: <b>[7]</b>		Echelle: 1:100	
Architecte: <b>Ait Nannane &amp; Houacine</b>		Format: <b>A3</b>	
Date: <b>21.11.2019</b>			
<b>LONGPAN 1</b>			
<b>MASTEREZ CHARPENTE METALLIQUE</b>			
UMAMATO			

# Pignon A

1:100



Indice	Description	Date de révisi
--------	-------------	----------------

15-001		
--------	--	--

POWERED BY  
A TRIBBLE COMPANY  
**TEKLA**  
www.tekla.com

Non coté:  
hangar avec pont roulant

Numero de plan: [7]  
Date: 21.11.2019

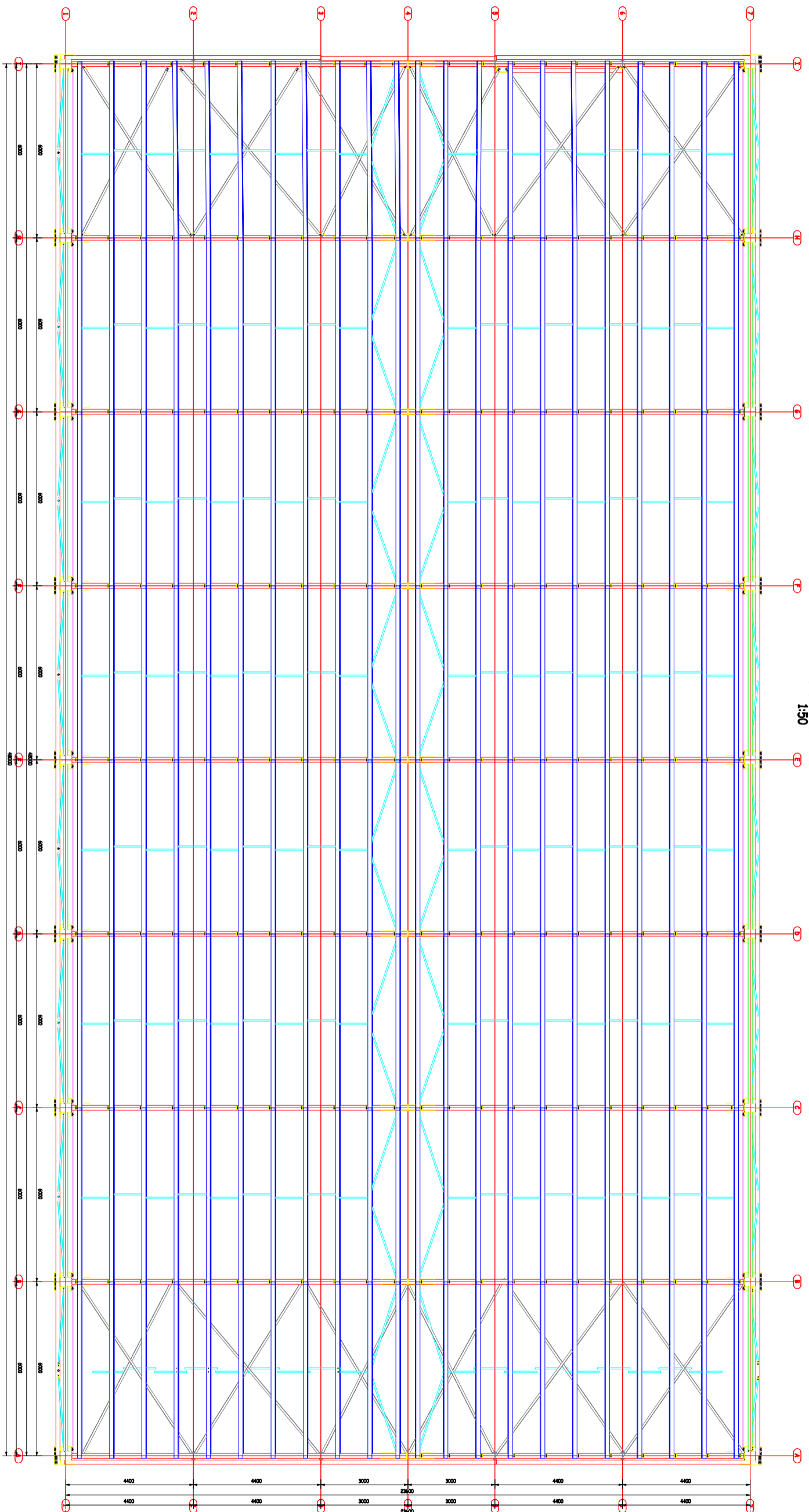
Realisateur: Ait Namane & Houacine  
Format: A3

PIGNON A

MASTERE2 CHARPENTE METALLIQUE

UMMAMTO

Vue en Plan  
1:50



15-001	
BANGUNAN	
Bangunan Apartemen	
Kawasan Perkotaan	
Jl. ...	
No. ...	
Tgl. ...	
A/S	
VUE EN PLAN	
MATERIAU: ...	
... ..	