



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure  
et de la Recherche scientifique

**Université Abderrahmane Mira – Bejaia**

*Faculté de la Technologie*

*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin d'étude**

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil

Option : Constructions Métalliques

*Thème :*

*Etude d'une salle Omni sport  
en charpente métallique*

---

Réalisé par :

SALHI Sara

SELLAM Kenza

**Promoteur:** M<sup>r</sup>: HAZZAM.M

**Jury:**

M<sup>r</sup> : BANOUNE.B

M<sup>r</sup> : LARABAT ZIANE.A

Promotion : 2012/2013

## *Remerciements*

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

*Avant tous, nous remercions DIEU, tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A M<sup>er</sup> M. HAZZEM notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Sara & Kenza*

# Dédicaces

*J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :*

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : mes très chers parents.  
Que dieu les Protège et leurs prête une longue et heureuse vie.*
- *A mes frères : Syphax, Aymen.*
- *A mes sœurs : Sabrina, Wafa, Assia.*
- *A toute la famille SALHI.*
- *A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.*
- *A ma collègue et toute sa famille.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master 2012/2013.*

Sara

# *Dédicaces*

*J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :*

- *A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.*
- *A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : mes très chers parents.  
Que dieu les Protège et leurs prête une longue et heureuse vie.*
- *A mes chers frères : Ahmad, Lemenouare et leurs familles.*
- *A mes chers frères : Hafid, Hicham.*
- *A mes chères sœurs : Nora, Safia, Siham.*
- *A toute la famille SELLAM.*
- *A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.*
- *A ma collègue et toute sa famille.*
- *A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master 2012/2013.*

*Kenza*

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction .....	1.
I.2 présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage .....	1.
I.4 Elément de l'ouvrage.....	2
I.5 Caractéristique de sol.....	2.
I.6 Règlement et norme utilisés .....	2
I.7 Les états limites.....	3
I.8 Les actions agissant sur la structure .....	3
I.9 Combinaison d'actions selon EC03.....	3
I.10 Matériau acier.....	4
I.11 Béton .....	6

### CHAPITRE II : ETUDES CLIMATIQUE

II.1 Introduction.....	7
II.2 Etude au vent.....	7
II.2.1 Coefficients de calcul.....	8
II.2.2 Direction de vent V1 perpendiculaire à la façade principale.....	10
II.2.3 Direction de vent V3 perpendiculaire à la façade latérale.....	15
II.2.4 Direction de vent V4 perpendiculaire à la façade latérale arrière.....	20
II.3 Etude de neige.....	21

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Calcul des pannes.....	23
III.1.1 Définition.....	23
III.1.2 Détermination des sollicitations.....	23
III 1.2.1 Evaluation des charges et surcharges.....	23
III 1.2.2 Combinaisons des charges les plus défavorables.....	25
III.1.3 Pré dimensionnement.....	27
III.1.4 Dimensionnement des pannes.....	28
III.1.4.1 Les combinaisons de calcul.....	28
III.1.4.2 Détermination des sollicitations.....	28
III.1.4.3 Vérification de la résistance des pannes.....	30
III.2. Calcul des liernes .....	34
III.2.1 Introduction.....	34
III.2.2 Dimensionnement des liernes.....	34
III.2.2.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne Le plus sollicité.....	34
III.2.2.2 Calcul de la section des liernes.....	35

---

III.3 Calcul de l'échantignolle.....	36
III.3.1 Introduction.....	36
III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle.....	36
III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle.....	37
III.4. Calcul des lisses de bardage.....	38
III.4.1 Introduction.....	38
III.4.2 Détermination des sollicitations.....	38
III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges.....	38
III.4.3 Pré dimensionnement.....	39
III.4.4 Vérification à l'état limite ultime.....	39
III.4.5 Vérification à l'état limite de service.....	40
III.5 Calcul des liernes .....	41
III.5.1 Introduction.....	41
III.5.2 Dimensionnement des liernes.....	41
III.5.2.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité.....	41
III.5.2.2 Calcul de la section des liernes.....	42
III.6 Calcul des potelets.....	43
III.6.1 Introduction.....	43
III.6.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé.....	43
III.6.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée).....	43
III.6.2.2 Surcharge climatique V.....	43
III.6.3 Dimensionnement du potelet.....	44
III.6.4 Vérification de la section a la résistance.....	44
III.6.4.1 Sous la flexion.....	44
III.6.4.2 Incidence de l'effort normale.....	45
III.6.5 Vérification de l'élément aux instabilités.....	45
III.7 Calcul des fermes.....	49
III.7.1 Introduction.....	49
III.7.2 Détermination des forces revenante à la ferme.....	50
III.7.2.1 Calcul des charges revenant à chaque nœud.....	50
III.7.3 Calcul des forces selon les combinaisons des charges .....	51
III.7.4 Dimensionnement des barres.....	52
III.7.4.1 Membrure supérieure.....	52
III.7.4.2 Membrure inferieure.....	55
III.7.4.3 Diagonale.....	57
III.7.4.4 Montant.....	57
III.7.5 Calcul du poids réel de la ferme.....	59

---

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

IV.1 Introduction.....	60
IV.2 Contreventements de la toiture (poutre au vent) .....	60
IV.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	60
IV.2.1.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent .....	61
IV.2.2 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance.....	63
IV.2.2.1 Vérification de la section à la résistance.....	63
IV.2.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités (déversement et flambement).....	66
IV.3 Contreventement verticale (palée de stabilité).....	71
IV.3.1 Calcul de palée de stabilité en long pan.....	71
IV.3.2 Vérification à la résistance .....	72

## CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

v.1 Introduction.....	73
V.2 Analyse de la structure.....	73
V.2.1 Type d'analyse.....	73
V.3 Méthodes de calcul.....	73
V.3.1 La méthode statique équivalente.....	73
V.3.2 Principe de la méthode dynamique spectrale.....	77
V.4 Analyse des résultats.....	79
V.4.1 Les combinaisons de calcul.....	80
V.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	80
V.4.3 Vérification des déplacements.....	81
V.4.4 Effet de deuxième ordre.....	82

## CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

VI.1 Vérification des éléments de la ferme.....	84
VI.1.1 A la traction.....	84
VI.1.2 Au flambement (compression).....	84
VI.1.3 La condition de résistance (ratio).....	84
VI.2 Vérification des diagonales de contreventement horizontale.....	85
VI.2.1 Vérification à la traction.....	85
VI.2.2 Vérification au flambement .....	85
VI.3. Vérification des diagonales de palée de stabilité.....	86
VI.3.1 Vérification à la traction.....	87
VI.3.2 Vérification au flambement .....	87
VI.4. Vérification des poteaux HEA 300.....	89
VI.4.1 Vérification à la résistance.....	89
VI.4.2 Vérification de l'élément aux instabilités.....	90

---

## CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction.....	95
VII.2 Les différents types d'assemblages .....	95
VII.2.1 Assemblage des éléments de la ferme.....	95
VII.2.1.1 Pré dimensionnement du gousset.....	96
VII.2.1.2 Assemblage gousset-montant ou gousset diagonale .....	96
VII.2.1.3-Assemblage « gousset - membrures de la ferme ».....	98
VII.2.2 Assemblage des éléments de contreventements.....	100
VII.2.2.1Contreventement horizontal (élément de la poutre au vent).....	100
VII.2.2.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	100
VII.2.2.2 Contreventement verticale (élément de palée de stabilité).....	101
VII.2.3 Assemblage de l'échantignolle .....	103
VII.2.3.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle .....	103
VII.2.3.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure.....	104
VII.2.4 Assemblage poteau – ferme : (HEA300).....	104
VII.2.5 Calcul des pieds de poteaux.....	107
VII.2.5.1 Introduction .....	107
VII.2.5.2 Dimensionnement des tiges d'ancrages.....	107
VII.2.5.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier .....	108
VII.2.5.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	110
VII.2.6 Calcul des Pieds de potelets articulés.....	112
VII.2.6.1 Epaisseur de la platine .....	113
VII.2.6.2 Diamètre des goujons.....	113
VII.2.6.3 Vérification de moment du pliage au droit de la ligne 1-1.....	114

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction.....	115
VIII.2 Calcul des fondations.....	115
VIII.2.1 Pré dimensionnement de la semelle.....	115
VIII.2.2 Dimensionnement de la semelle.....	117
VIII.2.3 Vérification des contraintes.....	118
VIII.2.4 Vérification de la stabilité au renversement.....	119
VIII.2.5 Détermination des armatures de la semelle.....	120
VIII.3 Fondation sous potelet.....	124
VIII.3.1 Dimensionnement de la semelle.....	124
VIII.3.2 Calcul des armatures.....	125
VIII.4 calcul des longrines .....	127
VIII.4.1 introduction .....	127
VIII.4.2 pré dimensionnement.....	127
VIII.4.3 ferrailage .....	127

---

## **CHAPITRE IX : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE**

IX.1 Introduction.....	129
IX.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ ).....	129
IX.2.1 Cas de vent.....	129
IX.2.2 Cas de séisme.....	132

### **CONCLUSION GENERALE**

**Annexes**

**Bibliographie**

.

.





# LISTE DES TABLEAUX

II.1 : Les valeurs de $C_r$ et $C_e$ .....	9
II.2 : Les valeurs de $C_e$ et $q_{dyn}$ .....	10
II.3 : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	12
II.4 : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture.....	13
II.5 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=-0,2$ .....	14
II.6 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=-0,2$ .....	14
II.7 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=+0,8$ .....	14
II.8 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,8$ .....	15
II.9 : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales.....	17
II.10 : Les valeurs de surface des zones de la toiture.....	18
II.11 : Les coefficients $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de toiture.....	18
II.12 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=+0,09$ .....	18
II.13 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,09$ .....	19
II.14 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$ .....	19
II.15 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,8$ .....	19
II.16 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0,5$ .....	20
II.17 : Valeurs de la pression $q_j$ correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=-0,5$ .....	20
III.1 les efforts dans les éléments de la ferme.....	52
III.2 les sections de la ferme choisies.....	59
V.1 : Pénalité de vérification.....	76
V.2 : pourcentage de participation de masse.....	78
V.3 : Combinaisons de calcul.....	80
V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	81
V.5 : Déplacement max en situation durable.....	81
V.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	82
V.7 : Effet P- $\Delta$ suivant X-X.....	83
V.8 : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y.....	83
VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.....	84
VI.2 : Les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.....	85
VI.3 : Les efforts dans les diagonales de palée de stabilité.....	86
VI.4 : Sollicitation sur le poteau HEA300.....	89
VI.5 : Profiles adoptés pour la stabilité de la structure.....	94

---

VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.....	96
VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	96
VII.3 : dimensions des cordons de soudure .....	99
VIII.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA300.....	115
VIII.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.....	118
VIII.3 : Vérification des contraintes dans le sol.....	119
VIII.4 : Les armatures des semelles.....	124
IX.1 : Valeurs des forces horizontales et verticales et les coordonnées des points d'applications ...	129
IX.2 : Valeurs des forces horizontales et verticales et les coordonnées des points d'applications....	131
IX.3 : Réactions à la base due à l'effet sismique .....	132



**TABLE DES FIGURES :**

I.1 : Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 : diagramme contrainte déformation de l'acier.....	5
II.1 : Direction V1.....	10
II.2 : Légende pour les parois verticales cas vent V1.....	11
II.3 : Légende pour les parois verticales.....	12
II.4 : Direction V3.....	15
II.5 : Légende pour les parois verticale cas de V3.....	16
II.6 : Légende pour les parois verticales.....	17
II.7 : Légende pour les toitures à deux versants.....	17
II.8 : La valeur de la charge caractéristique de la neige.....	22
III.1 : La pente de calcul.....	23
III.2 : Schéma statique de panne sous charges permanentes.....	24
III.3 : Schéma statique sous charge d'entretien.....	24
III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.....	25
III.5 : Les schémas statiques.....	34
III.6 : Représentation des efforts.....	35
III.7 : Echantignolle.....	36
III.8 : Dimension de l'échantignolle.....	37
III.9 : Les schémas statiques.....	38
III.10 : Représentation des efforts.....	42
III.11 : Schéma statique du potelet.....	44
III.12 : Schéma statique de la ferme.....	50
III.13 : Surface afférente des nœuds.....	50
III.14 : Double cornière.....	52
IV.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	61
IV.2 : méthode des coupures.....	62
IV.3 : Palée de stabilité en long pan.....	71
IV.4 : méthode des coupures.....	71
V.1 : Mode de déformation suivant(1).....	78
V.2 : Mode de déformation suivant(4).....	79
V.3 : Mode de déformation suivant(5).....	79

---

VII.1 : assemblage « diagonale-gousset » et « diagonale-montant ».....	98
VII.2 :loguer de soudure.....	99
VII.3 : Détail Assemblage gousset – membrure.....	100
VII.4: : assemblage des gousset-diagonale de palée de stabilité.....	102
VII.5 : vue de face et en 3D de l'échantignole.....	103
VII.6 : Assemblage poteau ferme.....	104
VII.7 : disposition constructive.....	107
VII.8 : détail de la tige d'ancrage.....	107
VII.9 : Vérification dans la section 1-1.....	110
VII.10 : Vérification de la section 2-2.....	111
VII.11: Vérification de la section 3-3.....	111
VII.12 :Pied de poteau articule.....	112
VII.13 : Vérification dans la section 1-1.....	114
VIII.1: Dimension de la semelle.....	116
VIII.2: Schéma de ferrailage de la semelle.....	124
VIII.3 : Détaille de ferrailage de la semelle de potelet .....	126
VIII.4 : schéma de ferrailage des longrines.....	128
IX.1 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade principale avec surpression intérieure.....	130
IX.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales cas de vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.....	131

# Notations générales

## Actions

- G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).  
Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).  
E : action sismique.  
S : charge de neige (kN/m<sup>2</sup>).  
S<sub>k</sub> : charge de neige sur le sol (kN/m<sup>2</sup>).  
V : charge de vent (kN/m<sup>2</sup>).  
q<sub>j</sub> : pression statique du vent (N/m<sup>2</sup>).  
q<sub>dyn</sub> : pression dynamique du vent (N/m<sup>2</sup>).  
q<sub>u,s</sub> : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).  
ELU : Etat limite ultime.  
ELS : Etat limite de service.

## Sollicitations-Contraintes-Déformations

- E<sub>a</sub> : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).  
ν : coefficient de poisson pour l'acier.  
G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).  
F<sub>p</sub> : effort de précontrainte dans un boulon (kN).  
M<sub>sd</sub> : moment sollicitant maximum (kN.m).  
M<sub>Rd</sub> : moment résistant (kN.m).  
M<sub>st</sub> : moment stabilisateur  
M<sub>cr</sub> : moment critique élastique de déversement.  
N<sub>sd</sub> : effort normal due aux charges verticales (kN).  
N<sub>u</sub> : effort normal pondéré (kN).  
N<sub>Rd</sub> : effort normal résistant (KN).  
N<sub>pl</sub> : effort normal de plastification (kN).  
V<sub>sd</sub> : effort tranchant sollicitant (kN).  
V<sub>pl</sub> : effort tranchant de plastification (kN).  
f : flèche d'une poutre (mm).  
f<sub>adm</sub> : flèche admissible (mm).  
f<sub>y</sub> : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).  
f<sub>u</sub> : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).  
f<sub>ub</sub> : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).  
ε : allongement relatif (déformation %).  
ε<sub>y</sub> : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).  
f<sub>yb</sub> : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).  
σ : contrainte normale (MPa).  
τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).
-

## Notations générales

---

### Caractéristiques géométriques

- A : section brute d'une pièce ( $\text{cm}^2$ ).  
 $A_{\text{net}}$  : section nette d'une pièce ( $\text{cm}^2$ ).  
 $A_v$  : aire de cisaillement ( $\text{cm}^2$ ).  
 $I_y$  : moment d'inertie de flexion maximal ( $\text{cm}^4$ ).  
a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).  
b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).  
 $b_{\text{eff}}$  = largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).  
h : hauteur d'une pièce en générale (mm).  
 $h_p$  = hauteur de la tole profilée (mm).  
 $h_c$  = épaisseur de la dalle en béton armé (cm).  
 $A_s$  = section d'armature de béton ( $\text{cm}^2$ ).  
L : longueur, ou portée d'une poutre (m).  
 $L_{\text{cr}}$  : longueur critique (m).  
t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).  
 $t_f$  : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).  
 $t_w$  : épaisseur d'une âme de poutre (mm).  
i : rayon de giration d'une section (mm).  
 $L_f$  : longueur de flambement (mm).  
 $v_s$  : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).  
 $v_i$  : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

### Coefficients et grandeurs sans dimensions

- n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.  
P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.  
n : coefficient d'équivalence acier-béton.  
 $C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.  
 $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.  
K : coefficient de flambement.  
 $K_y, K_z$  : coefficient de flambement-flexion.  
 $\beta_M$  : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
 $\varepsilon$  : coefficient de réduction élastique de l'acier ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$  ).  
 $\lambda$  : élancement de l'élément.  
 $\lambda_K$  : élancement eulérien.  
 $\bar{\lambda}$  : élancement réduit.  
 $\bar{\lambda}_{LT}$  : élancement de déversement.  
 $\mu$  : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.  
 $\chi$  : coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{LT}$  : coefficient de réduction de déversement.  
 $\gamma$  : coefficient partiel de sécurité.  
Indice (sd) : sollicitation de calcul.  
Indice (Rd) : résistance de calcul.
-

# Notations

$A$	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.
$\psi_s$	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
$\tau$	Contrainte tangente (tau).
$\Phi$	Diamètre d'une armature transversale.
$\mu_{ser}$	Moment ultime à L'ELS (mu).
$\mu_{bu}$	Moment réduit à L'ELU.
$\alpha$	Facteur d'imperfection pour le flambement.
$\lambda_{LT}$	Elancement réduit pour le déversement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction pour le déversement.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$f_y$	Résistance limite d'élasticité.
$f_u$	Résistance limite de rupture.
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime.

## Notation

---

a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
$S_t$	Espacement des armatures transversales.
$l_f$	Longueur de flambement.

## INTRODUCTION GENERALE

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique qui a vécu un développement important surtout dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possible, définies par les règlements (CM66, ADDITIF 80 ou fascical 61 titreV, EUROCOD 03), la stabilité élastique soit assurée :-soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.

-soit au niveau local, individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutres, fermes, etc...).

Les actions développent diverses sollicitations, qui engendrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc de s'assurer que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles. Une structure doit être calculé et réaliser de telle manière :

-qu'avec une possibilité acceptable, elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenue de sa durée de vie envisagée et de son cout, et

-qu'avec des degrés appropriés de fiabilité une durabilité convenable en regard du coût, elle puisse résister à toute les actions et autre influence susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable en regard des coûts d'entretien.

Une structure doit également être conçue et dimensionner de manière qu'elle ne puisse pas être endommagée par des événements tels que explosions, chocs ou conséquences d'erreur humaines, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

Il convient de limiter ou d'éviter l'endommagement potentiel par le choix d'une ou plusieurs des solutions suivantes :

- Eviter, éliminer ou réduire les dangers potentiels auxquels la structure pourrait être exposée.
- Choisir un type de structure peu sensible aux dangers potentiels à prendre en considération.
- Choisir le type et la conception de la structure de manière qu'elle subsiste malgré l'enlèvement accidentel d'un de ses éléments.
- Liaisonner les éléments de structure entre eux.

Pour satisfaire les exigences précédentes, il convient de choisir convenablement les matériaux, de définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et de spécifie des procédures de contrôle adaptées au projet considéré au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

Notre projet consiste en étude d'une salle omni sport en charpente métallique.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, études climatique.
- ✓ Le troisième chapitre, pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre, calcul de contreventement
- ✓ Le cinquième chapitre, étude sismique.
- ✓ Le sixième chapitre, vérification des éléments de l'ossature.
- ✓ Le septième chapitre, calcul des assemblages.
- ✓ Le huitième chapitre, calcul des fondations.
- ✓ Le neuvième chapitre, vérifications de la stabilité d'ensemble.

### I-1. Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

### I-2. Présentation et implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude d'une salle Omnisport en construction métallique, qui sera implantée à Rmila commune de Sidi Aich dans la wilaya de Bejaia qui classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité  $\Pi_a$ .

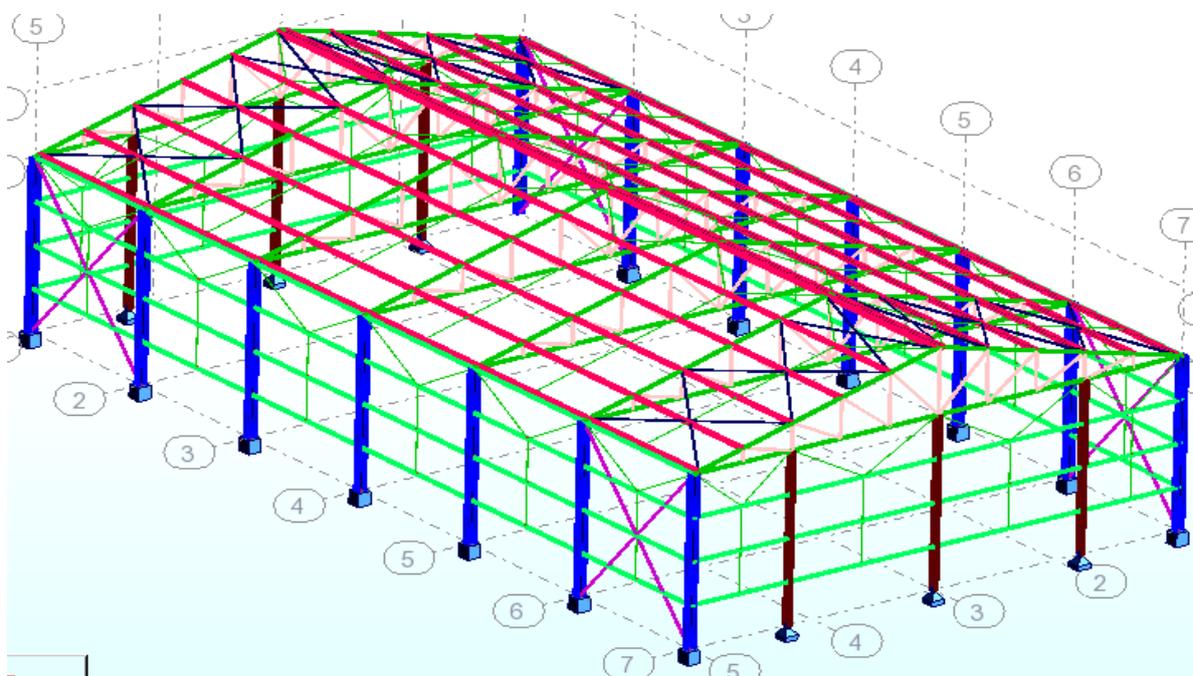


Figure I-1: Présentation de l'ouvrage

### I-3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- longueur totale de la salle:..... 36,00 m
- largeur total de la salle :..... 20,00 m
- hauteur total de la salle :.....9,60 m
- surface totale de la salle :.....684,50 m<sup>2</sup>

#### I-4. Elément de l'ouvrage

- Toiture à deux versants avec une pente de 15°.
- Bardage (panneau sandwich).
- Portiques :- dans le sens de pignon on a un portique de 20 m de portée..  
- dans le sens de long pan on a 6 portiques espaces de 6m.
- Façades : la maçonnerie est exclu en le remplace par des lisses de bardages.
- Ouvertures : - la face principale de pignon à 6 ouvertures.  
-la face de long pan à 5 ouvertures (même chose pour l'autre côte).
- Poteaux, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques.

#### I-5. Caractéristique de sol

Le terrain devant recevoir le projet et constitué par des marnes du miocène, sur lesquelles viennent se déposer les alluvions anciennes de la plaine de Oued Rmila.

L'analyse des résultats de laboratoire montre que le sol est marneux, non organique et plastique à très plastique. Les analyse chimique montrent une agressivité nul vis à vis du béton.

L'analyse des résultats des essais au pénétromètre dynamique réalisés montre que le sol en place est hétérogène sur toute la surface, le taux de travail est faible à moyen.

De ce fait, il faut (selon le rapport géotechnique) de :

1-Prévoir des fondations superficielles.

2-Les fondations de chaque ouvrage doivent différemment être ancrées comme suit :

- 1.80 m de profondeur pour la salle de sport, avec une contrainte de 1.0 bar.

#### I-6. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- L'étude climatique se fait suivant le règlement algérien neige et vent 99 (RNVA99).
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM 97, et l'Eurocode 3 et l'Eurocode4.
- L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérien RPAV2003 charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C22.
- Règlement de calcul des fondations superficielles DTU 13.12 .
- BAEL, Eurocode2.

### I-7. Les états limite :

Un état limite est un état particulier, au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue et dimensionnée.

On distingue deux types d'états limites :

- L'état limite de service (ELS), qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure, afin d'éviter des désordres secondaires et garantir la pérennité de l'ouvrage (limitation des flèches, de la fissuration de béton ....)
- L'état limite ultime (ELU), qui correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime (par exemple : neige trentenaire...)  
Pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de la ruine. Un ELU est atteint lorsque l'on constate une perte d'équilibre, une rupture d'élément, une déformation plastique exagérée, etc.

### I-8. Les actions agissant sur la structure

C'est l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles ont classées catégories, en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes  $G_i$
- Des charges d'exploitations  $Q_i$
- Des charges climatiques  $W$  et  $S$
- Des charges accidentelles  $E_i$

### I-9. Combinaison d'action selon EC03

#### I-9.1 Situation durable

##### a- ELU

- Les charges d'exploitation peuvent être estimées avec la norme N.F.P 06.001.
- Les charges de neiges sont définies le D.T.U.06.002 (règles N.84)
- Les charges de vent sont définies le D.T.U .06.006 (règles NV 65)
- Actions des gradients thermiques : variation relative de longueur de  $- 4.10^{-4}$  à  $3.10^{-4}$ .

Les combinaisons d'actions sont :

-avec action variable

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,50 Q$$

Avec :  $G_{\max}$  = action permanente défavorable.

$G_{\min}$  = action permanente favorable.

Q = action variable défavorable.

-Avec plusieurs actions variables

$$1,35 G \text{ max} + G \text{ min} + 1,35 \Sigma Q_i$$

b- L'ELS

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).

Les combinaisons d'actions sont :

-avec action variable

$$G + Q$$

-avec plusieurs actions variables

$$G + 0,9 \Sigma Q_i$$

### I-9.2 Situations accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

## I-10. Matériau acier

### I-10.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un peu de carbone (généralement inférieure à 1 %), qui sont extraits de matières premières naturelles (mines de fer et de charbon).

Il est généralement obtenu par 02 phases :

**1<sup>re</sup> phase** : l'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut-fourneau permet l'obtention de la fonte à plus de 1,7% de carbone.

**2<sup>ème</sup> phase** : conversion de la fonte liquide à une température de 1500 °c environ, sous insufflation d'oxygène a pour décarburer la fonte (acier avec un taux de carbone réduit).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter des éléments qui lui associés :

-soit involontairement : phosphore, soufre, azote...qui sont des impuretés et qui altérant les propriétés des aciers exemple l'azote fait une diminution de la résilience et un accroissement de la sensibilité au vieillissement.

-soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, ect...qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques des aciers (résistance à la rupture, dureté, soudabilité, ductilité...). On parle, dans ces cas, d'aciers alliés.

### I-10.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Les qualités mécaniques des aciers sont renseignées par les essais destructifs, ce sont :

- **ESSAI DE DURETE** : qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit **des degrés de dureté**.
- **ESSAI DE RESILIENCE (essai de flexion par choc)** : permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc,
- **ESSAI DE TRACTION** : il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort progressif, croissant de zéro à la rupture un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de traction appliqué (ou la contrainte).

On obtient un diagramme effort / déformation suivant :

Se diagramme se compose on 4 phases :

-phase OA : zone rectiligne pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible car c'est l'on supprime l'effort de traction, la barre revienne a sa longueur initiale ( $\Delta l / l = 0$ ) ;

Phase AA' : palier horizontale, qui traduit un allongement ce charge constante c'est la zone plastique.

a partir de A (par exemple, on M) c'est on supprime l'effort de traction, le retour a l'équilibre ce fait selon une droit MM'

, Parallèle a OA et la pièce conserve un allongement rémanent OM' ;

Phase A'B : la charge croit un nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;

Phase BC : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il ya striction

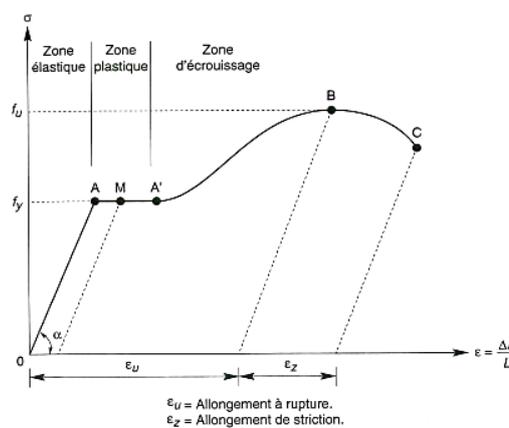


Figure I-2: diagramme contrainte /déformation d'acier.

Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite de d'élasticité  $f_y$  (point A).
- La contrainte de rupture  $f_u$  (point B).
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E.

$$E = \sigma / \varepsilon = 210\,000 \text{ Mpa}$$

$$G = E/2(1+\nu) = 8750 \text{ KN/cm}^2 \quad \nu = 0.3 \text{ (coefficient de poisson)}$$

### I-10.3 Coefficient de calcul de l'acier

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

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

-Coefficient de poisson:  $\nu = 0.3$ .

-Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ .

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

### I-11 Béton

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Pour les fondations on utilise le ciment CRS (ciment résistant au sulfate) à cause de la composition organique du sol, et pour les éléments de planchers on utilise le CPA 325.

Les caractéristiques physique et mécanique sont :

- La résistance à la compression a 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 10^{-3} / \text{C}^0$ .
- Coefficient de retrait  $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$ .
- Masse volumique  $\rho = 2.5 \text{ t / m}^3$ .

### I1.1 Introduction :

Les effets de vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes action et sollicitations.

### I1.2 Etude au vent :

La réglementation en vigueur (DTR RNVA99), nous fournis les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les valeurs de pression de vent dépendent de certain nombreux facteur :

- Catégories de la structure
- Hauteur de l'ouvrage
- La zone d'implantation du l'ouvrage
- Catégories de terrain et site
- La forme géométrique de l'ouvrage

Selon le sens de vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, des différentes cas ont été envisages sont les suivant :

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieur
- Vent sur la façade latérale droite avec surpression intérieure
- Vent sur la façade latérale droite avec dépression intérieure
- Vent sur la façade latérale gouache avec surpression intérieure
- Vent sur la façade latérale gouache avec dépression intérieure
- Vent sur la toiture

Notre construction est une salle de cinéma qui représente un lieu de culture et Selon le règlement (RNV A99) la pression statique de vent  $q_j$  d'une construction de catégorie I et qui dépend de nombreux coefficients est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W_{(z_j)} \quad [N/m^2] \quad (2.1)$$

$$\text{avec } W_{(z_j)} = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad (2.2)$$

ou' :

$C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction

$W_{(z_j)}$  : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface j.

$C_{pe}$  : est le coefficient de pression extérieure

$C_{pi}$  : est le coefficient de pression intérieure

### 11.2.1- Les coefficients de calcul

#### 11.2.1.1- effets de la région ( $q_{ref}$ )

La pression dynamique de référence pour les constructions est en fonction de la zone du vent, Le tableau 2.3 du RNV A99 (chap II), et comme notre structure est implantée dans la zone I donc  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

#### 11.2.1.2- Effet de site

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le tableau 2.4 du RNV A99 les valeurs des paramètres sont les suivantes :

1. Le facteur de terrain  $k_t = 0.22$
2. Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
3. La hauteur minimale  $Z_{min} = 8 \text{ m}$
4. Le coefficient  $\xi = 0.37$

#### 11.2.1.3- Coefficient topographique

Le coefficient topographique  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations .....etc.

Le site est plat, le coefficient topographique est donnée par le tableau 2.5 de RNV A99 (chap II) :  $C_t = 1$

#### 11.2.1.4- Coefficient dynamique ( $c_d$ )

le coefficient dynamique  $c_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus aux turbulences ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

la valeur de  $c_d$  est déterminées à l'aide des abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap. III RNV A99) correspondant à des bâtiments et cheminées de moins de 200 m de hauteur, et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple) il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNV A99.

Dans notre cas  $C_d$  est déterminé à partir d'abaque 3.2 pour une structure métallique, on prend :

- $c_d = 0.94$  pour la direction du vent perpendiculaire au pignon ( $b=20\text{m}$ ,  $H=9.6\text{m}$ )
- $c_d = 0.91$  pour la direction du vent perpendiculaire au long-pan ( $b=36\text{m}$ ,  $H=9.6\text{m}$ )

$c_d < 1.2$  la structure doit être considérée comme peut sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions de vent (chap I §3.2).

**II.2.1.5- Détermination de coefficient dynamique ( $q_{dyn}$ )**

La salle à une hauteur égale à 9.6 m et selon RNV A99 pour une construction dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10 m le maître couple doit être considéré comme un tout (un seul élément (j) donc  $j=1$  ).

La pression dynamique  $q_{dyn}(z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  d'une structure permanente est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} C_e(z_j) \quad N/m^2$$

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.

Comme notre structure est peut-être sensible aux excitations dynamiques, la valeur de  $C_e$  est donnée par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

**A°) coefficient de rugosité :**

le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne de vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = k_t \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = k_t \cdot \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

**Où :**

$K_t$  : facteur de terrain défini précédemment  $K_t = 0,22$

$Z_0$  : paramètre de rugosité défini précédemment  $Z_0 = 0.3$

$Z_{min}$  : hauteur minimale définie précédemment  $Z_{min} = 8 \text{ m}$

$Z$  : hauteur considérée (au centre de la surface)  $Z = 9.6 \text{ m}$

Dans notre cas  $Z > Z_{min}$

	Z(m)	$C_r$	$C_e$
Parois	6,92	0,94	2,133
Toiture	9.60	1,00	2,330

**Tableau II.1 :** les valeurs de  $C_r$  et  $C_e$ .

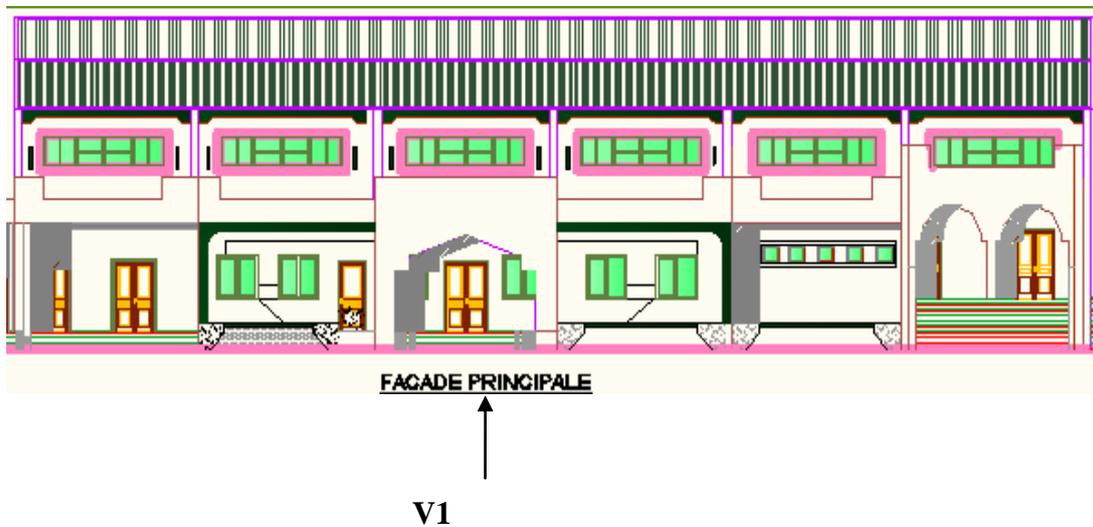
**B°) Détermination de  $C_e$  et  $q_{dyn}$**

Les valeurs de coefficient d'exposition et de la pression dynamique sont illustrées dans le tableau suivant :

	Z(m)	$C_e$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )
Parois	6,92	2,133	79,987
Toiture	9.60	2,330	87,375

**Tableau II.2 :** les valeurs de  $C_e$  et  $q_{dyn}$ .

**II.2.2- Direction de vent  $v_1$  (perpendiculaire à la façade principale)**



**Figure II.1 :** direction de  $V_1$ .

**a) coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$**

➤ **parois verticales**

la détermination de coefficient d'exposition externe  $c_{pe}$  pour une construction à base rectangulaire dépend de la dimension du surface chargée et de la direction de vent.

$c_{pe}$  s'obtient selon [RNV A99 chap V § 1.1] par les formules suivantes :

$$c_{pe} = c_{pe,1} \quad S < 1m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe,10} \quad S > 10m^2$$

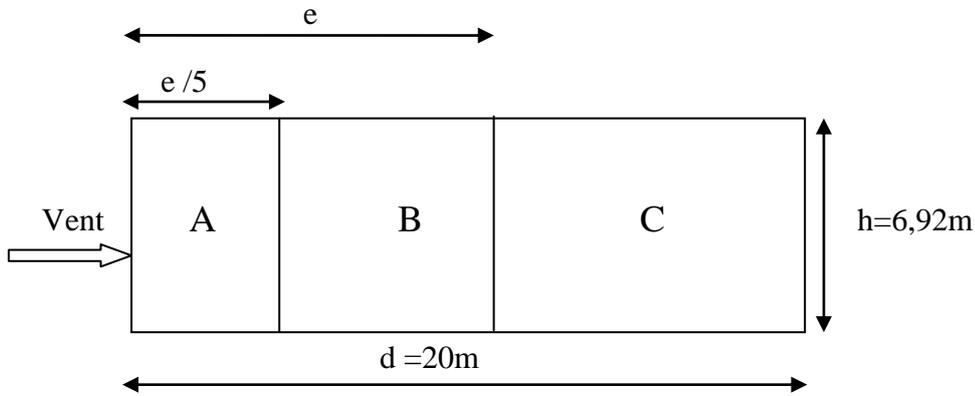
avec S (en m<sup>2</sup>) désigns la surface charge de la paroi considérée.

Dans notre cas on a :

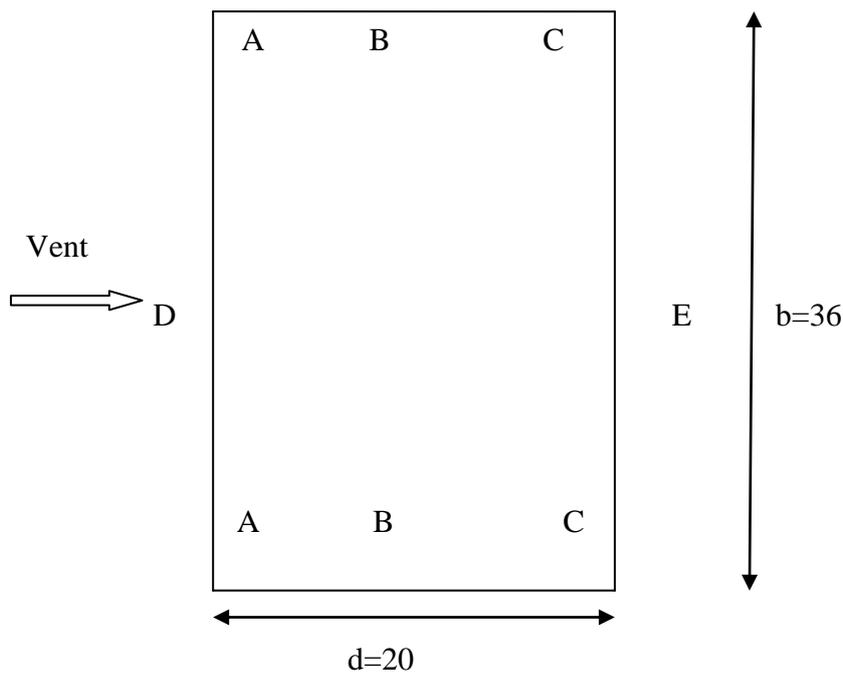
$$b = 36m \quad d = 20m \quad h = 9.6m$$

$e = \min[b, 2h] = 19.2\text{m}$        $e/5 = 3.84\text{m}$

$e < d$  selon le règlement algérien neige et vent la structure doit être deviser de la manière suivante :



- vue en élévation -



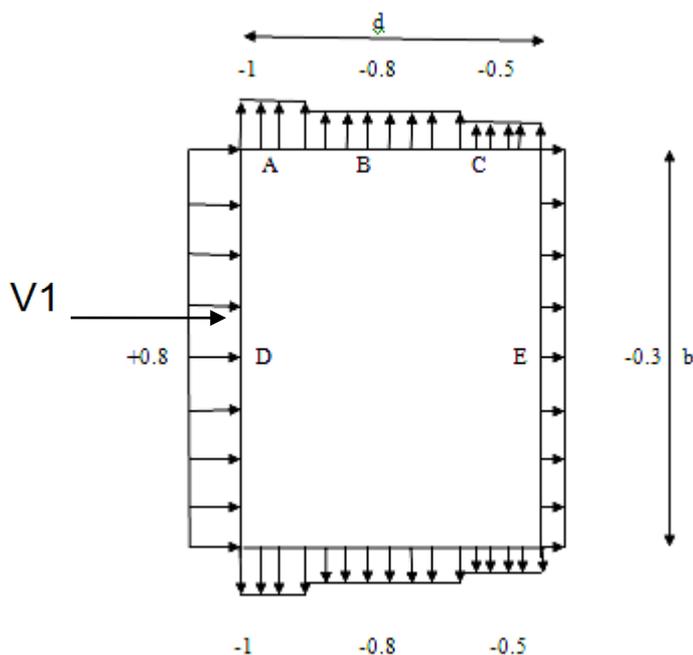
- vue en plan -

**Figure II.2** : légende pour les parois verticales cas de vent  $v_1$

Les zones de pression, les surfaces des parois et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur ce tableau :

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	26,57	106,29	5,53	249,12	249,12
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau II.3 :** coefficient C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois vertical



**Figure II.3 :** légende pour les parois verticales

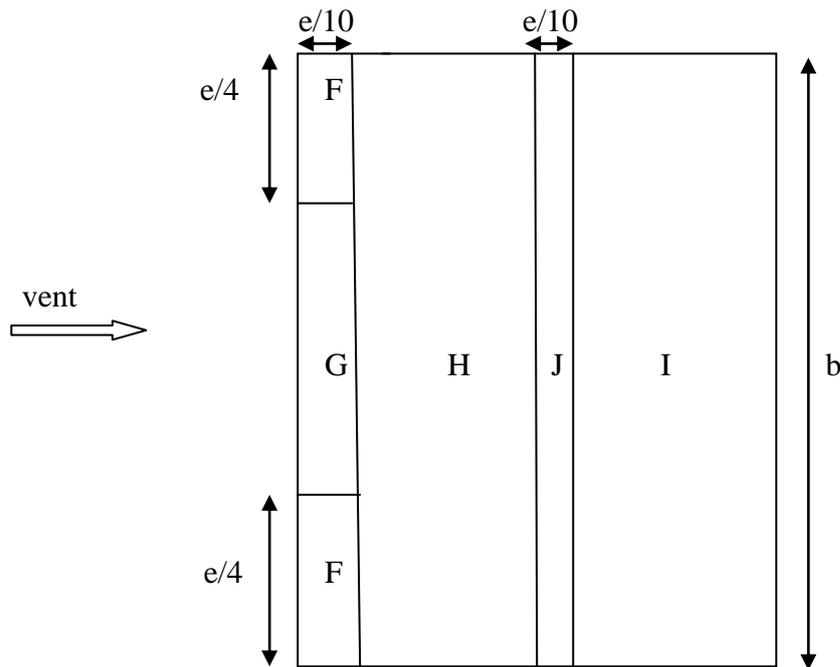
➤ **toiture**

on a une toiture à deux versants, pour la détermination de coefficient de pression on se réfère à la figure 5.4 chap 5 du RNV A99.

La direction de vent est définie par un angle  $\Theta$  avec :

$\Theta = 0$  vent ( $v_1$  et  $v_2$ ) dont la direction est perpendiculaire au génératrice et pour une valeur positive.

Il convient de deviser la toiture comme indique la figure ci-dessous.



$h = 9.6\text{m}$        $b = 36\text{m}$        $d=20\text{m}$        $\alpha=15^\circ$

$e = \min [b,2h] = 19.2\text{m}$

les valeurs de pression  $C_{pe}$  s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	F	G	H	I	J
Surfaces ( $\text{m}^2$ )	9,21	50,68	290,88	290,88	69,12
$C_{pe}$	-1,57	-0.8	-0.3	-0.4	-1

**Tableau II.4 :** coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture

**b) coefficient de pression intérieures ( $C_{pi}$ ) :**

Le coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloison intérieures (hall industriel par exemple) es t donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

Avec

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures sous le vent, et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

❖ cas des ouvertures ouvertes

$\mu_p = 0.75$   $\longrightarrow$   $C_{pi} = -0.2$  ( voir figure 5.15 chap 5 du RNV A99)

$q_j = C_d W_j$  avec  $W_j = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$

parois vertical

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ ( $\text{daN/m}^2$ )
D	0.91	79,987	+0.8	-0.2	1	72,788
A	0.91	79,987	-1	-0.2	-0.8	-58,230
B	0.91	79,987	-0.8	-0.2	-0.6	-43,672
C	0.91	79,987	-0.5	-0.2	-0.3	-21,836
E	0.91	79,987	-0.3	-0.2	-0.1	-7,278

**Tableau II.5 :** valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec

$C_{pi} = -0.2$

- toiture

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ ( $\text{daN/m}^2$ )
F	0.91	87,375	-1,57	-0.2	-1,37	-108,93
G	0.91	87,375	-0,8	-0.2	-0,6	-47,706
H	0.91	87,375	-0,3	-0.2	-0,1	-7,951
I	0.91	87,375	-0,4	-0.2	-0,2	-15,902
J	0.91	87,375	-1	-0.2	-0,8	-63,609

**Tableau II.6 :** valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec  $C_{pi} = -0.2$

❖ cas des ouvertures fermées

$\mu_p = 0$   $\longrightarrow$   $C_{pi} = +0.8$

- parois vertical

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ ( $\text{daN/m}^2$ )
D	0.91	79,987	+0.8	+0.8	0	0
A	0.91	79,987	-1	+0.8	-1.8	-131,018
B	0.91	79,987	-0.8	+0.8	-1.6	-116,461
C	0.91	79,987	-0.5	+0.8	-1.3	-94,624
E	0.91	79,987	-0.3	+0.8	-1.1	-80,066

**Tableau II.7 :** valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec  $C_{pi}=+0.8$

- toiture

Zones	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
F	0.91	87,375	-1,57	+0.8	-2,37	-188,441
G	0.91	87,375	-0,8	+0.8	-1,6	-127,218
H	0.91	87,375	-0,3	+0.8	-1,1	-87,462
I	0.91	87,375	-0,4	+0.8	-1,2	-95,413
J	0.91	87,375	-1	+0.8	-1,8	-143,120

**Tableau II. 8:** valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec C<sub>pi</sub> = +0.8

**c) calcul de la force de frottement**

les constructions pour la quelle la force de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport **d/b ≥ 3** ou le rapport **d/h ≥ 3** .

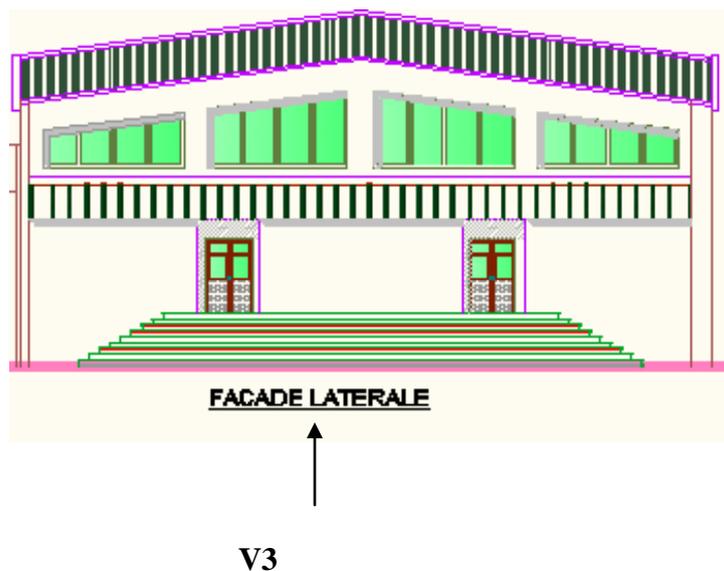
avec : **d** est la dimension de structure parallèle au vent (d=20m)

**b** est la dimension de structure perpendiculaire au vent (b=36m)

**h** est la hauteur de la construction (h=9.6m)

$$\left. \begin{aligned} d/b &= 20 / 36 = 0.55 < 3 \\ d/h &= 20/9.6 = 2.08 < 3 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{condition non vérifiée} \\ &\text{pas de frottement} \end{aligned}$$

**II.2.3- Direction du vent V<sub>3</sub> (perpendiculaire à la façade latérale)**



**Figure II.4 :** Direction V3.

a) coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$

➤ parois verticales

$b=20m$      $d= 36m$      $h=9.6m$

$e=\min[b,2h]=19.2m$

$e/5=3.84m$      $d=36m >e=19.2m$

$e < d$  selon le règlement algérien neige et vent la structure doit être divisée de la manière suivante :

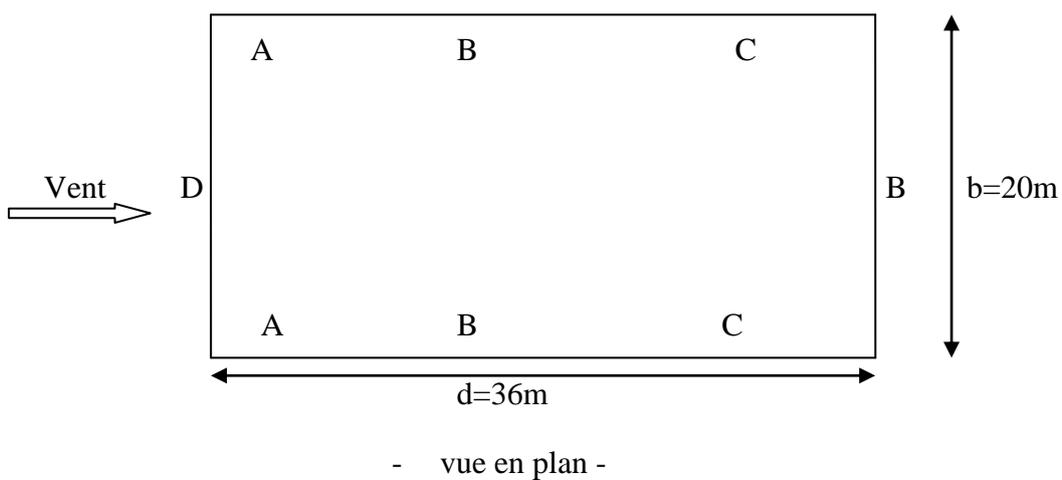
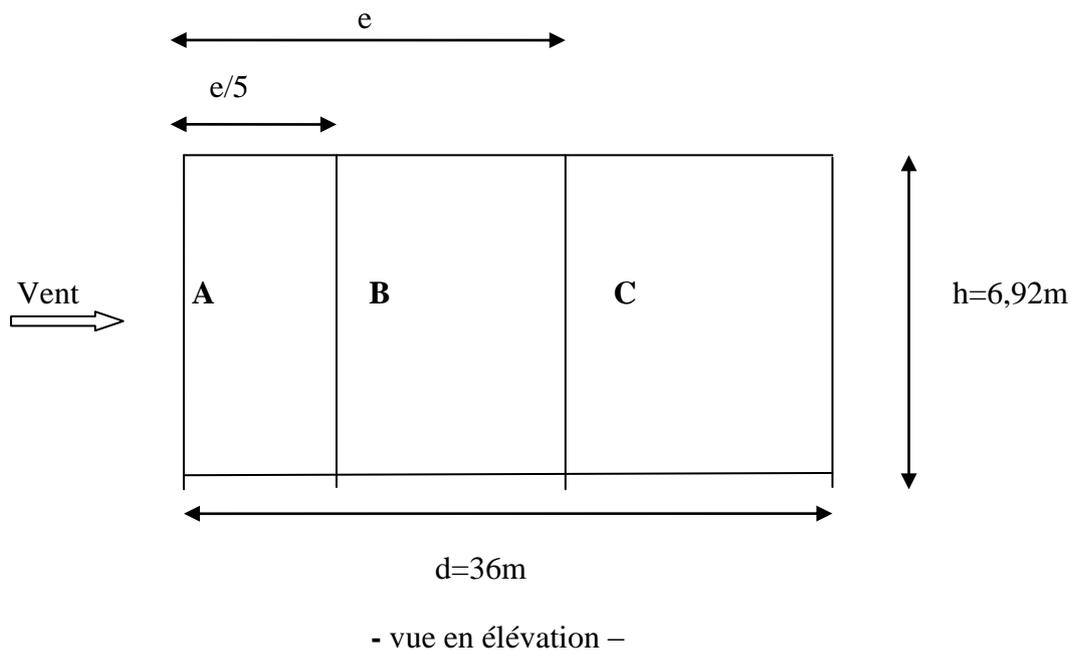


figure II.5 : légende pour les parois verticales cas de vent  $v_3$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant sont portées sur le tableau suivant :

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces(m <sup>2</sup> )	26,57	106,29	222,540	138,400	138,400
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.9 : les coefficients de pression C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de la paroi

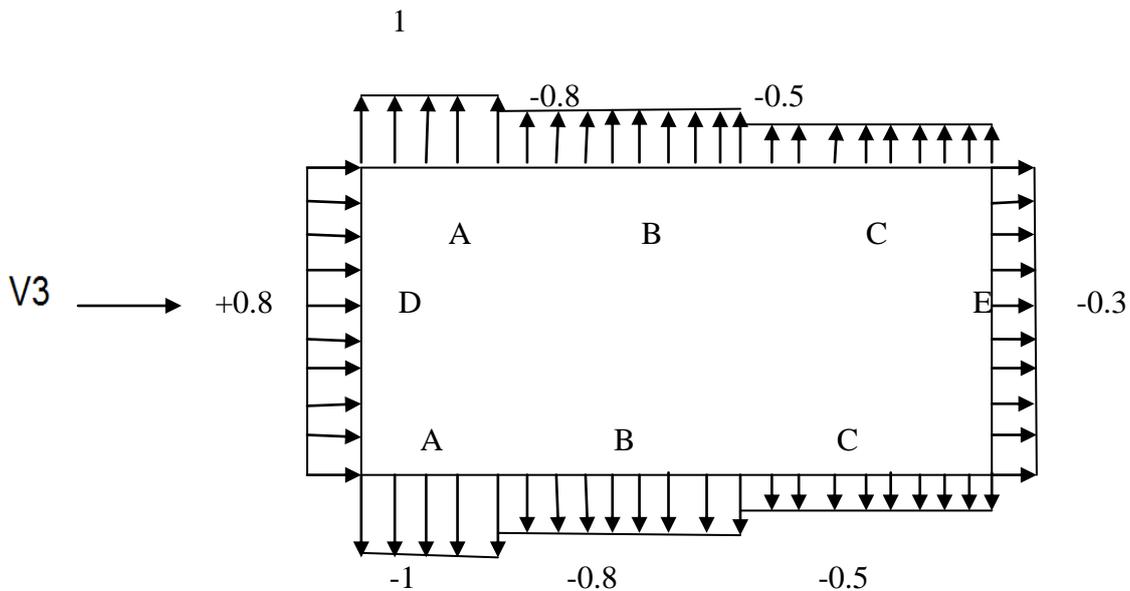


Figure II.6 : légende pour les parois verticales

➤ **toiture**

pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C<sub>pe</sub> la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour  $\Theta = 90$ , en Prenant pour  $\alpha = 15^\circ$ .

$b=20\text{ m}$        $h=9.6\text{m}$

$e=\min[b,2h]=19.2\text{m}$

$e/4=4.8\text{m}$

$e/2=9.6\text{m}$

$e/10=1.92$

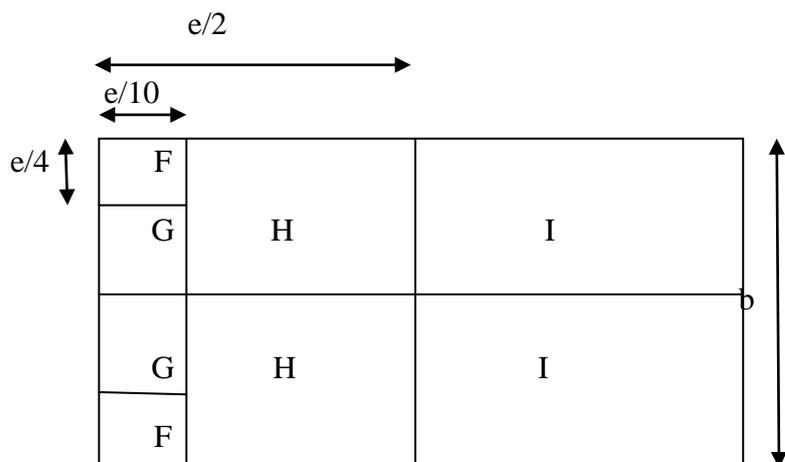


Figure II.7: légende pour les toitures à deux versants

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m <sup>2</sup> )	9,21	9,98	76,8	264

**Tableau II.10** : les valeurs de surface des zones de la toiture.

Les valeurs de C<sub>pe</sub> pour α = 15° existe dans le tableau 5.4 RNV A99.

afin de déterminer Les valeurs de C<sub>pe</sub> :

$$\text{On a : } 1\text{m}^2 < S_F \text{ et } S_G < 10\text{m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10}(S)$$

$$S_H \text{ et } S_I > 10\text{m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives correspondant sont données par le tableau suivant :

Zones	F	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-1.32	-1.3	-0.6	-0.5

**Tableau II.11** : coefficient C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de toiture.

**b) coefficients de pression intérieur C<sub>pi</sub>**

❖ cas des ouvertures ouvertes

$$\mu_p = 0.54 \longrightarrow C_{pi} = 0.09 \text{ (voir figure 5.15 chap 5 du RNV A99)}$$

$$q_j = C_d W_j \quad \text{avec} \quad W_j = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

- Parois vertical

Zones	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	0.94	79,987	+0.8	0.09	0.71	+53,383
<b>A</b>	0.94	79,987	-1	0.09	-1.09	-81,954
<b>B</b>	0.94	79,987	-0.8	0.09	-0.89	-66,917
<b>C</b>	0.94	79,987	-0.5	0.09	-0.59	-44,360
<b>E</b>	0.94	79,987	-0.3	0.09	-0.39	-29,323

**Tableau II.12** : valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec

$$C_{pi} = +0.09$$

## ➤ Toitures

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(daN/m^2)$
F	0.94	87,375	-1,32	0.09	-1,41	-115,806
G	0.94	87,375	-1,3	0.09	-1,39	-114,164
H	0.94	87,375	-0,6	0.09	-0,69	-56,671
I	0.94	87,375	-0,5	0.09	-0,59	-48,458

**Tableau II.13** : valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec

$$C_{pi} = +0.09$$

## ❖ Cas des ouvertures fermées

$$\mu_p = 0 \quad \longrightarrow \quad C_{pi} = +0.8$$

- Parois vertical

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(daN/m^2)$
D	0.94	79,987	+0.8	+0.8	0	0
A	0.94	79,987	-1	+0.8	-1.8	-135,338
B	0.94	79,987	-0.8	+0.8	-1.6	-120,300
C	0.94	79,987	-0.5	+0.8	-1.3	-97,744
E	0.94	79,987	-0.3	+0.8	-1.10	-82,706

**Tableau II.14** : valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical avec

$$C_{pi} = +0.8$$

- Toitures

Zones	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(daN/m^2)$
F	0.94	87,375	-1,32	+0.8	-2,12	<b>-174,120</b>
G	0.94	87,375	-1,3	+0.8	-2,10	-172,478
H	0.94	87,375	-0,6	+0.8	-1,40	-114,985
I	0.94	87,375	-0,5	+0.8	-1,30	-106,772

**Tableau II.15** : valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec  $C_{pi} = +0.8$

**II.2.4- Direction V<sub>4</sub> perpendiculaire à la face latérale arrière**

Les valeurs de pressions sont les mêmes que la direction V<sub>3</sub> sauf dans le cas où les ouvertures sont ouvertes.

- **Cas des ouvertures ouvertes**

$$\mu_p = 0.95 \quad \longrightarrow \quad C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 chap 5 du RNV A99)}$$

$$q_j = C_d W_j \quad \text{avec} \quad W_j = q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **parois vertical**

Zones	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
D	0.94	79,987	+0.8	-0.5	+1.3	+97,744
A	0.94	79,987	-1	-0.5	-0.5	-37,593
B	0.94	79,987	-0.8	-0.5	-0.3	-22,556
C	0.94	79,987	-0.5	-0.5	0	0
E	0.94	79,987	-0.3	-0.5	+0.2	+15,037

**Tableau II.16 :** valeurs de la pression correspond à chaque zones de parois vertical C<sub>pi</sub>= - 0.5

- **toiture**

Zones	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
F	0.94	87,375	-1,32	-0.5	-0,82	-67,348
G	0.94	87,375	-1,3	-0.5	-0,8	-65,706
H	0.94	87,375	-0,6	-0.5	-0,1	-8,213
I	0.94	87,375	-0,5	-0.5	0	0

**Tableau II.17 :** valeurs de pression correspondant à chaque zones de la toiture avec C<sub>pi</sub>= -0.5

**c) calcul de la force de frottement**

les constructions pour la quelle la force de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport **d/b ≥ 3** ou le rapport **d/h ≥ 3**.

avec : **d** est la dimension de structure parallèle au vent (d=36m)

**b** est la dimension de structure perpendiculaire au vent (b=20m)

**h** est la hauteur de la construction (h=9.6m)

$$d/b=36/20=1.8 < 3$$

$$d/h=36/9.6= 3.75 > 3$$



la condition est vérifier donc il existe une force de frottement

la force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \cdot C_{frj} \cdot S_{frj})$$

Avec :  $C_{frj}$  : coefficient de frottement pour élément de surface j

$S_{frj}$  : l'aire de la surface considérée.

Les bardages en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulation perpendiculaire à la direction de vent.

donc  $C_{frj} = 0.04$  (selon RNV A99 tableau 2).

✓ Cas de la paroi verticale

$S_{fr} = h \times d$  (selon RNV A99 tableau 2.2)

$$S_{fr} = 6,92 \times 36 = 249,12 \text{ m}^2$$

$$F_{fr, \text{paroi verticale}} = 79,987 \times 0.04 \times 249,12 = 797,054 \text{ da N}$$

✓ cas de la toiture

$S_{fr} = (\text{la longueur ABC du développé}) \times d$  (selon RNV A99 tableau 2.2)

$$S_{fr} = 20,7 \times 36 = 745,2 \text{ m}^2$$

$$F_{fr, \text{toiture}} = 87,375 \times 0.04 \times 745,2 = 2604,474 \text{ da N}$$

Donc la force de frottement totale :

$$F_{fr} = F_{fr, \text{paroi verticale}} + F_{fr, \text{toiture}} = 3401,528 \text{ daN}$$

### II.3- Action de neige

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

La charge caractéristique de neige  $S$  ( $\text{Kn/m}^2$ ) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

Où :

$S_k$  : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV A99 dans le paragraphe 4 en fonction de la zone et l'altitude neige comme suit :

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6RNV A99.

### II.3.1- Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol  $S_K$  définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

$$S_k = \frac{0.77 H + 15}{100}$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer

Pour notre site : H= 150  $\longrightarrow$   $S_k = 0.225m$

### II.3.2- Neige sur la toiture

Dans notre projet on a une toiture à deux versants avec une faible pente et qui est la même dans les deux cotés.

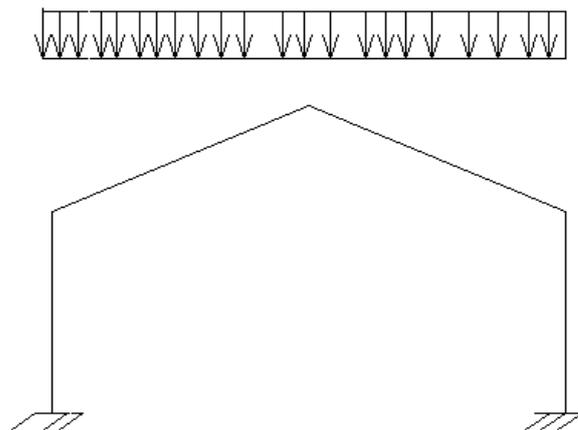
On a  $\alpha = 15^\circ$

$\mu = 0.8$  d'après le tableau 6.2 de RNVA99

Alors la charge de neige est :

$$S = 0.8 \times 0.225 = 0.204 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu \cdot S_K = 0.204 \text{ kN/m}^2$$



**Figure II 8** : La valeur de la charge caractéristique de la neige.

### III.1-Calcul des pannes :

#### III.1.1- Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture 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'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formé à froid en (Z),(U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées  $> 6$  m

On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

#### Données de calcul :

On étudie la panne la plus sollicitée qui la panne intermédiaire de portée  $L= 6$ m, incliné d'un angle  $\alpha=15^\circ$  et dans l'entraxe « e » égale à 2.07m.

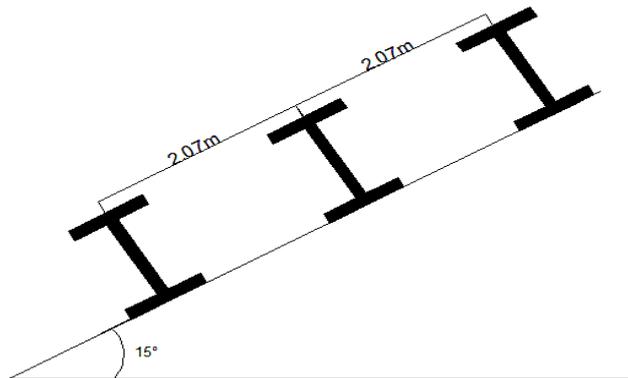


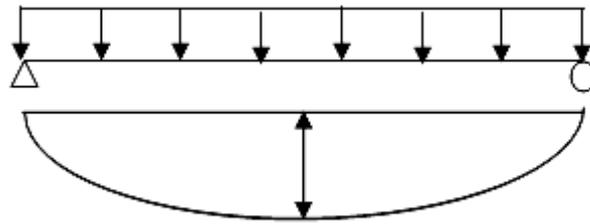
Figure III.1 : La pente de calcul.

### III.1.2 Détermination des sollicitations

#### 1.2.1- évaluation des charges et surcharges :

##### a) Les charges permanentes G :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14 kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attache .....8 kg / m<sup>2</sup>
- Poids propre de la pannes.....12 kg / m



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

**Figure III.2** : schéma statique de panne sous charge permanente.

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)] + P_{\text{panne}}$$

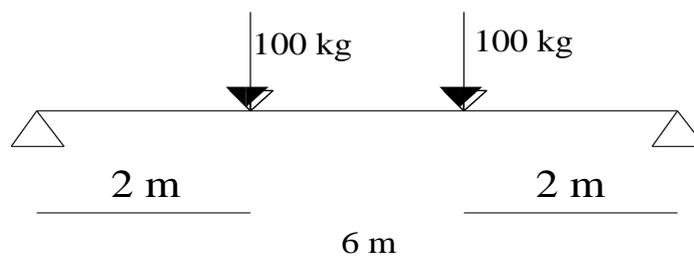
e : espacement entre les pannes  $e = 2,07\text{m}$

$$G = [(14 + 8) \times (2,07)] + 12 = 57,54 \text{Kg} / \text{ml}$$

$$G = 0,575 \text{ KN} / \text{ml}$$

#### b) Surcharge d'entretien P :

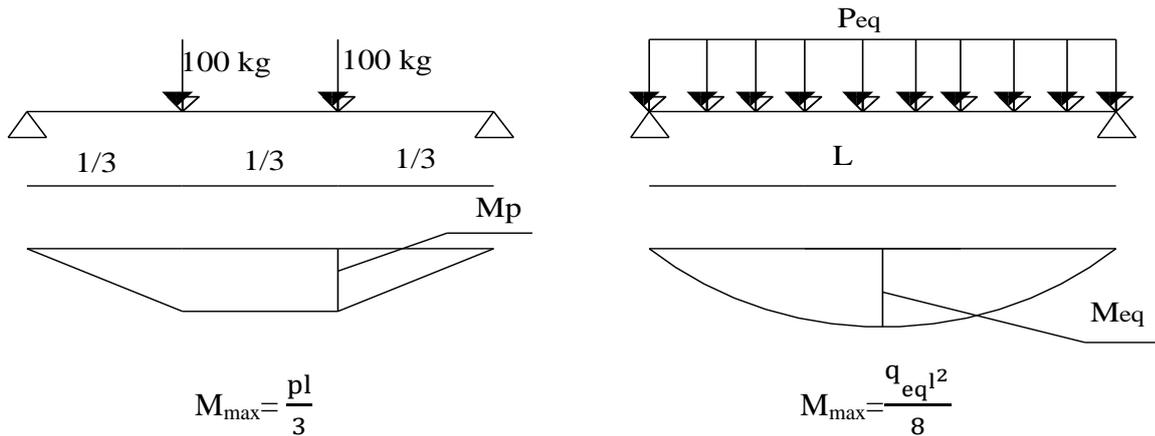
Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.



**Fig.III.3** : Schéma statique de panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous à donner le même moment trouvé par les deux charges concentrées.



**Figure III.4 :** schéma statique de la poutre équivalente.

**c) Surcharge climatique dûe au vent :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et

latérale droite avec  $C_{pi} = +0,8$  chargée en zone F et G.

$$V = -1,741 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,741 \times 2,07 = -3,604 \text{ KN / ml.}$$

**d) Surcharge climatique de la neige :**

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

$$S = 0,204 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,204 \times 2,07 = 0,422 \text{ KN/ml.}$$

**1.2.2- Combinaisons des charges les plus défavorables :**

• **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,575 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$$

$$V = -3,604 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,422 \text{ KN/ml}$$

- **Decompositions des charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,575 \cos 15^\circ = 0,555 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 15^\circ = 0,428 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -3,604 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,422 \cos 15^\circ = 0,407 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,575 \sin 15^\circ = 0,148 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,444 \sin 15^\circ = 0,114 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,422 \sin 15^\circ = 0,109 \text{ KN/ml}$$

### 1.2.3- Combinaisons d'actions :

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,555 - 1,5 \times 3,604 = -4,851 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,555 + 1,5 \times 0,407 = 1,359 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,555 + 1,5 \times 0,428 = 1,391 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,148 + 0 = 0,148 \text{ KN /ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,148 + 1,5 \times 0,109 = 0,363 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,148 + 1,5 \times 0,114 = 0,370 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,555 - 3,604 = -3,049 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,555 + 0,407 = 0,962 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,555 + 0,428 = 0,983 \text{ KN/ml}$$

**Axe Y-Y**

$$G_y + V_y = 0,148 + 0 = 0,148 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + S_y = 0,148 + 0,109 = 0,257 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,148 + 0,114 = 0,262 \text{ KN/ml.}$$

**III.1.3 - Pré dimensionnement :**

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

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_z \times l^4}{E} = \frac{5 \times 3,049 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 816,696 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 68,3 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

- Vérifier la flèche Suivant l'axe Y-Y:

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y l^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5,0,262}{384} \frac{600^4 \cdot 10^{-1}}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 68,3} = 3,08 \text{ cm} \geq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche selon y-y n'est pas vérifiée donc on met des liernes.

On doit vérifier IPE 160 en présence des liernes :

Le poids propre réel G :

$$G = \left[ \left( P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}} \right) \times (e) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(14 + 8) \times (2,07)] + 15,8 = 61,34 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,613 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,613 \cos 15^\circ = 0,592 \text{ KN/ml}; G_y = 0,613 \sin 15^\circ = 0,158 \text{ KN/ml}$$

### III.1.4 - Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

#### 1.4.1- Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,592 + 1,5 \times 0,428 = 1,441 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,158 + 1,5 \times 0,114 = 0,384 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,592 - 1,5 \times 3,604 = -4,814 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,158 + 1,5 \times 0 = 0,213 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,592 + 1,5 \times 0,407 = 1,409 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,158 + 1,5 \times 0,109 = 0,376 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

#### 1.4.2- Détermination des sollicitations :

- **Moments :**
- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{4,814 \times 6^2}{8} = 21,663 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,213 \times 3^2}{8} = 0,239 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,441 \times 6^2}{8} = 6,484 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,384 \times 3^2}{8} = 0,432 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,409 \times 6^2}{8} = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,376 \times 3^2}{8} = 0,423 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

➤ Effort tranchant due au vent :	$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-4,814 \times 6}{2} = -14,442 \text{ KN}$
➤ Effort tranchant due à la neige :	$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1,409 \times 6}{2} = 4,227 \text{ KN}$
➤ Effort tranchant due au poids propre	$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,592 \times 6}{2} = 1,776 \text{ KN}$
➤ Effort tranchant due aux charges d'exploitations :	$V_Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,441 \times 6}{2} = 4,323 \text{ KN}$

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

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,776 + 1,5(-14,442) = -19,887 \text{ KN}$$

**2<sup>eme</sup> combinaison :**

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,776 + 1,5 \times 4,323 = 8,882 \text{ KN}$$

**3<sup>eme</sup> combinaison :**

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_S = 1,35 \times 1,776 + 1,5 \times 4,227 = 8,738 \text{ KN}$$

**1.4.3- Vérification de la résistance des pannes :****a) Vérification a l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6}$$

Avec :

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

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,149 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 19,887 \text{ KN} < V_{plz} = 119,149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_Z = 8,882 \text{ KN} < V_{plz} = 119,149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 8,738 \text{ KN} < V_{plz} = 119,149 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

**b) Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$  EC3 Art 5.5.2

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

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

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525$$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  appui simple,  $K_w=1$  ;  $L=300$  cm .

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$$

$$I_t = 3,6 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3960 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,3}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,396}{68,3} + \frac{(3)^2 \times 0,48 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,3} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 37,45 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.123,910^{-6} \cdot 235}{37,45 \cdot 10^{-3}}} = 0,88$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,88 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On calcul  $\chi_{LT}$  a l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,88 \quad \text{donc} \quad \chi_{lt} = 0,747$$

$$M_R = 0,747 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 19,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 21,663 \text{ KN.m} \geq M_R = 19,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq M_R \quad \text{non vérifiée}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 6,484 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 37,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,484 \text{ m} < M_r = 19,77 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous la neige :**

$$M_{sdy} = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 37,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,34 \text{ KN.m} < M_r = 19,77 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

Le déversement sous le vent n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 180**

On doit vérifier IPE 180 en présence des liernes :

Le poids propre réel G :  $G_p = 0,643 \text{ KN/ml}$ .

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

**a) Vérification a l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = \frac{11,3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,377 \text{ KN}$$

➤ **Sous le vent :**

$$V_Z = 14,355 \text{ KN} < V_{plz} = 139,377 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous la charge verticale :**

$$V_Z = 4,441 < V_{plz} = 139,377 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$V_Z = 4,346 \text{ KN} < V_{plz} = 139,377 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

**b) Vérification au déversement :**➤ **Sous le vent :**

$$M_{sdy} = 21,532 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 56,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 21,532 \text{ KN.m} \leq M_r = 27,65 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 56,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,66 \text{ m} < M_r = 27,65 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Sous la neige :**

$$M_{sdy} = 6,516 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 56,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 6,516 \text{ KN.m} < M_r = 27,65 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Vérfication de la résistance :**

La condition à vérfier est :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{21,532 \cdot 10^2}{166,4 \cdot 23,5} \right)^2 + \left( \frac{0,252 \cdot 10^2}{34,6 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,33 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left( \frac{6,66 \cdot 10^2}{166,4 \cdot 23,5} \right)^2 + \left( \frac{0,444 \cdot 10^2}{34,6 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,083 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Sous la neige :**

$$\left( \frac{6,516 \cdot 10^2}{166,4 \cdot 23,5} \right)^2 + \left( \frac{0,435 \cdot 10^2}{34,6 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,081 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

• **Vérfication de la flèche :**

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

**Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{3,049 \cdot (6)^4}{1317,2,1} = 0,0186 \text{ m} = 1,86 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,28 \cdot (3)^4}{100,81 \cdot 2,1} = 0,0013m = 0,13cm < \frac{L}{200} = 1,5cm \quad \text{Vérfiée}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les pannes un **IPE180**.

### III.2-Calcul des liernes

#### III.2.1- Introduction :

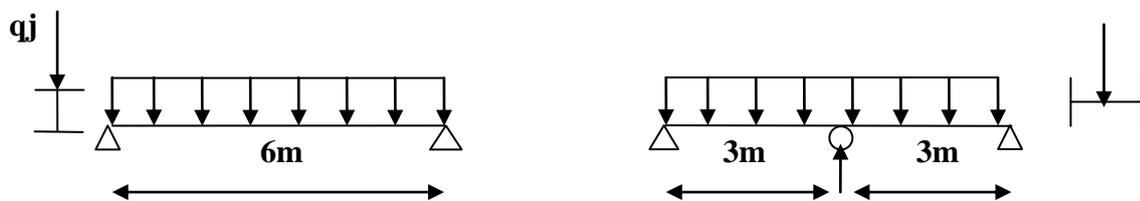
Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, l'effet de la charge  $Q_x$  (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections des pannes importantes, donc onéreuses.

#### III.2.2- Dimensionnement des liernes :

##### 2.2.1- Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = 1.25Q_y \times l_y$$



**Figure III.5** : les schémas statiques

$$Q_y = 1,35 G_y + 1,5 S_y \quad tq$$

$$G = (14+8) \cdot 2,07 + 18,8 = 64,34 \text{ Kg/ml}$$

$$G_y = G \sin 15^\circ$$

$$S_y = S \sin 15^\circ$$

$$Q_y = 0,387 \text{ KN/ml}$$

e : espacement entre les pannes.

L : la portée de la panne.

$$R = 1,25 \cdot Q_y \cdot l/2 = 1,25 \cdot (0,387) \cdot 6/2 = 1,451 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 : lierne1 :

$$T_1 = R/2 = 0,725 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$\text{Lierne2 : } T_2 = T_1 + R = 2,176 \text{ KN}$$

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = R + T_2 = 3,627 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

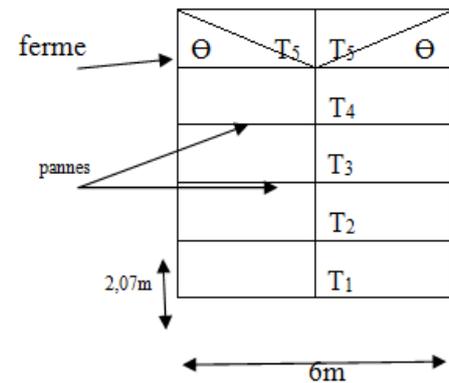


Fig III.6 : Représentation des efforts.

$$\text{Lierne4 : } T_4 = R + T_3 = 5,078 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L5 :

$$\text{avec : } \theta = 34,60^\circ \quad \text{tg } \theta = \arctg 2,07/3$$

$$2 T_5 \sin \theta = T_4$$

$$T_5 = T_4 / 2 \sin 34,6^\circ$$

$$T_5 = 4,471 \text{ KN}$$

### 2.2.2- Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est l4.

- Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{sd} = T_4$$

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{m0}$$

$$A \geq T_4 \cdot \gamma_{m0} / f_y$$

$$A \geq 5,078 \cdot 1,1 / 23,5$$

$$A \geq 0,237 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \quad \text{donc } \phi \geq [4 \cdot 0,237 / \pi]^{0,5}$$

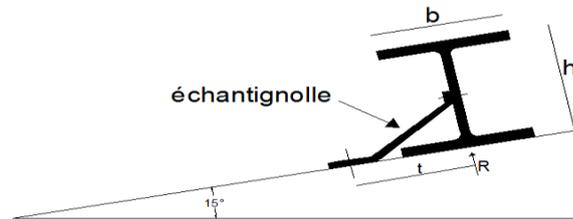
$$\Phi \geq 0,55 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre :  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

### III.3-Calcul de l'échantignolle :

#### III.3.1- Introduction :

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



**Fig.III.7 :** Echantignole.

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

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

$$\text{Pour un IPE180} \Rightarrow \begin{cases} b = 9,1\text{cm} \\ h = 18\text{cm} \end{cases}$$

$$9,1\text{cm} \leq t \leq 13,65\text{cm}$$

Soit  $t = 12\text{cm}$ .

#### III.3.2- Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

##### a) Effort de soulèvement :

$$Q_z = G \cos 15^\circ - 1,5V$$

$$Q_z = (0,643) \cos 15^\circ - 1,5 (3,604)$$

$$Q_z = -4,785\text{KN/ml}$$

##### b) Effort suivant rampant:

$$Q_y = 1,35 G_Y$$

$$Q_y = 1,35 G \sin 15^\circ$$

$$Q_y = 0,224 \text{ KN/ml}$$

##### • Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_z \cdot L/2 = 14,355\text{KN}$$

$$R_y = Q_y \cdot L/2 = 0,672\text{KN}$$

- **Echantignolle intermédiaire :**

$$R'_z = 2 \cdot R_z = 28,71 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2 \cdot R_y = 1,344 \text{ KN}$$

**c) Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_z t + R_y h/2$$

$$M_R = 28,71 \cdot 0,12 + 1,344 \cdot 0,09$$

$$M_R = 3,566 \text{ KN.m}$$

### III.3.3-Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple

Remarque :

Généralement les échantignolle sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sdy} \leq M_{el,rd}$$

$$M_{el,rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{m0} \quad \text{moment de résistance élastique de la section brute.}$$

#### 3.3.1-Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{3,56610^5 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^2} = 16,701 \text{ cm}^2$$

On a :  $W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6}$  section rectangulaire



**Fig.III.8 :** Dimensions de l'échantignolle.

**Remarque :** la largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L90\*90\*9

$b = 9 + 9 + 1 = 19 \text{ cm}$  ; avec l'épaisseur du gousset de 10mm.

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 16,701}{19}} = 2,3 \text{ cm}$$

Soit  $e = 2,5 \text{ cm}$ .

### III.4 Calcul des lisses de bardages

#### III.4.1- Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

#### III.4.2- Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

#### 4.2.1- Evaluation des charges et surcharges :

- On a  $10\text{m} \rightarrow 6$  (nombre espacement) d'après le tableau 1 des panneaux sandwich  
 $H_{\text{poteau}} = 6,92\text{m} \rightarrow n$

donc  $n = 4$  donc  $e = 1,73\text{m}$

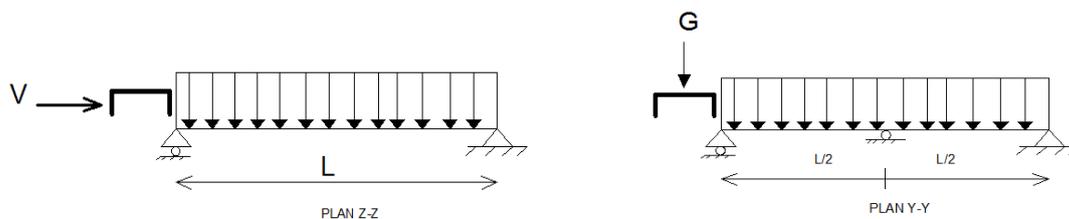


Figure III.9 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

#### a-charge permanent G (perpendiculaire à l'âme)

-Poids propre estime UAP 100

$$G = (14+8) 1,73 + 10,5 = 48,56 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,485 \text{ KN/ml}$$

#### b-surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)

$$v = 1,353 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 1,353 \cdot 1,73 = 2,341 \text{ KN/ml}$$

$$v = 2,341 \text{ KN/ml}$$

### III.4.3 Pré dimensionnement :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_w l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_w \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,341 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 627,053 \text{ cm}^4$$

On choisi **UAP 150**

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 796,06 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 93,25 \text{ cm}^4 \\ A = 22,84 \text{ cm}^2 \\ H = 15 \text{ cm} \\ G = 17,93 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G

$$G = (14+8) \cdot 1,73 + 17,93 = 0,559 \text{ KN/ml.}$$

### III.4.4 -Vérification à l'état limite ultime :

#### a-Vérification à la flexion :

-sous la condition de résistance :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1$$

$$M_y = 1,5 q_w l^2 / 8 = 1,5 \cdot 2,341 \cdot 6^2 / 8 = 15,8 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 1,35 G_y l^2 / 8 = 1,35 \cdot 0,559 \cdot 3^2 / 8 = 0,848 \text{ KN.m}$$

$$\text{UAP 150 : } W_{ply} = 125,27 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 38,91 \text{ cm}^3$$

$$\left( \frac{15,8 \cdot 10^2}{125,27 \cdot 23,5} \right)^2 + \left( \frac{0,848 \cdot 10^2}{38,91 \cdot 23,5} \right)^1 = 0,38 \leq 1 \quad \text{Vérifie}$$

**b- Vérification au cisaillement :**

$$V_z < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

$$V_z = 1,5vl/2 = 1,5 \cdot 2,341.6/2 = 10,53 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{11,28 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139,13 \text{ KN}$$

$$V_z < V_{plz} \quad \text{Vérifier}$$

L'effort tranchant est vérifié.

**c-Vérification au déversement :**

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

**Vérification au déversement :****➤ Sous le vent de dépression :**

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2,02}}{(1,88)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{300}{2,02}}{\frac{15}{1,03}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 97,91$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 1,04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,04 > 0,4 \quad \longrightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

A partir de la courbe de flambement a ;  $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_{lt} = 0,6376$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot M_{plyrd} = 17,06 \text{ KN.m}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left( \frac{M_{Ysd}}{M_{b,rd}} \right) + \left( \frac{M_{Zsd}}{M_{pl,zrd}} \right) \leq 1.0$$

$$\left( \frac{15,8}{17,06} \right) + \left( \frac{0,84}{8,31} \right) \leq 1.0 \quad \text{Vérifier}$$

### III.4.5- Vérification à l'état limite de service :

#### 4.5.1-Vérification à la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

#### a-Vérifier la flèche selon Z-Z

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,341 \cdot (600)^4}{796,06 \cdot 2,1 \cdot 10^5} 10^{-1} = 2,36 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifie}$$

#### b-Vérifier la flèche selon Y-Y

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{G_y l^4}{EI_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,559 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 93,25} = 4,817 \text{ cm} \geq \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{non vérifie}$$

$$\text{Donc } f_y = \frac{2,05}{384} \frac{G_y (l/2)^4}{EI_z} \leq \frac{L/2}{200} \quad (\text{cas des liernes})$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{G_y (l/2)^4}{EI_z} \leq \frac{L/2}{200}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,559 \cdot 10^{-2} \cdot (300)^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 93,25} = 0,123 \text{ cm} \leq \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérifie}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UAP150**.

### III.5- Calcul des liernes

#### III.5.1- Introduction :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses. Compte tenu de la faible inertie transversale des lisses, l'effet de la charge  $Q_x$  (perpendiculaire à l'âme de la lisse) devient préjudiciable et conduit à des sections de lisses importantes, donc onéreuses.

#### III.5.2- Dimensionnement des liernes :

##### 5.2.1- Calcul de l'effort de tractions dans le lierne le plus sollicité :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y \times l_y$$

$$Q_y = 1,35 G \quad \text{tq} \quad G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e)] + P_{\text{lisse}}$$

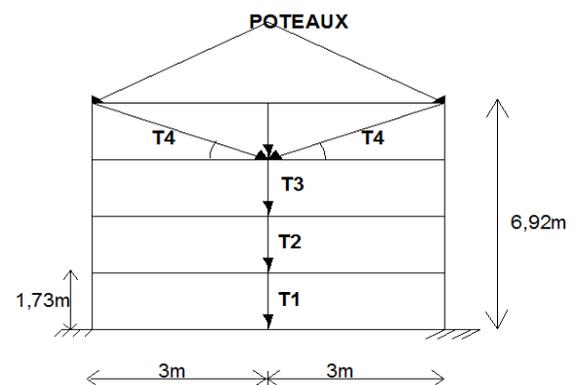
e : espacement entre les lisses de bardage

L : la porte de la lisse.

$$G = (14+8) \cdot 1,73 + 17,93 = 0,559 \text{ KN/ml}$$

$$R = 1,25 \cdot (1,35G) \cdot l/2$$

$$R = 1,25 \cdot (1,35 \cdot 0,559) \cdot 6/2 = 2,827 \text{ KN}$$



**Figure III.10** : présentations des efforts

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub> : lierne1 :

$$T_1 = R/2 = 1,413 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L<sub>2</sub> :

$$\text{Lierne2} : T_2 = T_1 + R = 4,24 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L<sub>3</sub> :

$$\text{Lierne 3 : } T_3 = R + T_2 = 7,067 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{avec : } \theta = 30^\circ \quad \text{tq } \theta = \arctg 1,73/3$$

$$2 T_4 \sin \theta = T_3$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin 30^\circ$$

$$T_4 = 7,067 \text{ KN}$$

### 5-2.2- Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est l<sub>3</sub>.

- Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{sd} = T_3$$

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{m0}$$

$$A \geq T_3 \cdot \gamma_{m0} / f_y$$

$$A \geq 7,067 \cdot 1,1 / 23,5$$

$$A \geq 0,330 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \quad \text{donc } \phi \geq [4 \cdot 0,330 / \pi]^{0,5}$$

$$\phi \geq 0,64 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre :  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

On va choisir un Ø10 pour les liernes des lisses.

## III.6--Calcul des potelets :

### III.6.1- Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture(bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

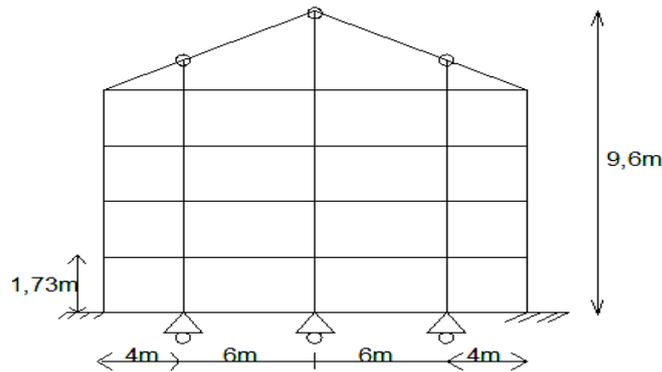


Figure III.11 schéma statique du potelet.

### III.6.2- Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

#### 6.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich) .....	14kg/m <sup>2</sup>
Poids propre de la lisse (UAP 150).....	17,93kg/ml
Accessoires de pose .....	8kg/m <sup>2</sup>

La longueur de la lisse et de : L=6m, et le nombre des lisses supporter par le potelet N=4lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S= (6×9,6)

L'entraxe des potelets e=6m (cas le plus défavorable).

$$G = (17,93 \times 4 \times 6) + (14 + 8) \times 6 \times 9,6 = 16,97 \text{ KN}$$

#### 6.2.2 Surcharge climatique V :

$$\text{Vent} \dots\dots\dots 116,461 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 116,461 \times 6 = 698,766 \text{ daN/ml}$$

### III.6.3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$V = 698,766 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times V = 1048,14 \text{ daN / ml}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V.l^4}{E.I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 698,766 \cdot 10^{-2} \cdot 960^3}{384,2 \cdot 1 \cdot 10^6} = 7666,46 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 300**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 8356,1 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 603,62 \text{ cm}^4 \\ A = 53,8 \text{ cm}^2 \\ H = 30 \text{ cm} \\ G = 42,2 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$

Donc  $G' = G + \text{Poids propre de potelet.}$

$$G' = 14,14 + 0,422 \cdot 6 = 19,50 \text{ KN}$$

### III.6.4- Vérification de la section à la résistance :

#### 6.4.1- sous la flexion :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou  $M_{c.Rd}$  est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 628,4 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 13424,909 \text{ daN.m}$$

$$Q_z = 1,5 \text{ V} = 1048,14 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1048,14 \cdot (9,6)^2}{8} = 12074,67 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd} \quad \text{OK}$$

#### 6.4.2 : Incidence de l'effort normale :

Si  $N_{sd} \leq \text{Min}(0,25 N_{pl.Rd}, 0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35 \times G' = 1,35 \times 1950 = 2632,5 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \cdot 2350}{1,1} = 114936,363 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 28734,09 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23179,545 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2632,5 \text{ daN} < \min(23179,545; 28734,09) = 23179,545 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

### III.6.5- Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

**-Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{\min}$

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

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

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{960}{12,46} = 77,046$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{77,046}{93,9} \times 1 = 0,820$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 300/150 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y**  $\longrightarrow$  courbe de flambement a ;  $\alpha = 0,21$  (tableau 3).

$$\chi_y = 0,7833$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{173}{3,35} = 51,64$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{51,64}{93,9} \times 1 = 0,549$$

Axe de flambement **z-z**  $\longrightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha=0,34$  (tableau 3).

$$\chi_z = 0,861$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,783; 0,861) = 0,783$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{173}{3,35}}{(1,132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{173}{3,35}}{\frac{30}{1,07}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 46,67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,497$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,497 > 0,4 \longrightarrow$  Il y a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(0,497 - 0,2) + 0,497^2 \right] = 0,654$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,926$$

$$\chi_{LT} = 0,926 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,820(2.1,3 - 4) + \frac{628,4 - 557,1}{557,1} = -1,02$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,02 \times 2632,5}{0,7833 \times 53,8 \times 2350} = 1,03 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,549 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,042 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,042 \cdot 2632,5}{0,861 \cdot 53,8 \cdot 2350} = 1$$

$$N_{Sd} = 2632,5 \text{ daN}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{1,5 V l^2}{8}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{1,5 \times 698,766 \times 9,6^2}{8} = 12074,57 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \cdot 2350}{1,1} = 114936,363 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 628,4 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 13424,909 \text{ daN.m}$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2632,5}{0,861 \cdot 114936,363} + \frac{1 \cdot 12074,57}{0,926 \cdot 13424,909} = 0,99 \leq 1 \quad \text{Vérifier}$$

## Conclusion

L'IPE 300 convient comme potelet.

### III.7- Calcul des fermes:

#### III.7.1- Introduction :

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées:

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

#### -Hypothèse de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremements plus ou moins parfait. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts, donc les sections des barres, d'au moins 10%.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- Les calculs sont effectués exclusivement en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquent pas aux poutres ajourées.

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

- Cas de soulèvement :  $G+1,5W$
- Cas de la neige seule:  $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 20m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant :

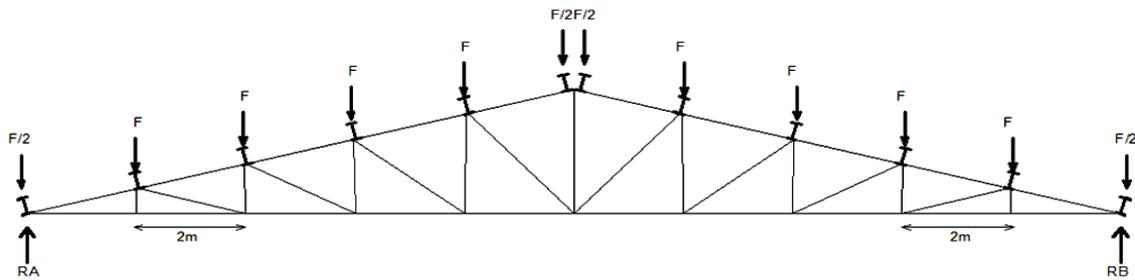


Fig.III.12 : Schéma statique de la ferme.

**III.7.2- Détermination des forces revenantes à la ferme :**

On a des fermes de 20m de longueur supportent 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 2,07m.

L'entre axe des fermes est de 6m

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

**7.2.1- Calcul des charges revenant a chaque nœud :**

**a) Nœud intermédiaire :**

$$S=2,07 \times 6= 12,42m^2$$

• **Poids propre**

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,22 \times 12,42=2,73KN$
- La panne (IPE 180)..... $0,188 \times 6=1,128 KN$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5  $Kg/m^2$ )\* ..... $0,04 \times 12,42=0,49KN$
- TOTAL.....**4,348 KN**

• **Surcharges climatiques**

**1-Surcharges du vent :**

La zone la plus chargée est F dont  $C_{pi} =0,8$

$$q_j =1,741KN/m^2$$

$$V=q_j \times S=1,741 \times 12,42 = 21,623 KN$$

**2-Surcharges de la neige**

$$S_{max} = 0,204KN/m^2$$

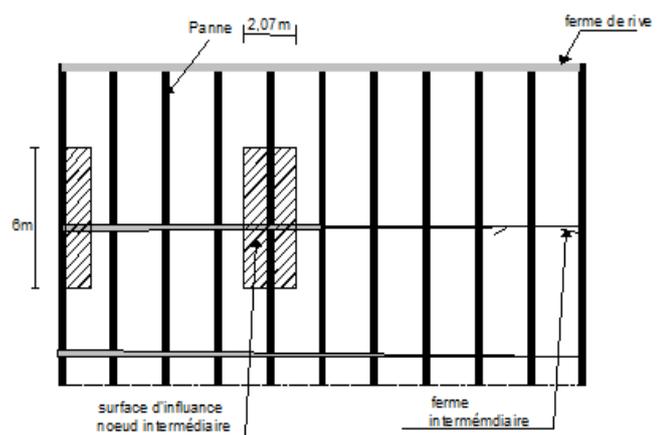


Fig.III.13 : Surface afférente des nœuds

La surface revenant à chaque nœud est de  $12,42\text{m}^2$

Donc  $S=0,204 \times 12,42 = 2,533\text{KN}$

**b) Nœud de rive :**

$S = 6,21\text{m}^2$  **Fig.III.13** : Surface afférente des nœuds

• **Poids propre**

-Couverture (panneau sandwichs + accessoires de pose) .....	$0,22 \times 6,21 = 1,366\text{KN}$
-La panne (IPE 180).....	$0,188 \times 6 = 1,128\text{KN}$
-Contreventements (la moyenne est 3 à 5 $\text{Kg/m}^2$ ) .....	$0,04 \times 6,21 = 0,248\text{KN}$
TOTAL.....	<b>2,742KN</b>

• **Surcharges du vent**

$V = q_j \times S = 1,741 \times 6,21 = 10,811\text{KN}$

• **Surcharges de la neige**

$S = 0,204 \times 6,21 = 1,266\text{KN}$

**III.7.3-- Calcul des forces selon les combinaisons de charges :**

**a) Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement**

$F = G + 1,5V = 4,348 + 1,5(-21,623) = -28,08\text{KN}$

- **Neige**

$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (4,348) + 1,5 \times 2,533 = 9,66\text{KN}$

**b) Nœud de rive :**

- **Soulèvement**

$F = G + 1,5V = 1,366 + 1,5(-10,811) = -14,85\text{KN}$

- **Neige**

$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (1,366) + 1,5 \times 1,266 = 3,74\text{KN}$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	Sous G+1,5V (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	-452,09	+199,57
Membrures inférieur	+436,69	-192,78
Diagonales	+82,47	-36,48
Montants	-66,90	+28,12

Tab.III.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

**Remarque :**

- la combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : G+1,5V.
- convention de signe (+) tension et (-) compression.

**III.7.4- Dimensionnement des barres :**

**7.4.1- Membrures supérieure :**

$$N^{\max} = -452,09 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$N_{sd} = 199,57 \text{ KN (+) traction}$$

L longueur  $l_0$  de la barres :  $l_0 = 2 / \cos \alpha = 2,07 \text{ m}$

$$L_y = 0,9 l_0 = 1,863 \text{ m}$$

$$L_z = l_0 = 2,07 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 2,07 \text{ m}$$

$$I_{\text{nec}} \geq N_{sd} L^2 / \pi^2 E = 452,09 \cdot 2,07^2 / \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 = 93,49 \text{ cm}^2$$

Soit un double cornier L75\*75\*7

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

$$\Delta^2 = d + 0,5$$

$I_\beta$  ;  $I_z$  d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

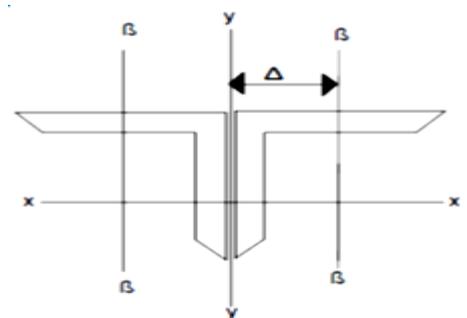


Fig.III.14 : doubles cornières

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 52,61 = 105,22 \text{ cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[52,61 + 10,10(2,6)^2] = 241,772 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{52,61}{10,10}} = 2,28 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{241,772}{10,10}} = 4,89 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{186,3}{2,28} = 81,71$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{207}{4,89} = 42,33$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{81,71}{93,9} \right] = 0,87$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{42,33}{93,9} \right] = 0,45$$

$$\bar{\lambda}_y > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z > 0,2$$

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

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

EC3 Art 5.5.1.2

courbe (c)  $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(0,87 - 0,2) + 0,87^2 \right] = 1,042$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\Phi + \left[ \Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,042 + \left[ 1,042^2 - 0,87^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,619$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,619 \cdot 10,10,2 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 267,12 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 452,09 \text{ KN} > N_{crd} = 267,12 \text{ KN}$$

Non vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (90×90×9)**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 115,83 = 231,66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 115,83 + 15,52(3,04)^2 \right] = 518,519 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{115,83}{15,52}} = 2,73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{518,519}{15,52}} = 5,78 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 68,24$$

$$\lambda_z = 35,81$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \left[ \frac{68,24}{93,9} \right] = 0,72 > 0,2$$

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

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\bar{\lambda}_{\max} = 0,73 \quad \text{donc } \chi_{\min} = \mathbf{0,706}$$

$$N_{crd} = 0,706 \cdot 2 \cdot 15,52 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 468,167 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 452,09 \text{ KN} < N_{crd} = 468,167 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} = +199,57 \text{ KN (tension)}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

$N_{pl,rd} = A_f y / \gamma_{m0}$  : résistance plastique de la section brute.

$N_{u,rd} = 0,9 A_{\text{nette}} \cdot f_u / \gamma_{m2}$  : résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.

**a) Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot 15,52 \cdot 23,5 / 1,1 = 663,127 \text{ KN}$$

**b) Résistance ultime de la section nette :**

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \beta_3 A_{nette} \cdot f_u / \gamma_{m2}$$

$$P_1 = 100\text{mm} ; e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 \geq 5d_0 = 5 \cdot 13 = 65\text{mm}$$

$d_0 = 13\text{mm}$  : diamètre de trous

donc  $\beta_3 = 0,7$  (tableau 1)

$$A_{nette} = 2(15,52 - 0,9 \cdot 1,3) = 28,7\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,7 \cdot 28,7 \cdot 36 / 1,25 = 578,592\text{ KN}$$

$$N_{sd} = 199,57 \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 578,592\text{ KN} \quad \text{Verifier}$$

**7.4.2- Membrures inférieures :**

$$N^{\max} = +436,69\text{KN (+)} \text{ pour la traction}$$

$$N_{sd} = -192,78\text{KN (-)} \text{ compression}$$

L longueur  $l_0$  de la barres :  $l_0 = 2\text{m}$

$$L_y = 0,9 l_0 = 1,8\text{m}$$

$$L_z = l_0 = 2\text{m}$$

$$L_{\max} = 2\text{m}$$

$$N^{\max} = 436,69\text{KN}$$

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

$$A \geq \frac{436,69 \cdot 1,1}{23,5} = 20,44\text{cm}^2$$

**Remarque:** dans les fermes de portées  $L \leq 24\text{m}$ , on n'échange pas les sections des membrures.

Donc on choisi double cornières à **2L (90×90×9)**

$$A_c = 15,52\text{ cm}^2$$

$$A = 31,04\text{ cm}^2$$

- **Faire la vérification de la section choisie à la résistance :**

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

- a) Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{pl,rd} = 31,04 \cdot 23,5 / 1,1 = 663,127 \text{ KN}$$

- b) Résistance ultime de la section nette :**

$$A_{nette} = 2(15,52 - 0,9 \cdot 1,3) = 28,7 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,7 \cdot 31,04 \cdot 36 / 1,25 = 625,766 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 436,69 \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 625,766 \text{ KN} \quad \text{Vérifier}$$

- **Vérification à la compression :**

$$N_{sd} = -192,78 \text{ KN}$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 115,83 = 231,66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[ 115,83 + 15,52(3,04)^2 \right] = 518,519 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{115,83}{15,52}} = 2,73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{518,519}{15,52}} = 5,78 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 65,93$$

$$\lambda_z = 34,60$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \left[ \frac{65,93}{93,9} \right] = 0,70 > 0,2$$

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

**Calcul de  $\chi_{\min}$**

$$\bar{\lambda}_{\max} = 0,70 \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,725$$

$$N_{crd} = 0,725 \cdot 2 \cdot 15,52 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 480,76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 192,78 \text{ KN} < N_{crd} = 480,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### 7.4.3- La diagonale :

$$N^{\max} = 82,47 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd} = -36,48 \text{ KN (compression)}$$

$$L_0 = 2,93 \text{ m} = 293 \text{ cm}$$

$$L_y = 0,8 L_0 = 234,4 \text{ cm}$$

$$L_z = L_0 = 293 \text{ cm}$$

$$N^{\max} = 82,47 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{82,47 \cdot 1,1}{23,5} = 3,86 \text{ cm}^2$$

Soit un double cornier **2L (50×50×7)**

• **Vérification de la section choisie à la résistance :**

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

**a) Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{pl,rd} = 13,12 \cdot 23,5 / 1,1 = 280,29 \text{ KN}$$

**b) Résistance ultime de la section nette :**

$$A_{nette} = 2(6,56 - 0,7 \cdot 1,3) = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,7 \cdot 11,3 \cdot 36 / 1,25 = 227,808 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 82,47 \text{ KN} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 227,808 \text{ KN} \quad \text{Vérifier}$$

**7.4.4- Le montant :**

$$N^{\max} = -66,90 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$N_{sd} = 28,12 \text{ KN (+) traction}$$

$$L_0 = 2,93 \text{ m} = 293 \text{ cm}$$

$$L_y = 0,8 L_0 = 234,4 \text{ cm}$$

$$L_z = L_0 = 293 \text{ cm}$$

$$I_{nec} \geq N_{sd} L^2 / \pi^2 E = 66,9 \cdot 268^2 / \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 = 23,183 \text{ cm}^2$$

Soit un double cornier 2L50\*50\*7

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

$$\Delta^2 = d + 0,5$$

$I_\beta$  :  $I_z$  d'une seule cornière.

$A_c$  : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 14,61 = 29,22 \text{ cm}^4 \quad ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[14,61 + 6,56(1,99)^2] = 81,176 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{29,22}{13,12}} = 1,49 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{81,176}{13,12}} = 2,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{214,4}{1,49} = 143,89$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{268}{2,48} = 108,064$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{143,89}{93,9} \right] = 1,53$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{108,064}{93,9} \right] = 1,15 > 0,2$$

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

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\bar{\lambda}_{\max} = 0,153 \quad \text{donc } \chi_{\min} = \mathbf{0,253}$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,253 \cdot 6,56 \cdot 2 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 70,913 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 66,90 \text{ KN} < N_{crd} = 70,913 \text{ KN}$$

vérifiée

#### • Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

#### -Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = 13,12 \cdot 23,5 / 1,1 = 280,29 \text{ KN}$$

#### . Résistance ultime de la section nette :

$$A_{nette} = 2(6,56 - 0,7 \cdot 1,3) = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = 0,7 \cdot 11,3 \cdot 36 / 1,25 = 227,808 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28,12 \text{ KN} \leq N_{trd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 227,808 \text{ KN} \quad \text{Vérifier}$$

**Conclusion :**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	<b>2L (90×90×9)</b>
Membrures inférieures	<b>2L (90×90×9)</b>
Les diagonales	<b>2L (50×50×7)</b>
Les montants	<b>2L (50×50×7)</b>

**Tab.III.2 :** Les sections de la ferme choisies.

**III.7.5- Calcul du poids réel de la ferme :**

- **Membrane supérieure :**  
2L (60×60×8) à 12,18 kg/ml.  
Longueur : 20,70 m  
Poids des membrures supérieures ( $W_{ms}$ ) = 24,36 . 20,7 = 504,252 kg.
- **Membrane inférieure :**  
2L (90×90×9) à 12,18 kg/ml.  
Longueur : 20 m  
Poids des membrures inférieures ( $W_{mi}$ ) = 24,36. 20 = 487,2 kg.
- **Montants :**  
2L (50×50×7) à 5,15 kg/ml.  
Longueur totale : 16,14 m  
Poids des montants ( $W_m$ ) = 10,3. 16,14 = 166,242 kg.
- **Diagonales :**  
2L (50×50×7) à 5,15 kg/ml.  
Longueur totale : 19,66 m  
Poids des diagonales ( $W_d$ ) = 10,3. 19,66 = 202,498kg.
  - **Poids total de la ferme :**

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 504,252 + 487,2 + 166,242 + 202,498 = 1360,192 \text{ kg.}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est :  $W = 1360,192 \cdot 1,2 = 1632,23 \text{ Kg}$

$$\text{Soit } \frac{W}{6.20} = 13,6 \text{ Kg/m}^2.$$

**IV.1 Introduction :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

**IV.2 Contreventements de toiture (poutre au vent) :**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

**IV 2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :**

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

**Remarques**

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

## IV.2.1.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

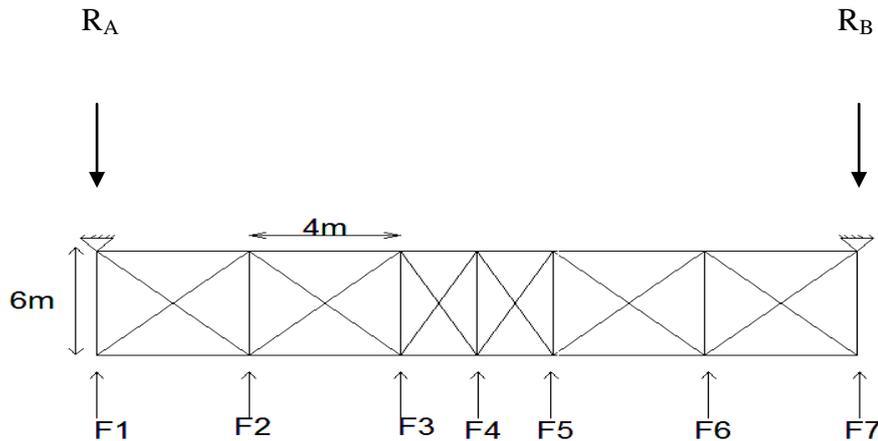


Figure IV.1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon.

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{10} \right) + \frac{F_e}{10}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_e}{5}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{3b}{20} \right) + \frac{3F_e}{20}$$

$$F_4 = \left( V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{10} \right) + \frac{F_e}{10}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de V est donnée comme suit :

$$V = V_{\max} = V_E = 82.706 = 82.706 \text{ daN}$$

La force d'entraînement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture, est trouvée égale à :

$$F_e = F_{fr} = 2604.474 \text{ daN}$$

## a) Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$F_1 = \left( 82.7 \times \frac{20}{10} \right) + \frac{2604.747}{10} = 897.88 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( 82.7 \times \frac{7.9}{2} \times \frac{20}{5} \right) + \frac{2604.747}{5} = 1827.64 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( 82.7 \times \frac{9.06}{2} \times \frac{3 \times 20}{20} \right) + \frac{3 \times 2604.747}{20} = 1514.64 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left( 82.7 \times \frac{9.6}{2} \times \frac{20}{10} \right) + \frac{2604.74}{10} = 1314.86 \text{ daN}$$

### b) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode d'isolation des nœuds.
- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

### c) 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 leur grand élancement, 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 de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$R_A = R_B \longrightarrow 2R_A = 2R_B = 2(F_1 + F_2 + F_3) + F_4$$

Donc :

$$R_A = R_B = R = 4897.60 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{6} \implies \theta = \arctg \frac{4}{6} = 34^\circ$$

$$\sum F_v = 0 \implies -R + F_1 + F_d \cos \theta = 0$$

D'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{4897.60 - 897.88}{\cos 34^\circ} = 5190.98 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 F_d = 7786.47 \text{ daN}$$

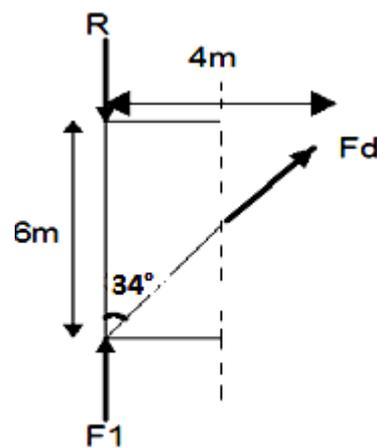


Figure IV.2 : méthode des coupures.

**d) Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7786.47 \times 1.1}{2350} = 3.64 \text{cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L 45x45x5** ( $A = 4.30 \text{cm}^2$ ).

**e) Vérification à la résistance ultime de la section :**

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L 45x45x5** ( $A = 4.30 \text{cm}^2$ ), avec un boulon de 12 mm et trou de 13mm.

Section nette :  $A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{cm}^2$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 9460.8 \text{daN}$$

$$N_{sd} = 7786.47 \text{daN} \leq N_u = 9460.8 \text{daN}$$

une cornière isolée de **L 45x45x5** ( $A = 4.30 \text{cm}^2$ ), avec un boulon de 12 mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent .

**IV.2.2 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 de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. La formule de vérification est la suivante :

**IV.2.2.1 Vérification de la section à la résistance :**

Section de classe 1 et 2 :

$$\left( \frac{M_{ysd}}{M_{Nyrd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{zsd}}{M_{Nzrd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Avec :  $M_{Nyrd} = M_{ply.rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$

$$M_{Nzrd} = M_{plz.rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min(A_w/A ; 0.5)$$

$$A_w = A - 2bt_f$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} ; N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

**a) Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

**Flexion déviée (calcul des pannes)**

$$G = 57.54 \text{ daN/ml}$$

$$N = 42.2 \text{ daN/ml}$$

**Compression :**

$$V = F_2 = 1827.64 \text{ daN}$$

**Combinaison de charge :**

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

Donc :

$$Q_{sd} = 1.35 \times 57.54 + 1.35 \times 42.2 = 134.64 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 130.06 \text{ daN}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} l^2}{8} = 585.27 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y_{sd}} = Q_{sd} \sin \alpha = 34.84 \text{ daN}$$

$$M_{z_{sd}} = \frac{Q_{y_{sd}} (l/2)^2}{8} = 39.19 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 2467.31 \text{ daN}$$

**Caractéristiques géométriques de l'IPE180**

$$W_{el.y} = 146.3 \text{ cm}^3 \quad W_{el.z} = 22.16 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y}=166.4 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z}=34.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3554.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 736.18 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN}$$

### b) Incidence de l'effort tranchant :

Si :  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.rd}$  → il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant .

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

### c) Incidence de l'effort normal :

Si :  $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl.rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$  → il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl.rd} = 12764.77 \text{ daN}$$

$$A_w = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 9.34 \times 2350}{1.1} = 9976.81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2467.31 \text{ daN} < \min(12764.77 ; 9976.81) = 9976.81 \text{ daN}$$

→ l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Nyrd} = M_{ply.rd}$$

$$M_{Nzrd} = M_{plz.rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left( \frac{M_{ysd}}{M_{Nyrd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{zsd}}{M_{Nzrd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\text{Ou :} \quad \alpha = 2 \quad \beta = 1$$

$$\left(\frac{585.27}{3554.9}\right)^2 + \left(\frac{39.19}{739.18}\right)^1 = 0.08 < 1.0$$

#### IV.2.2.Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

##### Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

##### Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

##### Combinaison à l'ELU :

G-1.5V

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5V$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1.5F_2$$

Avec :

$$G=57.54\text{daN/ml} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$V= -360.4 \text{ daN/ml} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$F_2= 1827.64\text{daN/ml} \quad \text{« effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

##### Charge de flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos\alpha - 1.5V = -485.02\text{daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin\alpha = 20.1\text{daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd}l^2}{8} = \frac{485.02 \times 6^2}{8} = 2182.59 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd}(l/2)^2}{8} = \frac{20.1 \times 3^2}{8} = 22.61\text{daN.m}$$

**Charge de compression**

$$N_{sd} = 1.5F_2 = 2741.46 \text{ daN}$$

**La formule de vérification aux instabilité est la suivante :**

- Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z N_{pl.rd}} + \frac{K_{lt} M_{y.sd}}{X_{lt} M_{ply.rd}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1.0$$

On à :

$$N_{pl.rd} = 51059 \text{ daN}$$

$$M_{ply.rd} = 3554.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = 739.18 \text{ daN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :

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

**Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

**Flambement par rapport à l'axe faible z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :  $\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \cdot 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{146.34}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 1.55$$

**Courbe de flambement :**

$$h/b = 180/91 = 1.97 > 1.2$$

axe de flambement y-y  $\longrightarrow$  courbe de flambement « a »

$$\alpha_y = 0.21$$

axe de flambement z-z  $\longrightarrow$  courbe de flambement « b »

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.93 + [0.93 - 0.86^2]^{0.5}} = 0.77$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.93$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.93 + [1.93^2 - 1.55^2]^{0.5}} = 0.32$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.77 ; 0.32)$$

**Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec :  $\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement.

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ pour les sections laminées}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1 et 2

$\lambda_{LT}$  : Élancement de l'élément vis-à-vis au déversement ; pour les profilés laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2,05}}{(1,132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{300}{2,05}}{\frac{18}{0,8}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 80,33$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,85 > 0,4$$

On tenir compte du risque de déversement

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ &= 0,5 \left[ 1 + 0,21(0,85 - 0,2) + 0,85^2 \right] \\ &= 0,92 \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,78$$

**Calcul des coefficients K :**

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

Avec  $\beta_{MLT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{MLT} = 1.3 \quad \text{pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie}$$

Donc  $\mu_{LT} = 0.30 < 0.9$  .....OK

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.3 \times 2741.466}{0.32 \times 23.9 \times 2350} = 0.95$$

$k_{LT} = 0.95 < 1$  .....OK

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.86(2 \times 1.3 - 4) + \frac{166.4 - 146.3}{146.3} = 1.06 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(-1.06) \times 2741.466}{0.77 \times 23.9 \times 2350} = 1.06 < 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.55(2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.16}{22.16} = -1.6 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(-1.6) \times 2741.466}{0.32 \times 23.9 \times 2350} = 1.24 < 1.5$$

▪ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} M_{y,sd}}{X_{lt} M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0$$

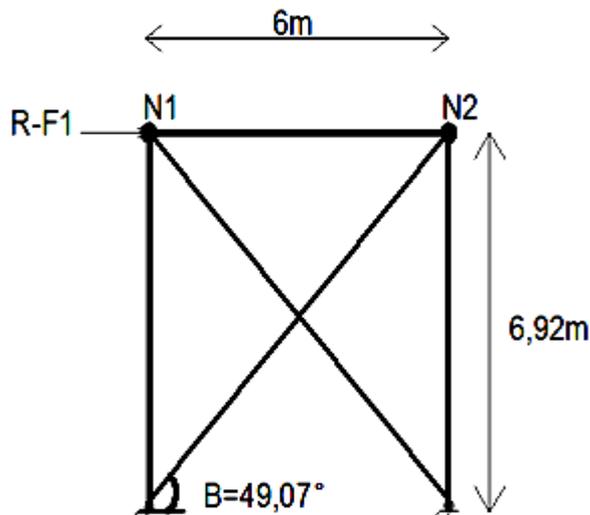
$$\frac{2741.466}{0.32 \times 51059.09} + \frac{0.95 \times 2182.59}{0.78 \times 3554.9} + \frac{1.24 \times 22.61}{739.18} = 0.95 < 1 \quad \text{.....OK}$$

Le profilé **IPE180** est adéquat comme panne de toiture.

**IV.3 Contreventement verticale (Palée de stabilité)**

**IV.3.1 Calcul de Palée de stabilité en long pan:**

Les palée de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) .on ne fait travailler que les diagonal tendu, comme dans le cas de la poutre au vent.



**Figure IV.3 :** palée de stabilité en long pan.

**a) Dimensionnement de la palée de stabilité :**

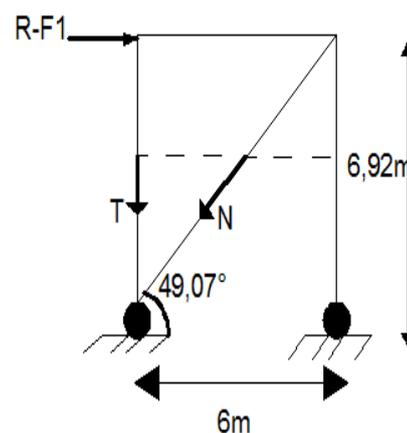
Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures :

$$-N \cos\beta + (R - F_1) = 0$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = 6105.173 \text{ daN}$$

**b) Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :



**Figure IV.4 :** méthode des coupures.

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 9157.760 daN$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{9157.760 \times 1.1}{2350} = 4.28 cm^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **60X60X6** ( $A=6.91 cm^2$ ).

### IV.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section :

on opte pour une cornière isolée de 60X60X6 avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{net} = A_1 + \xi \times A_2$$

$$A_1 = [(6 \times 0,6) - (1,3 \times 0,6)] = 2.82 cm^2$$

$$A_2 = [(6 - 0,6) \times 0,6] = 3.24 cm^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,723$$

$$A_{net} = 2.82 + 0,723 \times 3.24 = 5.16 cm^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times 5.16 \times 36}{1,25} = 133.74 KN$$

$$N_{sd} = 91.57 KN < N_{u.Rd} = 133.74 KN \quad \dots OK$$

Donc on opte une cornière 60X60X6.

## V.1-Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot Structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

## V.2- Analyse de la structure :

### V.2.1- Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
  
- Les chargements dynamiques :
  - Les effets sismiques.

## V.3- Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V.3.1- la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basée sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

**a) Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**b) Calcul de la force sismique totale :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** ( $H=9,6m < 17m$ )

Nous trouverons :  $A = 0.20$ .

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Dans notre cas : site (S2)  $\longrightarrow T_1 = 0.15s$  ;  $T_2$  (sec) =  $0.4s$ .

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1,08 > 0.7$

$$\eta = 1,08$$

### Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 9,6 \text{ m.}$$

$C_T$  = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

$$\text{D'où : } C_T = 0,085$$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 9,6^{3/4} = 0,463s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

- **Sens transversal :**

Portique autostables ordinaires **R =4**

- **Sens longitudinal :**

Ossature contreventée par palée triangulées en X **R=4**

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P <sub>q</sub>
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0

**Tab. V.1** : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

**W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W<sub>Gi</sub> : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W<sub>Qi</sub> : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas  $\beta = 0,3$

$$W_G = 1259,20KN$$

$$W_Q = 0KN$$

$$W = 1259,20KN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1}{4} \times 1259,2 = 169,99 \text{ KN}$$

$$V = 169,99 \text{ KN}$$

### V.3.2- Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### 1) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A,  $\eta$ , R,  $T_1$ ,  $T_2$ , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1 \quad A = 0,20 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

#### 2) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

**3) Résultat de calcul :**

**a) Pourcentage de participation de masse :**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
71/ 1	0,52	77,62	0,01	77,62	0,01	87972,36	87972,36
71/ 2	0,41	78,63	0,03	1,01	0,02	87972,36	87972,36
71/ 3	0,30	83,17	0,17	4,54	0,14	87972,36	87972,36
71/ 4	0,28	83,19	63,86	0,02	63,69	87972,36	87972,36
71/ 5	0,24	83,19	63,86	0,00	0,00	87972,36	87972,36
71/ 6	0,22	83,20	73,52	0,00	9,66	87972,36	87972,36
71/ 7	0,22	83,22	73,57	0,03	0,05	87972,36	87972,36
71/ 8	0,18	83,22	73,57	0,00	0,00	87972,36	87972,36
71/ 9	0,17	83,28	73,57	0,06	0,00	87972,36	87972,36
71/ 10	0,17	83,37	73,57	0,08	0,00	87972,36	87972,36

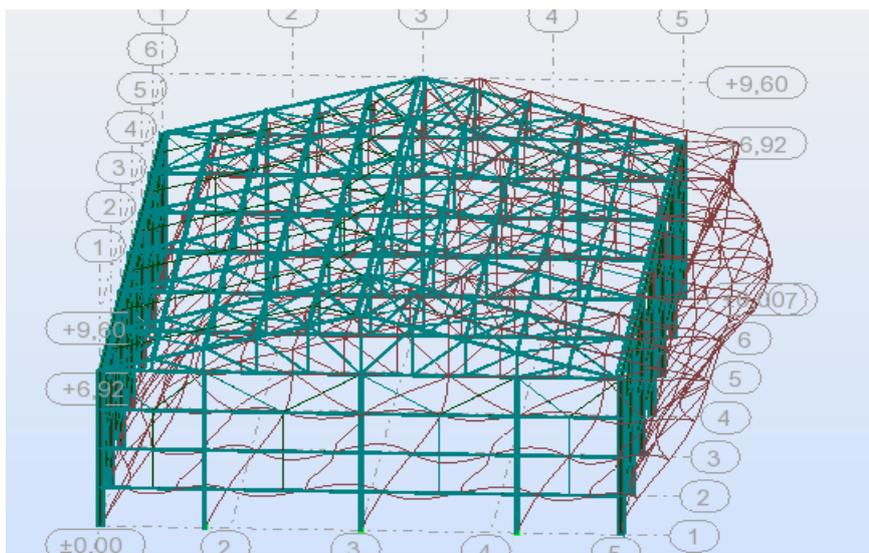
**Tab. V.2 :** pourcentage de participation de masse.

**b) Les réponses modales de la structure :**

➤ **Déformation modale :**

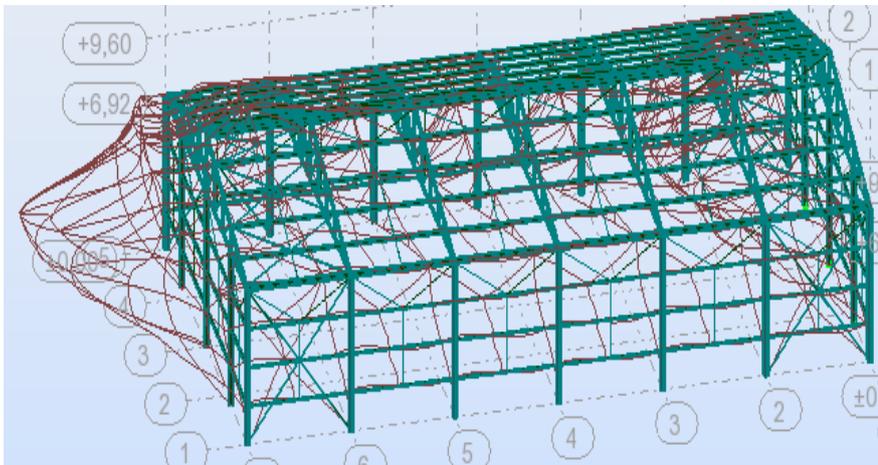
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0,52s, taux de participation de la masse 77,62%**



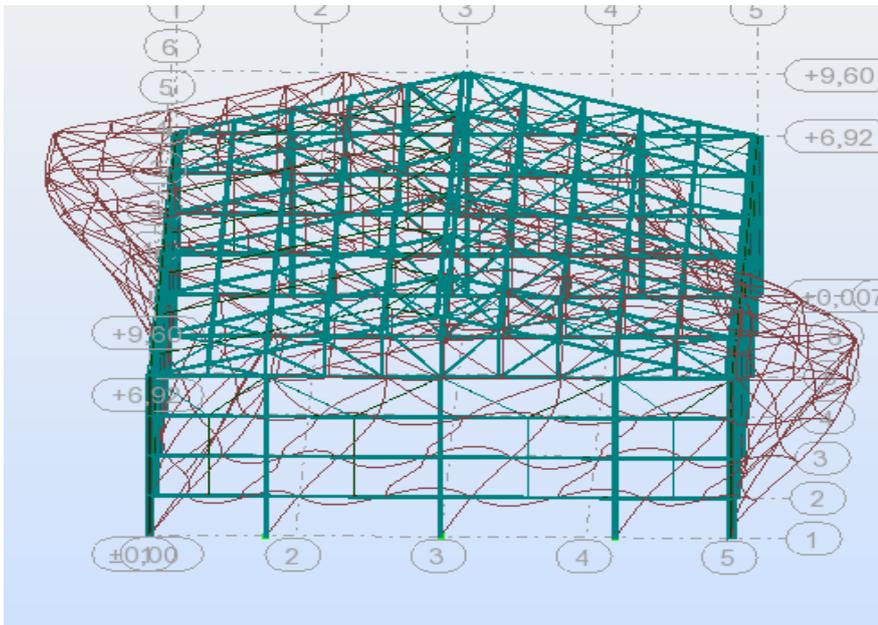
**Figure V.1 :** mode de déformation suivant (1).

- **Mode 4 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0,28s$ , taux de participation de la masse 63,69%**



**Figure V.2** : mode de déformation suivant (4).

- **Mode 5 : Rotation, période  $T = 0,24s$**



**Figure V.3** : mode de déformation suivant (5).

#### V.4-Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**V.4.1- Les combinaisons de calcul :****Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

V3D : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.

V3S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

V1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.

V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
$G+1,5V1D$	$G + V1D$
$G+1,5V1S$	$G + V1S$
$G+1,5V3D$	$G + V3D$
$G+1,5V3S$	$G + V3S$
$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$
$1,35G + 1,5 N$	$G + N$
$1,35(G + Q + N)$	$G + 0,9(Q + N)$
$G + Q + E$	
$G + Q - E$	
$G + E$	
$G - E$	
$0,8G + E$	
$0,8G - E$	
$G+Q+1,2E$	
$G+Q-1,2E$	

**Tab. V.3 :** Combinaisons de calcul.

**V.4.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	169,99	135,99	107,19	Non vérifiée
Sens yy	169,99	135,99	18,96	Non vérifiée

**Tab. V.4 :** Vérification de l'effort tranchant à la base.

$V_{dyn} < 0,8V_{sta}$  on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant  $E_x, E_y$  par le rapport  $0.8V/V_t$  respectivement.

#### V.4.3- Vérification des déplacements :

##### 1<sup>er</sup> Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

##### Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)}$$

Ou  $h$  : hauteur du poteau

##### Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	4,8	0,6
Suivant Y	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	5,1	0,7
Suivant Z	1,35(G+Q+V3D)	1,35(G+Q+S)	4,9	2,3

**Tab. V.5 :** Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{692}{150} = 4,61cm \\ \frac{h}{125} = \frac{692}{125} = 5,53cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2000}{200} = 10cm \end{array} \right.$$

Les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

## 2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement (R=4)

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,024	0,026	0,096	0,10

**Tab. V.6** : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{960}{100} = 9,60cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9,60 cm, donc ils sont vérifiés.

### V.4.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Sens X-X :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\theta_k$
9,60	0,096	1259,20	169,99	9,60	0,01	0,07

**Tab. V.7 :** Effet P- $\Delta$  suivant X-X.

$\theta_k = 0,07 < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\theta_k$
9,60	0,10	1259,20	169,99	9,60	0,011	0,08

**Tab. V.8 :** Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,08 < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

Après le pré dimensionnement des éléments et modélisation de la structure, on passe aux différentes vérifications (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

### VI.1 Vérification des éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sont :

#### VI.1.1) A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

#### VI.1.2) Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

#### VI.1.3) La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{sd}$ : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$ : Effort résistant.

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		$N_{sd}$ (KN)	$N_{rd}$ (KN)	$N_{sd}/N_{rd}$	Observations
Membrures supérieures	Compression	-405,77	450	0,9	Vérifier
	Traction	189,21	636,12	0,29	Vérifier
Membrane inférieures	Compression	-183,33	298,40	0,61	Vérifier
	Traction	320,06	663,12	0,48	Vérifier
Montants	Compression	-51,37	70,913	0,72	Vérifier
	Traction	120,06	280,29	0,42	Vérifier
Diagonales	Compression	-82,8	95,13	0,87	Vérifier
	Traction	34,03	280,29	0,12	Vérifier

**Tableau.VI.1** : Vérification des éléments de la ferme.

**VI.2 Vérification des diagonales de contreventement horizontal :**

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Eléments		N <sub>Sd</sub> (KN)
<b>Contreventement horizontal</b>	traction	50.22
	compression	-41.46

**Tableau VI.2 :** les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.

**VI.2.1 Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: **L45x45x5**(A=4,30cm<sup>2</sup>)

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{4.3 \times 23,5}{1.1} = 91.86 \text{KN} \\ N_{sd} &= 50.22 \text{KN} < N_{rd} = 91.86 \text{KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

**VI.2.2 Vérification au flambement :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 41.46 \text{KN}$$

$$l_k = 317 \text{cm}$$

$$I_y = 7.84 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7.84}{4.3}} = 1.35 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{317}{1.35} = 234.81$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ E / f_y \right]^{0.5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{234.81}{93.9} \right] = 2.5 > 0.2$$

Si l y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0.13$$

$$N_{rd} = 0.13 \times 1 \times 4.3 \times \frac{23.5}{1.1} = 11.94 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 41.46 \text{ KN} > N_{rd} = 11.34 \text{ KN} \quad \text{non vérifié.}$$

On augmente la section des diagonales à **L (70×70×7)**.

$$L(70 \times 70 \times 7) \Rightarrow A = 9.4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 42.3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 95.095 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2.12 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 149.52$$

$$i_z = 3.18 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 99.68$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.59 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.06 > 0.2$$

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

#### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\chi_y = 0.28$$

$$\chi_z = 0.54$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.28$$

$$N_{crd} = 0.28 \times 1 \times 9.4 \times \frac{23.5}{1.1} = 56.22 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 41.46 \text{ KN} < N_{crd} = 56.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

#### VI.3- Vérification des diagonales de palée de stabilité :

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement vertical (palée de stabilité) sont représentés dans le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)
Compression	G+1.5V3S	-34.02
Traction	G+1.5V3S	37.57

**Tableau VI.3 :** les efforts dans les diagonales de palée de stabilité.

**VI.3.1-Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{6.91 \times 23,5}{1.1} = 141.62 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 37.57 \text{ KN} < N_{rd} = 141.62 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

**VI.3.2-Vérification au flambement :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 34.02 \text{ KN}$$

$$l_k = 457 \text{ cm}$$

$$L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$I_Z = [I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = I_\alpha = 22.79 \text{ cm}^4$$

$$I_Z = [22.79 + 6.9 \times 1.69^2] = 42.52 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = 2,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{457}{1,81} = 252.48$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{349}{2,86} = 184.27$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{252.48}{93,9} \right] = 2.68 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{184.27}{93,9} \right] = 1,96$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 2,68 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,96 > 0,2 \end{cases}$$

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

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\chi_y = 0,20 \quad \chi_z = 0,21$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,20$$

$$N_{rd} = 0,20 \times 1 \times 6,91 \times \frac{23,5}{1,1} = 29,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 37,57 \text{ KN} > N_{rd} = 29,52 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

On augmente la section des diagonales à L (90×90×7).

$$L(90 \times 90 \times 7) \Rightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2$$

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

$$I_y = I_\alpha = 92,55 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 166,02 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,74 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 3,68 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{457}{2,74} = 166,78$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{457}{3,68} = 124,18$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{166,78}{93,9} \right] = 1,77 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{124,18}{93,9} \right] = 1,32$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,77 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,32 > 0,2 \end{cases}$$

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

### Calcul de $\chi_{\min}$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,24$$

$$N_{rd} = 0,24 \times 1 \times 12,24 \times \frac{23,5}{1,1} = 62,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 37,575 \text{ KN} < N_{rd} = 62,57 \text{ KN} \quad \text{Vérifié.}$$

On opte pour tous les diagonales des palées de stabilité des cornières de **L (90.90.7)**.

## VI.4-Vérification des poteaux HEA300 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	H (m)	N (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)	$V_z$ (kN)	$V_y$ (kN)
(G+1,5V1D)	6.92	-125.92	$M_y=22.67$	$M_z=1.45$	6.55	0.75

**Tableau VI.4 :** sollicitations sur le poteau HEA300

### VI.4.1-Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{14} = 10,71 < 11\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 2

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8.5} = 24. < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 2.

- **Vérification à l'effort tranchant**

- **Suivant Z-Z :**

Il faut vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 6.55 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 37.3 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 460.06 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < 0.5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} = 22.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1383.3 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 295.52 \text{ kN.m} > M_{Sd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{112.5 \times 23.5}{1.1} = 2403.40 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 125.92 \text{ kN} < N_{pl,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

#### VI.4.2-Vérification de l'élément aux instabilités :

- **Vérification au flambement :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pL,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{k_Z \cdot M_{z,Sd}}{M_{pLz,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{\min}$

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

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

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{692 \times 0.5}{12.74} = 27.15 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{27.15}{93.9} \times 1 = 0.28$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 290/300 = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement **y-y**  $\longrightarrow$  courbe de flambement (b) ;  $\alpha = 0.34$

$$\chi_y = 0.95$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$l_z = 1.73 \text{ m} \quad \text{Entraxe des lisses}$$

$$\lambda_z = \frac{173}{7.49} = 23.09$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{23.07}{93.9} \times 1 = 0.22$$

Axe de flambement **z-z**  $\longrightarrow$  courbe de flambement (c) ;  $\alpha = 0.49$

$$\chi_z = 0.98$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.95; 0.98) = 0.95$$

Calcul de coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

- Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{19.42}{22.67} = -0.85$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\psi = 2.39$$

$$\mu_y = 0.28(2 \times 2.39 - 4) + \frac{1383.3 - 1259.63}{1259.63} = 0.31$$

Avec  $\mu_y \leq 0.9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0.31 \times 125.92}{0.950 \times 112.5 \times 23.5} = 0.98 \quad \text{Avec } k_y \leq 1.5$$

$$N_{Sd} = 125.92 \text{ KN}$$

$$M_{Y.Sd} = 22.67 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112.5 \times 23.5}{1} = 2632 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1383.3 \times \frac{23.5 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 325.07 \text{ KN.m}$$

Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{1.44}{1.45} = -0.99$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\psi = 2.49$$

$$\mu_z = 0.24(2.2 \cdot 49 - 4) + \frac{641.2 - 420.7}{420.7} = 0.75$$

Avec  $\mu_z \leq 0,9$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,75 \times 125,92}{0,98 \times 112,5 \times 23,5} = 0,96 \quad \text{Avec } k_z \leq 1,5$$

$$N_{Sd} = 125,92 \text{ KN}$$

$$M_{z.Sd} = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112,5 \times 23,5}{1} = 2632 \text{ KN}$$

$$M_{plz.Rd} = 641,2 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 150,682 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{125,92}{0,950 \times 2632} + \frac{0,98 \times 22,67}{325,07} + \frac{0,96 \times 1,45}{150,682} = 0,12 \leq 1 \quad \text{OK}$$

**Calcul de coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\varphi_{lt} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

Avec :

$\alpha_{lt}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{lt} : 0,21$  pour les sections laminées

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\left( C_1 \right)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{173}{7.49}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{173}{7.49}}{\frac{290}{14}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 21.38$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 0,22$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22 < 0,4 \longrightarrow$  Il n'y a pas de risque de déversement

### Conclusion :

Donc tous profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis. Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Eléments		Profilés adoptés	
Toiture	la couverture	un panneau sandwich de <b>14 Kg /m<sup>2</sup></b>	
	Pannes	IPE 180	
	Diagonales de la poutre au vent	L(70. 70 . 7)	
	ferme	Membrures sup	2L(90.90.9)
		Membrures inf	2L(90.90.9)
Diagonales		2L(50.50.7)	
	Manants	2L(50.50.7)	
Eléments secondaires	Lisses	UAP 150	
	Potelets	IPE300	
Contreventement vertical	palée de stabilité	L(90.90.7)	
poteaux	Poteaux encastres	HEA300	

Tableaux VI.5 : profils adoptés pour la stabilité de la structure.

**VII.1-Introduction :**

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments basses (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

**VII.2- Les différents types d'assemblages :**

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

Dans notre projet on retrouve différents types d'assemblages qui sont :

- Assemblage Poteau-ferme.
- Assemblage des éléments de la ferme.
- Assemblage des éléments de contreventement.
- Assemblage des pannes-ferme.
- Ancrage en pied de poteau.

**VII.2.1-Assemblage des éléments de la ferme:**

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets.

Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs, ils cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquinage (c'est-à-dire les lignes des rivées d'attache). Cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas la même raison d'opérer ainsi dans les fermes soudées, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires. Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités: ces joints de liaison sont appelés nœuds.

La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre la composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonnée).

Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégales parfois renforcées par des plats, des sections tubulaires (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en I, H ou T. L'assemblage des différentes barres aux nœuds se fait soit par un assemblage boulonné ou soudé à l'aide de cordons de soudures, jamais les deux moyens ensemble.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
<b>Effort (KN)</b>	-405.77	320.26	-82.80	120.06
<b>Section</b>	2L(90×90×9)	2L(90×90×9)	2L(50×50×7)	2L(50×50×7)

**Tab. VII.1 :** Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort repris par chaque Cornière est  $F/2$ .

#### VII.2.1.1-Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tab. VII.2 :** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures  $N = 405.77$  KN compris entre 200-450
- Pour les membrures inférieures  $N = 320.06$  KN compris entre 200-450
- Pour les diagonales  $N = 82.80$  KN < 200 KN
- Pour les montants  $N = 120.06$  KN < 200 KN

Donc on choisit  $e = 10$ mm.

#### VII.2.1.2- Assemblage gousset-montant ou gousset diagonale :

la section du montant est la même que celle de diagonale : Cornières 2L ( 50×50×7) .

donc on fait le dimensionnement de l'assemblage par l'effort maximal entre elle.

$N_{sd} = 120.06$ KN (l'effort de compression représente un effort axial par rapport à la cornier et un effort de cisaillement par rapport au boulon).

- $N_{sd}$  provoque :
- 1-cisaillement de boulon.
  - 2-pression diamétrale.

**a-Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} : \quad \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

On considère forfaitairement 3 boulons de classe 6.8.

$\alpha_v = 0,5$  : pour les classes de boulons 6.8, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$F_{ub} = 600$  Mpa (classe 6.8)

$\gamma_{mb} = 1,25$  (boulon sollicité au cisaillement)

$V_{sd}$  : effort tranchant de calcul par boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

$p$  : nombre des plans de cisaillement. ( $p=2$ )

$n$  : nombre des boulons. ( $n= 3$ )

$A_s$  : aire de cisaillement du boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p} = 20.01 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

$$V_{sd} \leq \frac{0,5 \cdot 600 \cdot A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 83,37 \text{ mm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 115 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon M14 avec  $d_0=15\text{mm}$ .

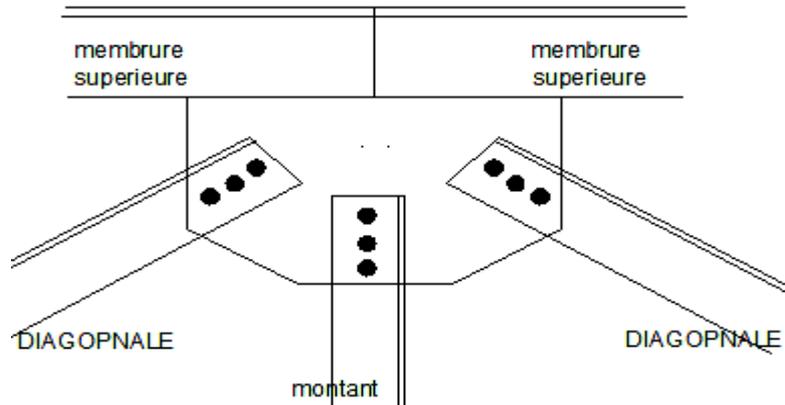
**❖ Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 84 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 67 \text{ mm}$$



**Figure VII.1 :** assemblage « diagonale-gousset » et « diagonale-montant ».

On opte pour un gousset de 10mm et des boulons M14,  $d_0=15\text{mm}$

**b-Vérification à la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{brd}$$

$$\text{Ou : } F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha : \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 1$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \cdot 14 \cdot 7}{1,25} = 70,56 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} = 20,01 \text{ kN} \leq F_{brd} = 70,56 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

**Conclusion:** pour l'assemblage « montant gousset » et « diagonale gousset » on opte 3 boulons de M14 avec un gousset de 10mm d'épaisseur.

### VII.2.1.3-Assemblage « gousset - membrures de la ferme »:

#### a) Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 10\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

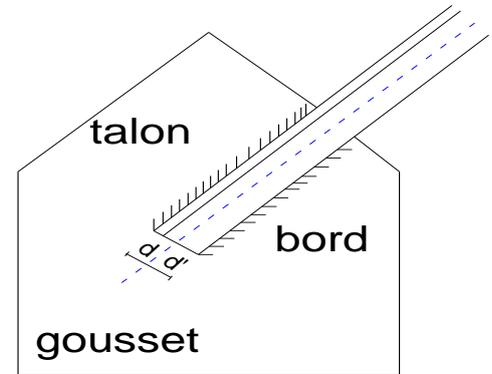
$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

**b) Les longueurs de soudures:**

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$



**Fig. VII.2 :** longueurs des soudures.

$N/2$  : effort repris par une cornière

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0} = 1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360 \text{ Mpa}$

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 3,5\text{mm}$

$d$  : Distance du centre de gravité au talon

$d'$  : Distance du centre de gravité au bord

$N_{sd} = \max (N_{sd} \text{ de membrure supérieure ; } N_{sd} \text{ de membrure inférieure})$

$N_{sd} = 405.77 \text{ KN}$

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Membrure supérieure	2L (90*90*9)	6,36	2,54	20	8	3,5
Membrure inférieure	2L (90*90*9)	6,36	2,54	20	8	3,5

**Tab. VII.3 :** Dimension des cordons de soudure

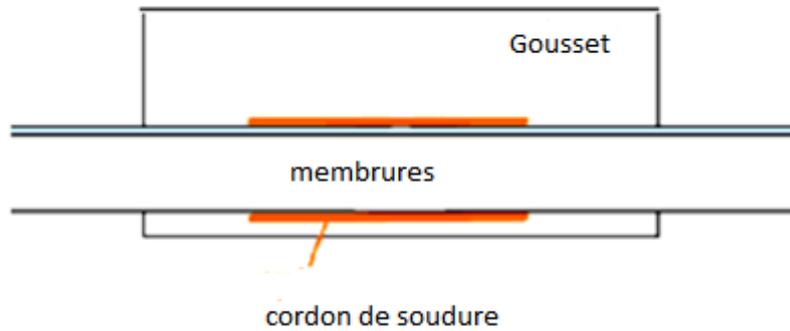


Fig VII.3 : détail assemblage Gousset-membrures de la ferme.

## VII.2.2 Assemblage des éléments de contreventements:

### VII.2.2.1 Contreventement horizontal (élément de la poutre au vent) :

#### VII.2.2.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

$$N = 50.22 \text{ kN.}$$

Cornière 70×70×7

#### a-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 .

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

$$p=1, A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times 600 \times 84.3}{1.25} = 20.232 \text{ kN}$$

$$n \geq \frac{N}{F_{vrd} \cdot p} \geq \frac{50.22}{20,23} \geq 2.48$$

pour cet assemblage on opte pour 3 boulons ordinaires M12,  $d_0 = 13\text{mm}$  avec un gousset de 10 mm.

❖ **Disposition des boulons:**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 36 \text{ mm}$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$p_1 = 40 \text{ mm}$$

**b-Vérification à la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{brd}$$

$$\text{Ou } F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha : \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,63$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \cdot 0,63 \cdot 360 \cdot 12 \cdot 7}{1,25} = 38,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,74 \text{ kN}$$

Donc :  $V_{sd} = 16,74 \text{ kN} \leq F_{brd} = 38,10 \text{ kN}$  ..... vérifier.

**VII.2.2.2 Contreventement verticale (élément de palée de stabilité) :****VII.2.2.2.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset:**

Les boulons sont sollicités au cisaillement seul.

Les diagonales « Cornière L 90×90×7 » ; les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

$$N = 37,57 \text{ kN}$$

**a-Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

On utilisera des boulons ordinaires M12 de classe 6.8, Afin de réaliser une articulation.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec:  $p = 1$  number de plan du cisaillement

$$A_s = 0,843 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{37,57}{n \cdot 1}$$

$$F_{vrd} = 20,23 \text{ KN}$$

donc :

$$n \geq \frac{N}{F_{vrd} \cdot p} \geq \frac{37,57}{20,23} = 1,85$$

On opte pour 2 boulons ordinaires M12,  $d_0 = 13\text{mm}$  avec un gousset de 10 mm.

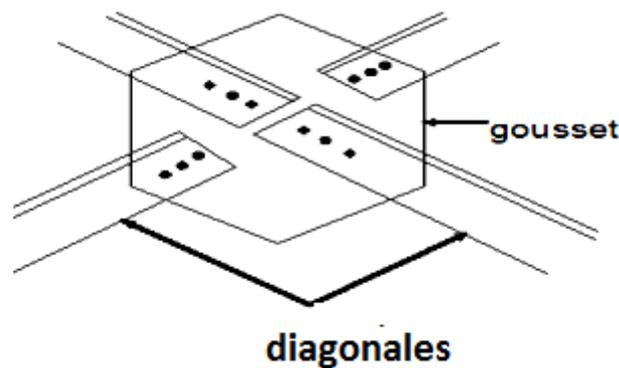
❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 36 \text{ mm}$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$p_1 = 40 \text{ mm}$$



**Figure VII.4:** assemblage des gousset-diagonale de palée de stabilité

**b-Vérification à la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{brd}$$

Ou :

$$F_{prd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha : \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,6$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \cdot 0,63 \cdot 360 \cdot 12,7}{1,25} = 38,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18.785 \text{ KN}$$

Donc  $V_{sd} = 18.785 \text{ KN} \leq F_{brd} = 38,10 \text{ KN}$  ..... vérifier.

### VII.2.3 Assemblage de l'échantignolle

#### VII.2.3.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle :

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vz} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).



Figure VII.5 : vue de face et en 3D de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$

$R_{vz \text{ max}} = 28,71 \text{ kN}$  et celui due au vent (voir chapitre III calcul de l'échantignolle).

Dans ce cas le boulon travaille au cisaillement seul.

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \cdot 0,843 \cdot 600}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{28,71}{2} = 14,35 \text{ KN}$$

$F_{vsd} = 14,35 \text{ KN} \leq F_{brd} = 20,16 \text{ KN}$  ..... vérifier

**VII.2.3.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure**

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_z = 28,71 \text{ kN}$$

$$V_y = 1,34 \text{ kN}$$

Soit un boulon ordinaire M12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$

$$\frac{F_{vSd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tSd}}{1,4F_{tRd}} \leq 1$$

$$F_{tRd} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0,9 \cdot 0,843 \cdot 600 / 1,5 = 30,34 \text{ kN}$$

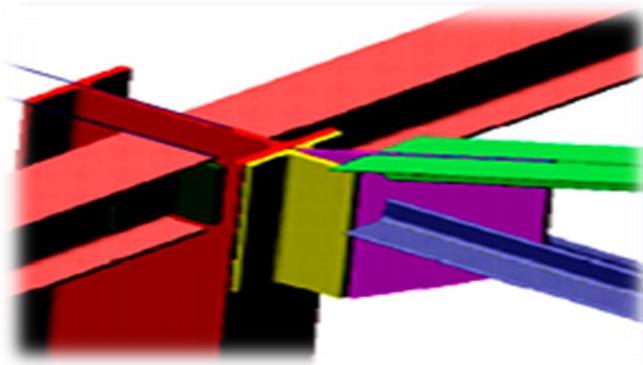
$$F_{vRd} = 20,16 \text{ kN}$$

$$\frac{14,35}{20,16} + \frac{0,67}{1,4 \cdot 30,34} = 0,72 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**VII.2.4 Assemblage poteau – ferme : (HEA300)**

L'assemblage est sollicité à des efforts tranchants  $V_v$  et  $V_H$  données comme suit :

$$\begin{cases} \sum F_v = 0 \rightarrow V_v = N_{POT} + N_{membSup} \sin 15 = 125,92 + 452,09 \sin 15 = 242,09 \text{ Kn} \\ \sum F_H = 0 \rightarrow V_H = N_{membInf} + N_{membSup} \cos 15 = 436,69 + 452,09 \cos 15 \approx 0 \text{ Kn} \end{cases}$$



**Figure VII.6:** Assemblage poteau ferme.

Donc tous les boulons sont sollicités au cisaillement seul .

On considérera forfaitairement 06 boulons de classe 6.8, 2L(60\*7); t= 7mm, de longueur = 40cm.

- $N_{sd} = V_v = 242,09 \text{ Kn}$  provoque :
- 1-cisaillement de boulon.
  - 2-pression diamétrale.

## VII.2.4.1 Assemblage cornière – semelle de poteau

## a-Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} : \quad \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

On considère forfaitairement 6 boulons de classe 6.8.

$\alpha_v = 0,5$  : pour les classes de boulons 6.8, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$F_{ub} = 600 \text{ Mpa}$  (classe 6.8)

$\gamma_{mb} = 1,25$  (boulon sollicité au cisaillement)

$V_{sd}$  : effort tranchant de calcul par boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

$p$  : nombre des plans de cisaillement. ( $p=1$ )

$n$  : nombre des boulons. ( $n= 6$ )

$A_s$  : aire de cisaillement du boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p} = 40.48 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

$$V_{sd} \leq \frac{0,5 \cdot 600 \cdot A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 168.66 \text{ mm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 192 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon M18 avec  $d_0=19\text{mm}$ .

## ❖ Disposition des boulons:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

**b-Vérification à la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{brd}$$

$$\text{Ou : } F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_{u,d,t}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha : \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,52$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \cdot 0,5 \cdot 360 \cdot 10 \cdot 18}{1,25} = 67,392 \text{ kN}$$

Donc :  $V_{sd} = 40,48 \text{ kN} \leq F_{brd} = 67,392 \text{ kN}$  ..... Vérifier.

**VII. 2-4-2 Assemblage Gosset-ails des cornières :****a-Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Ou :

$$F_{vrd} = \frac{\alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} : \quad \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

On considère forfaitairement 6 boulons de classe 6.8.

$\alpha_v = 0,5$  : pour les classes de boulons 6.8, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$F_{ub} = 600 \text{ Mpa}$  (classe 6.8)

$\gamma_{mb} = 1,25$  (boulon sollicité au cisaillement)

$V_{sd}$  : effort tranchant de calcul par boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p}$$

$p$  : nombre des plans de cisaillement. ( $p=2$ )

$n$  : nombre des boulons. ( $n=6$ )

$A_s$  : aire de cisaillement du boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \cdot p} = 20,24 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

$$V_{sd} \leq \frac{0,5 \cdot 600 \cdot A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 84,33 \text{ mm}^2 \quad \text{donc } A_s = 115 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon M14 avec  $d_0 = 15 \text{ mm}$ .

❖ **Disposition des boulons:**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

**b-Vérification à la pression diamétrale :**

$$V_{sd} \leq F_{brd}$$

$$\text{Ou : } F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha : \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 0,52$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,52 \times 360 \times 14 \times 7}{1,25} = 36,691 \text{ kN}$$

Donc :  $V_{sd} = 20,24 \text{ kN} \leq F_{brd} = 36,691 \text{ kN}$  ..... Vérifier.

**VII.2.5 Calcul des pieds de poteaux**

**VII.2.5.1 Introduction :**

L'implantation d'une ossature métallique doit se faire d'une façon précise ;il est donc très important que le dispositif de fixation des poteaux sure une fondation garantisse cette précision. Dans l'étude de notre structure on a aboutit a l'utilisation des pieds de poteau encastrés.

On opte 4 tiges avec la disposition suivante :

$h_p$ : la hauteur de la section HEA300       $\longrightarrow$        $h_p= 290\text{mm}$

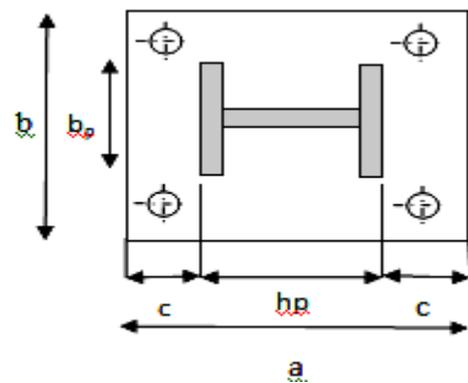
$b_p$ : la largeur de la section HEA300       $\longrightarrow$        $b_p= 300\text{mm}$

$c$  : le débord, donné par :  $c= (100 \text{ à } 150) \text{ mm}$ , on prend  $c = 100\text{mm}$

d'où :       $a= h_p + 2c = 490\text{mm}$

$b= b_p + 2c = 500\text{mm}$

soit  $e_1=e_2=50\text{mm}$



**Figure VII.7 :** disposition constructive

**VI.2.5.2 Dimensionnement des tiges d'ancrages**

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 111.5\text{kN}$       pour le poteau le plus sollicité

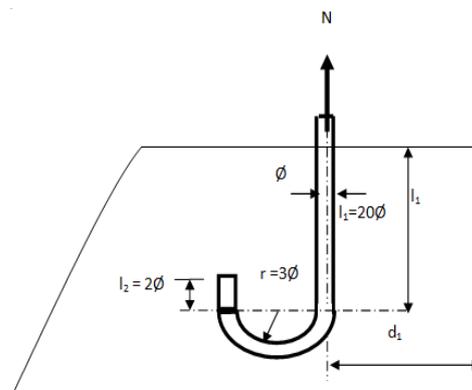
$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h_a} = \frac{111.5}{4} + \frac{35.88}{2 \times 0.4} = 72.725\text{Kn}$$

$n$  : nombre des tiges

$N_{st}$  : l'effort sollicitant de traction d'une tige

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$N_{st} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$



**Figure VII.8 :** détail de la tige d'ancrage

$$N_{st} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_{st} \times 4}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{72.725}{3,14 \times 23,5}} = 1,98 \text{ cm}$$

Soit des tiges d'ancrage de 40mmde diamètre.

### a) Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

$$g_c : \text{Le dosage en ciment} = 350 \text{ Kg/m}^3$$

$$r = 3\phi = 12 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 80 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{4}{\left(1 + \frac{4}{5}\right)^2} \cdot (80 + 76.8 + 28) = 78.71 \text{ kN}$$

$$N_a = 78.71 \text{ kN} > N_{ST} = 72.72 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\phi = 40 \text{ mm}$

### VII.2.5.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{35.88}{125.92} = 0,285 \text{ m}$$

$$e = 28.5 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{39}{6} = 6.5 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction).

$A = 6.28\text{cm}^2$  (A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$$l = 48\text{cm}$$

$$h = 44\text{cm}$$

$$b = 50\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + (12)h^2 + 542.592h' - 23874.048 = 0$$

$$h' = 20.10\text{cm}$$

**a) Les contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 125.92 \times 48}{50 \times 20.1 \left( 44 - \frac{20.1}{3} \right)} = 8.80\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié e}$$

**b) Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{125.92}{6.28} \cdot \frac{48 - 44 + \frac{20.1}{3}}{\left( 44 - \frac{20.1}{3} \right)} = 57.98\text{MPa} \leq f_y = 235\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié e}$$

**VII.2.5.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**

**a) vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur  $t$ , sont :

$$M_1 = 8.8 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.44 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{4.378}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.072 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.368 \text{ kN.m}$$

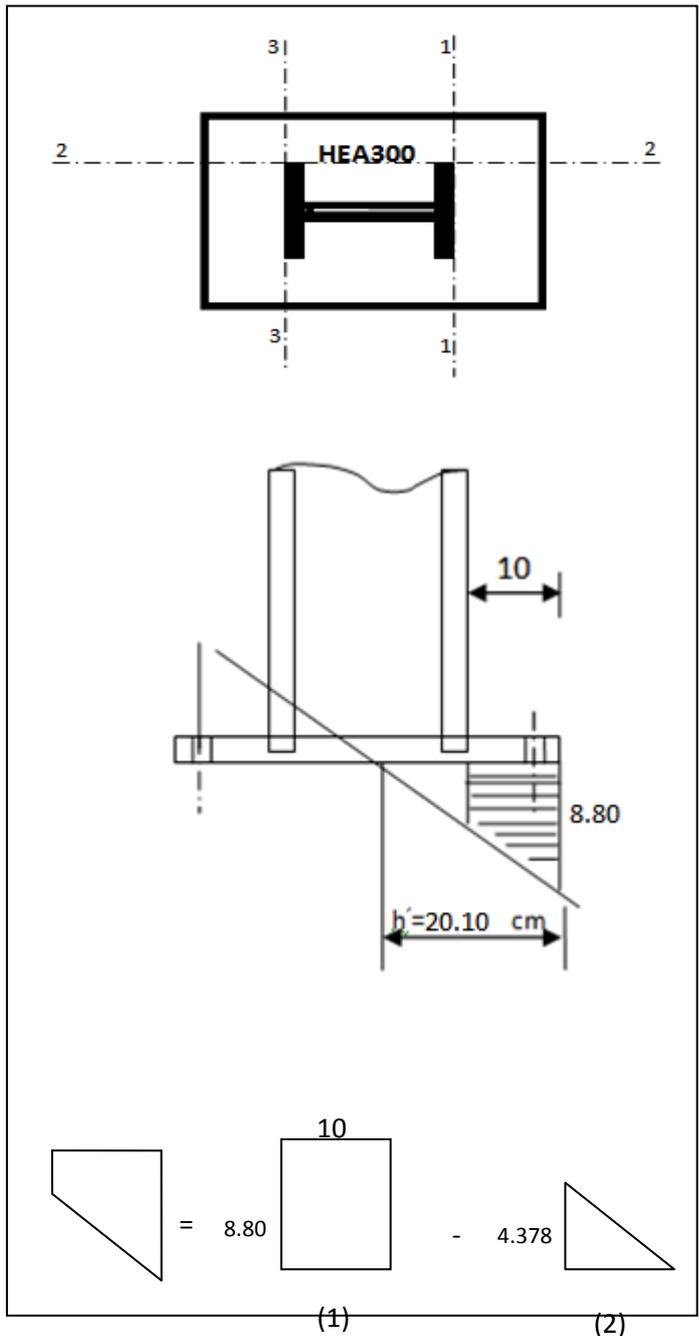
- le module d'inertie de la platine

Pour  $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

la contrainte de flexion dans la Section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.368 \times 6}{23.5 \times 10^{-2}}} = 3.06 \text{ cm}$$



**Figure VII.9 :** Vérification dans la section 1-1.

## b) Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 8.8 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,440 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,440 \times 6}{23,5 \times 10^{-2}}} = 3.35 \text{ cm}$$

$$t \geq 3.35 \text{ cm}$$

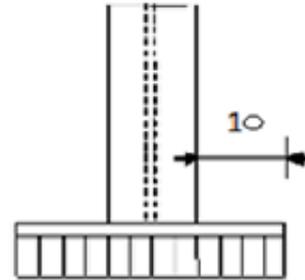


Figure VII.10 : Vérification de la section 2-2.

## c) Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.05T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 6.28 \times 57.98 \times 10^{-1} = 36.41 \text{ kN}$$

$$M = 0,05 \times 36.41 = 1.82 \text{ kN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 \times t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,820}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,096 \text{ cm}$$

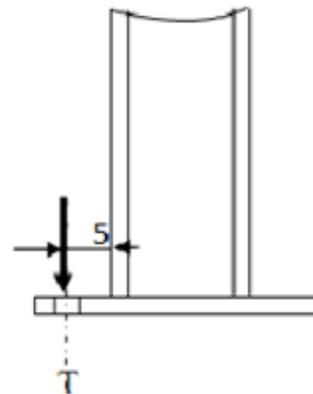


Figure VII.11 : Vérification de la section 3-3.

En conclusion on sélectionnera une platine de **35mm** d'épaisseur (section 2-2 la plus défavorable).

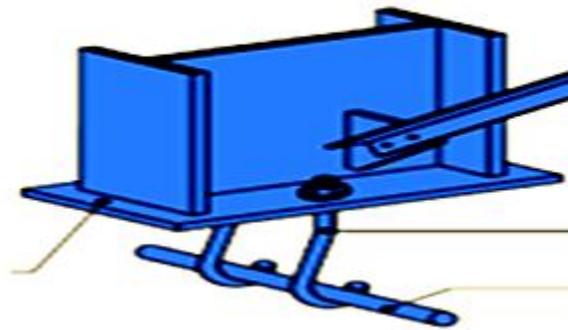
**VII.2.6 Calcul des Pieds de potelets articulés :**

Nous avons des potelets IPE300, soumis aux sollicitations suivantes :

$N_T$  : effort de traction  $\longrightarrow N_T = 50.26 \text{ kN}$

$N_c$  : effort de compression  $\longrightarrow N_c = 55.28 \text{ kN}$

$h_c = 300 \text{ mm}$        $b_c = 150 \text{ mm}$



**Figure VII.12:** pied de poteau articulé.

On adopte une platine de  $40 \times 25 \text{ cm}^2$  de surface, est on doit vérifie la contrainte de compression sur la semelle de fondation.

Elle est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N_c}{a \times b} \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec :

a : Longueur de la platine (a=400 mm).

b : Largeur de la platine (b=250mm)

$\overline{\sigma_b}$  : Contrainte de compression du béton :  $\overline{\sigma_b} = f_{ub} = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\sigma = \frac{55280}{400 \times 250} = 0,558 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VII.2.6.2 Epaisseur de la platine :**

$$t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0,558}{2350}} = 1.32 \text{ mm}$$

On prend  $t = 10 \text{ mm}$

**VII.2.6.3 Diamètre des goujons :**

On fixe le diamètre des goujons  $\phi = 20 \text{ mm}$  ; est on vérifier la condition suivante :

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N_t}{2}$$

Effort de traction par goujon

$$\frac{N_t}{2} = \frac{50.26}{2} = 25.13 \text{ kN}$$

Effort admissible par goujons

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi)$$

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{20}{\left( 1 + \frac{20}{250} \right)^2} (20 \times 20 + 19,2 \times 20 + 7 \times 20) = 54.66 \text{ kN}$$

Soit  $\phi \geq 17 \text{ mm}$ , on adopte  $\phi = 20 \text{ mm}$

**VII.2.6.4 Vérification de moment du pliage au droit de la ligne 1-1 :**

Effort à droite de la ligne 1-1 est :

$$F = \sigma \times b \times \mu = 0.558 \times 30 \times 50 = 837N$$

-Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \times \frac{u}{2} = \sigma b \frac{u^2}{2}$$

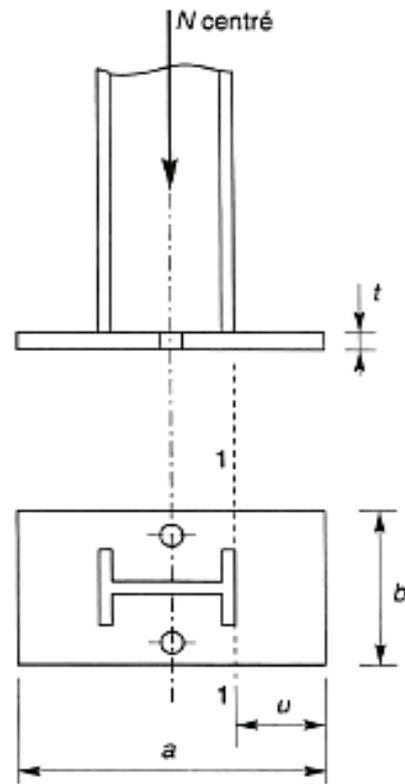
$$= 0.558 \cdot 250 \cdot \frac{50^2}{2} = 174375N.mm$$

-Le moment résistant élastique de la platine

$$M_{el} = W_{el} \times f_y \quad \text{Avec : } W_{el} = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$W_{el} = \frac{250 \times (10)^2}{6} = 4.166.66mm^2$$

$$M_{el} = 4166.66 \times 235 = 979165.1N.mm$$



**Figure VII.13 :** vérification dans la section 1-1.

Donc :  $M < M_{el}$ .....vérifie.

**Conclusion :**

L'ancrage des pieds de potelés est réalisé par des platines de section de 400X250 mm<sup>2</sup> et de 10mm d'épaisseur et des tiges de 20mm de diamètre.



### VIII.1 Introduction :

Un ouvrage quelque que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

La contrainte admissible du sol site  $S_2$   $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage :  $D = 1,80 \text{ m}$

### VIII.2 Calcul des fondations:

Ce qui concerne notre structure on a un type de semelle isolée.

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

ELU:  $1,35(G+Q+S)$

ELS:  $G+0,9(Q+S)$ .

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol  $q_u$  d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35(G+Q+S)$	$G+0,9(Q+S)$
$N^{\max}$ (KN)	80,78	99,73	72,38
$M_y$ (KN.m)	11,06	9,10	6,67
$M_z$ (KN.m)	2,31	0,61	0,45
$V_y$ (KN)	13,76	3,48	2,55
$V_z$ (KN)	2,18	2,12	1,55

**Tableau VIII.1** Les sollicitations à la base des poteaux HEA 300.

#### VIII.2.1 Pré dimensionnement de la semelle:

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h*b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $A*B$ ).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $d + c$  ; avec  $c = 5 \text{ cm. (B.P)}$

d : hauteur utile de la semelle.

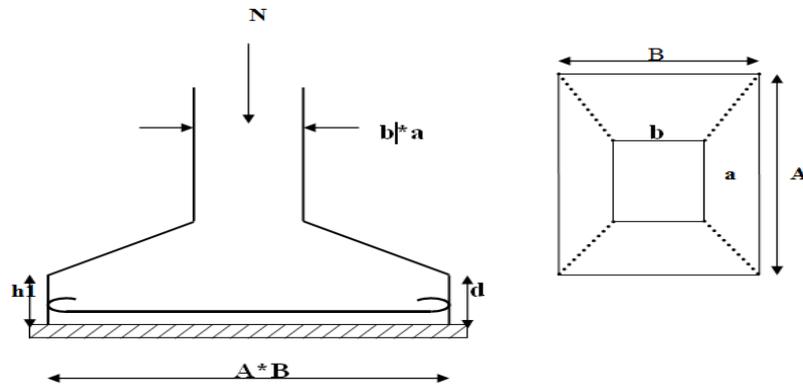


Figure VIII.1 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

### Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$$

$$a = 49\text{cm}$$

$$b = 50\text{cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 0,98B$$

On a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

### VIII.2.2 Dimensionnement de la semelle:

➤ **Situation accidentelle :**  $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times A} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left( \frac{a \times B}{b} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{a \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,412B + 0,58 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{11,06}{80,78} = 0,136$$

$$B = 1,0\text{m}$$

$$\Rightarrow A = 1,0 \times 0,98 = 0,98$$

$$A = 0,98\text{m}$$

Soit  $B = 1,0\text{ m}$  et  $A = 0,98\text{ m}$

➤ **Situation durable :**  $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times A} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left( \frac{a \times B}{b} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{a \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,765B + 1,2 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{9,10}{99,73} = 0,092$$

$$B = 1,3\text{m}$$

$$\Rightarrow A = 1,3 \times 0,98 \Rightarrow B = 1,27\text{m}$$

On choisit pour toutes les semelles  $B = 1,3\text{m}$  et  $A = 1,27\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,3-0,5}{4} = 20\text{cm} \\ \frac{1,27-0,49}{4} = 19,5\text{cm} \end{array} \right.$$

soit  $d = 35\text{cm}$

$$h_1 = d + c = 20 + 5 = \mathbf{25\text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1,80 - 0,25 = \mathbf{1,55\text{ m}}$$

**Poids de la semelle:**

$$P = 1,3 \times 1,27 \times 0,25 \times 25 = 10,31\text{ KN}$$

**Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+N)
$N^{\max}$ (KN)	91,09	110,04	82,69
$M_{by}$ (KN.m)	14,984	12,916	9,46
$M_{bz}$ (KN.m)	27,078	6,874	5,04
$V_y$ (KN)	13,76	3,48	2,55
$V_z$ (KN)	2,18	2,12	1,55

**Tableau VIII.2** : Les sollicitations à la base de la semelle.

### VIII.2.3 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times A} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times A} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensa \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times A} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times A} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 100 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 100 = 133 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)
Situation accidentelle	Sens A		0,16	0,96	0,13	0,75 < 1
	Sens B		0,29	1,32	0	0,99 < 1
Situation ELU	Sens A		0,11	1,01	0,32	0,83 < 1
	Sens B		0,06	0,85	0,48	0,75 < 1
Durable ELS	Sens A		0,11	0,76	0,24	0,63 < 1
	Sens B		0,06	0,63	0,36	0,56 < 1

**Tableau VIII.3 :** Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes sont vérifiées donc la section de la semelle est **B= 1,3m** et

**A = 1,27m.**

#### VIII.2.4 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1,3}{4} = 0,325 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{A}{4} = \frac{1,27}{4} = 0,317 \text{ m} \rightarrow \text{sens A} \end{cases}$$

sens B :  $e_0 = 0,29 \text{ m} < 0,325 \text{ m}$

sens A :  $e_0 = 0,16 \text{ m} < 0,317 \text{ m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**VIII.2.5 Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens } A \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \\ e_0 < \frac{A}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times h}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } A$$

**a)-situation accidentelle:**

➤ **Armatures parallèles à A=1,27m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,16 > \frac{0,49}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,16 > \frac{1,27}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,27 + 0,3 \times 0,49 - 9 \times 0,16) \left( \frac{\frac{1,27}{2} - 0,35 \times 0,25}{\frac{1,27}{2} - 0,16} \right)^2 \frac{91,09}{27}$$

$$M_1 = 16,97 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,18 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{16,97 \times 10^{-3}}{0,18 \times 400} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèles à B=1,3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,29 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,29 > \frac{1,3}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,29) \left( \frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,3}{2} - 0,29} \right)^2 \frac{91,09}{27}$$

$$M_1 = 16,09 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{16,09 \times 10^{-3}}{0,18 \times 400} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,23 \text{ cm}^2$$

**b) Situation durable :**

**b-1) A l'É L U**

➤ **Armatures parallèles à A=1,27m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,11 > \frac{0,49}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,11 > \frac{1,27}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,27 + 0,3 \times 0,49 - 9 \times 0,11) \left( \frac{\frac{1,27}{2} - 0,35 \times 0,25}{\frac{1,27}{2} - 0,11} \right)^2 \frac{110,04}{27}$$

$$M_1 = 18,77 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{18,77 \times 10^{-3}}{0,18 \times 400} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèle à B=1,3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,06 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,06 < \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 110,04 \left( 1 + \frac{3 \times 0,06}{1,3} \right) = 125,276 \text{ KN}$$

$$N' = 125,276 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{125,276 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,5)}{8 \times 0,18 \times 348} = 2 \text{ cm}^2$$

**b-2) E L S:**

➤ **Armatures parallèles à A:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,11 > \frac{0,49}{6} = 0,081 \\ e_0 = 0,11 > \frac{1,27}{24} = 0,052 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,27 + 0,3 \times 0,49 - 9 \times 0,11) \left( \frac{\frac{1,27}{2} - 0,35 \times 0,25}{\frac{1,27}{2} - 0,11} \right)^2 \frac{82,69}{27}$$

$$M_1 = 14,11 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{14,11 \times 10^{-3}}{0,18 \times 400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,96 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,06 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,06 \geq \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,06) \left( \frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,3}{2} - 0,29} \right)^2 \frac{82,69}{27}$$

$$M_1 = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{9,54 \times 10^{-3}}{0,18 \times 400} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,32 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 25 = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 127 \times 25 = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A = 3,83 \text{ cm}^2$$

**d) Dispositions constructives:**

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > A/4$  sens A et  $l_s > B/4$  sens B)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

**Suivant A :**

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} \geq \frac{A}{4} = 31,75 \text{ cm}$$

**Suivant B :**

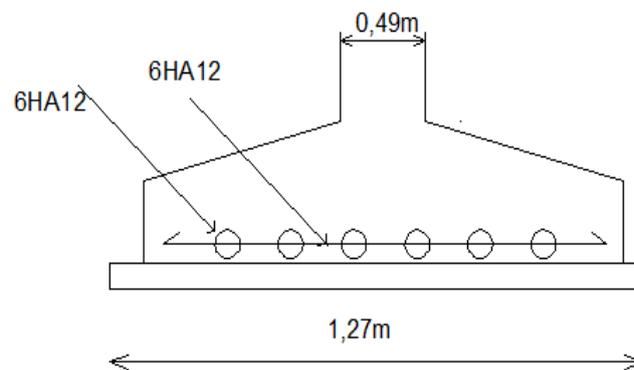
$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Nombre De barre	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$l_s$ (cm)	$S_t$ (cm)
		ELU	ELS					
$A_s$ (A)	2,35	2,6	1,96	3,83	6HA12	6,79	45	20
$A_s$ (B)	2,23	2	1,32	3,92	6HA12	6,79	45	20

**Tableau VIII.4 :** Les armatures des semelles.



**Figure VIII.2 :** Schéma de ferrailage de la semelle.

### VIII.3 Fondation sous potelet :

#### VIII.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 50\text{cm et } B_p = 35\text{cm}$$

$$S = 50 \times 35 = 1750\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 50,26\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{35} = 1,42 \Rightarrow A = 1,42B$$

$$\sigma_c = \frac{Nsd}{A \times B} = \frac{Nsd}{1,42 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow B \geq 59,48 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } B = 62 \text{ cm, d'ou } A = 1,42 \times 62 = 88,04 \text{ cm}$$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{88,04-50}{4} = 9,51 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{62-35}{4} = 6,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 9,51 \text{ cm}$$

On prend  $d=15 \text{ cm}$

• L'enrobage :

$$C = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d + C = 20 \text{ cm}$$

$$\text{on a } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 6,66 \leq h_p \leq 10 \text{ cm}$$

Soit  $h_p=10 \text{ cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{Ne}{s} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } Nt = Nsd + Ps$$

$$Ps : \text{ poids de la semelle} = \gamma \times Vs$$

$$Vs : \text{ volume de semelle}$$

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$Vs = A \times B \times h_t$$

$$Vs = 0,109 \text{ m}^3$$

$$Ps = 25 \times 0,109 = 2,72 \text{ KN}$$

$$Nt = 50,26 + 2,72 = 52,98 \text{ KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{52,98}{0,88 \times 0,62} = 97,10 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### VIII.3.2 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{52,98(0,88-0,5)}{8 \times 0,15} = 16,77 \text{ KN}$$

$$F_Y = \frac{N_t(B-B)}{8 \times d} = \frac{52,98(0,62-0,35)}{8 \times 0,15} = 11,92$$

$$\frac{F_X}{\sigma_s} = A_X = \frac{16,77}{\frac{40}{1,15}} = 0,48 \text{ cm}^2 \text{ Avec } \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_Y}{\sigma_s} = A_Y = \frac{11,92}{\frac{40}{1,15}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_X \geq A_{X \min}$$

$$A_Y \geq A_{Y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{X \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) .88,04 \times 15$$

$$A_{X \min} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{Y \min} = 0,23 \left( \frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left( \frac{2,1}{400} \right) 62 \times 15$$

$$A_{Y \min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{X \min} > A_X \Rightarrow A_X = A_{X \min} = 1,59 \text{ cm}^2 \\ A_{Y \min} > A_Y \Rightarrow A_Y = A_{Y \min} = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan  $x \times x'$ , prend  $4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

avec un espacement de 20 cm entre deux barres

Dans le plan  $yy'$ , on prend  $3\phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

avec un espacement de 20 cm entre deux barres

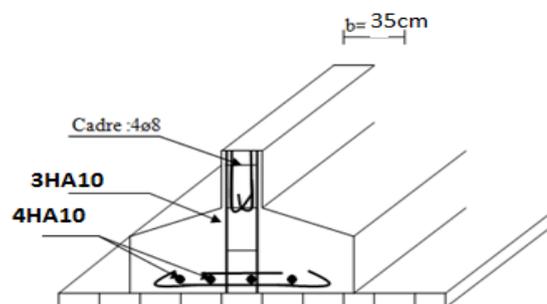


Figure VIII.3 : détail de ferrailage de la semelle de poteau.

**VIII.4 Calcul des longrines :****VIII.4.1 Introduction :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

**VIII.4.2 Pré dimensionnement :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

30 cm x 30 cm : site de catégorie S<sub>4</sub>

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 30x35) cm<sup>2</sup>

**VIII.4.3 Ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 15 \text{ (zone IIa, site S}_2\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{110,04}{15} \right) = 7,336kN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{82,69}{15} \right) = 5,51kN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{7,336 \times 10^{-3}}{348} = 0,21cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{5,51 \times 10^{-3}}{201} = 0,27cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA12**, avec  $A_s = 6,79\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51\text{cm}^2$$

$5,51\text{cm}^2 < 6,79\text{cm}^2$  est vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{82,69}{6} = 13,78\text{kN/ml}$$

La plus grande portée est :  $l=6\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5\text{cm}^4$$

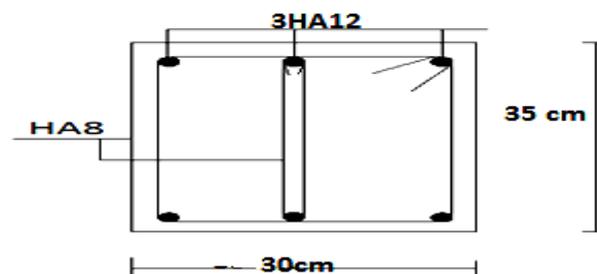
$$f = \frac{5 \times 6,58 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 1,03 < 3\text{cm} \text{ Vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  $\min(20\text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < \min(20\text{cm}, 15 \times 0,8) = 12\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure VIII.4 :** Schéma de ferrailage des longrines.



**IX.1 Introduction:**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$$M_{st} \geq M_R$$

**IX.2 Détermination des moments renversants ( $M_R$ )****IX.2.1- Cas de vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale ( $F_H$ )
- Une composante verticale ( $F_V$ )

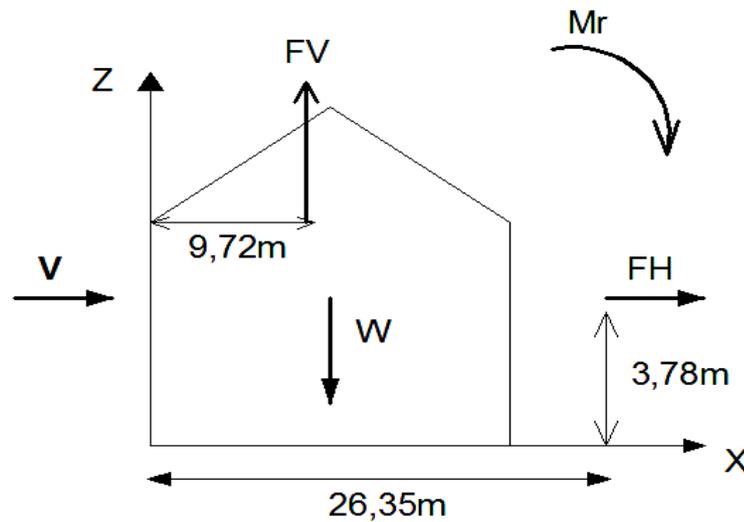
**a) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0,8$ )**

zone	$q_j(\text{kN/m}^2)$	S ( $\text{m}^2$ )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
<b>D</b>	0	249.12	0	0	-	-	-
<b>E</b>	0.800	249.12	+196.46	0	20	18	3.46
<b>F<sub>1</sub></b>	1.884	9.216	-4.494	+16.77	0.96	2.4	7.16
<b>F<sub>2</sub></b>	1.884	9.216	-4.494	+16.77	0.96	33.6	7.16
<b>G</b>	1.272	126.72	-41.72	+155.71	0.96	18	7.16
<b>H</b>	0.874	290.88	-65.84	+245.74	5.96	18	8.46
<b>I</b>	0.691	95.413	+17.06	+63.70	10.96	18	9.25
<b>J</b>	1.431	290.88	+107.74	+402.12	15.96	18	7.96
<b>F<sub>r</sub> (par)</b>	-	-	0	0	-	-	-
			<b>F<sub>h</sub>=204.71</b>		26.35	18	3.78
				<b>F<sub>v</sub>=900.92</b>	9.72	18	8.01

**Tableau IX.1** : valeurs des forces horizontales et verticales et les coordonnées des points d'application.

### IX.2.1.1 Calcul de la stabilité d'ensemble

#### IX.2.1.1.1 Vérification de la stabilité transversale :



**Figure IX.1 :** Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.

- Calcul de moment de renversement :

$$\begin{aligned} M_r &= F_h \times 3,78 + F_v(20-9,72) \\ &= 204,71 \times 3,78 + 900,92 \times 10,28 \\ &= 10035,31 \text{Kn.m} \end{aligned}$$

- Calcul de moment stabilisant :

$$M_{st} = W \times 10$$

Avec W : poids total de la structure

$$W = P_s + P_f + P_p$$

- Poids de la structure :

$$P_s = 1259,20 \text{ kN} \quad (\text{chapitre de l'étude sismique}).$$

- Poids des fondations :

$$P_f = 160,82 \text{ kN}$$

- Poids des avant poteaux :

$$P_p = 174,91 \text{ kN}$$

$$\text{Donc } W = 1594,93 \text{ kN}$$

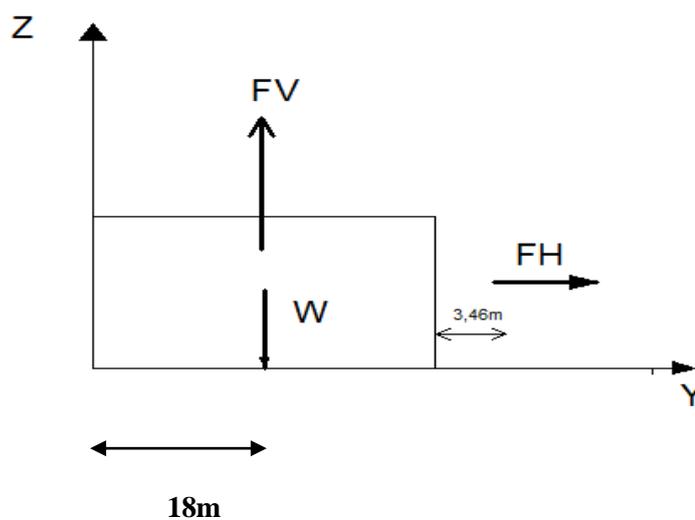
Moment résistant:  $M_{st} = W \times 10 = 15949.3\text{kN.m} > M_r = 10035.31\text{Kn.m}$

**b) Vent sur façade latérales avec surpression intérieur (Cpi=+0,8)**

	$q_j$ (Kn/m <sup>2</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	F <sub>H</sub> (kN)	F <sub>V</sub> (kN)
<b>D</b>	0	165.2	136.62	0
<b>E</b>	0.827	165.2	0	0
<b>F</b>	0	9.216	0	15.50x 2
<b>G</b>	0	9.984	0	16.63x 2
<b>H</b>	0	76.8	0	85.29x 2
<b>I</b>	0	264	0	272.27x 2
<b>F<sub>fr</sub></b>	34.015	-	34.015	0
			<b>F<sub>H</sub> = 170.64</b>	-
			-	<b>F<sub>V</sub> = 779.41</b>

**Tableau IX.2 :** valeurs des forces horizontales et verticales d.ans la direction du vent perpendiculaire au pignon.

**IX.2.1.1.2 Vérification de la stabilité longitudinale :**



**Figure IX.2 :** Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale avec surpression intérieure.

- Calcul de moment de renversement :

$$\begin{aligned}
 M_r &= F_H \times 3.46 + F_V \times 18 \\
 &= 170.64 \times 3.46 + 779.412 \\
 &= 14936.69 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Calcul de moment stabilisant :

$$\begin{aligned}
 M_{st} &= W \times 18 \\
 &= 1594.93 \times 18 = 28708.74 \text{ kN.m} > M_r = 14936.69 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

### IX.2.2 Cas de séisme :

Le moment de renversement qui peut être par l'action sismique doit être calculé par apport au niveau de contact sol fondation.

#### a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_{xx}$ (KN.m)	$M_{yy}$ (KN.m)
CQC	39.16	16.05	86.10	4.14	91.4

**Tab. IX.3 :** Réaction à la base due aux effets sismiques.

### Conclusion :

Vue de la légèreté des structure métalliques, la charge sismique est négligeable devant la charge du vent c'est pour cela la structure est soumise a un moment de renversement due au vent plus favorable que le séisme. Ce dernier est très faible on peut le négligée dans les calculs.

## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de master, c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des nouvelles règles de calcul à savoir l'Eurocode3, CM97, RNV99, RPA99/Version2003 et les différents D.T.R.
- L'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Autodesk et Auto CAD.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir des meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Dans les zones de forte sismicité elle est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Dans le cas où la capacité portante du sol du site d'implantation est faible la structure en béton armé peut la remplacer par une structure métallique qui ne nécessite pas un radier ou des pieux.
- Pour réduire le déplacement horizontale dans le sens du long pan, soit on augmente le nombre du système de contreventement (palée de stabilité, poutre au vent), ou on augmente la section des éléments constituant ce système, ou bien la diminution des portées entre portiques.

- Dans les toitures du grande pente des versants, la condition du flèche autour de l'axe de faible inertie est généralement n'est pas vérifiée donc la solution est atteinte soit par l'utilisation des liernes ou la diminution des entraxes des pannes.

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocode. *Jaques Brozzetti, Manfred A. Hirt et Rolf Bez.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani.* Office des publications universitaires, 2009.
- [5] Charpentes Métalliques : Conception et Dimensionnement des halles et Bâtiments. *Manfred A. Hert et Michel Crisinel.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 2001.
- [6] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel.* Eyrolles Paris, 2008
- [7] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [9] Construction Métallique : Règle de calculs et de vérification : *Mimoune Fatima Zohra et Mimoune Mostafa.*
- [10] Recommandation pour l'exécution des structures en acier.
- [11] Règle de conception et de calcul des structures en acier. *Ministre de l'habitat ;* Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.4.4
- [12] Eurocode 3 ; Calcul des structures en acier ; partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

# Annexe

## Annexe 1 : Tableau des armatures

Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

# Annexe

## Annexe 2 : Valeur de $\chi$ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

### Annexe 3 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>j</sub>	d	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
							x10 <sup>2</sup>						
IPE 80 A*/ www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	Ø	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm
							x10 <sup>2</sup>					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I <sub>y</sub>	W <sub>el.y</sub>	W <sub>pl.y</sub> ♦	i <sub>y</sub>	A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	i <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>2</sup>	x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>9</sup>
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
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
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
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
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
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
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
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
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
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
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
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
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
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
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
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
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	Z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
						x10 <sup>2</sup>	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12-*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	$I_u$	$i_u$	$I_v$	$i_v$	$I_{yz}$
	kg/m	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup>
		x10 <sup>4</sup>	x10 <sup>3</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>	x10	x10 <sup>4</sup>
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

*Introduction*  
*Générale*



## Chapitre II

# *Etude climatique*

# Chapitre III

*Pré*

*dimensionnement*

*des éléments*

# Chapitre IV

## *Calcul des contreventements*

# Chapitre V

## *Etude sismique*

## Chapitre VI

# *Vérification des éléments de l'ossature.*

# Chapitre VII

## *Calcul des assemblages*

# Chapitre I

## *Généralités*

## Chapitre VIII

# *Etude de l'infrastructure*

## Chapitre IX

# *Vérification de la stabilité d'ensemble*

*Conclusion  
générale*

# *Annexes*