

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA - Béjaïa



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*

**Mémoire de fin de cycle**

**En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**  
**Option Construction Métallique**

*Thème*

**Etude d'un hangar en charpente  
métallique avec Mezzanine à usage de  
stockage**

**Réalisé par :**

*M<sup>elle</sup> : AITZOURA Malika*

*M<sup>elle</sup> : BERRI Amel*

**Encadré par :**

*M<sup>r</sup> : IDDIR Abdelkader*

*Devant le membre de jury constitué de :*

**M<sup>r</sup> : ERIKMA**

**M<sub>m</sub> : SFAKSI**

*Promotion Septembre 2015*

# *Remerciements*

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.*

*En témoignage de notre gratitude et de notre respect, nous adressons nos sincères remerciements à :*

- ✓ Notre encadreur Mr : IDDIR Abdelkader, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

## *Dédicaces*

*Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et gratitude  
envers mes très chers parents pour leurs sacrifices et soutien, je leur souhaite  
une longue vie.*

*A mes grand-mères 'Ima Baya' et 'mama Djamila', que Dieu les protège et nous  
les garde.*

*A mes frangins : Naim, Sofiane et faycal .*

*A ma grande soeur Kahina, son mari Nacer et spécialement le petit ange Rayan.*

*A ma chère et unique tante Malika, son mari Mouhamed ainsi que toute sa  
famille.*

*Je tiens aussi à dédier ce modeste travail à mes beaux parents.*

*A celui qui a arrosé ma vie d'amour, à celui qui a donné un sens à ma vie, à toi  
mon cher mari.*

*A mes beaux frères.*

*A ma belle sœur Sonia.*

*A mes oncles et tantes*

*A mes cousins et cousines*

*A ma camarade Malika ainsi que toute sa famille.*

*A mes amis*

*(Samira, Kenza, Zaza , Wassila, Fatima, Tata , Sonia, Adouda , Wezna, Lydia et  
Nassima)*

*Amel*

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*  
*Ma famille*  
*Mes amis*

*Malika*

# Notations et symboles

## ❖ Actions :

$G$	Charge permanente ponctuelle.
$Q$	Charge d'exploitation ponctuelle.
$S$	Charge de neige normale.
$W$	Charge du vent normale.
$P$	Charge uniformément répartie, en général.
$g$	Charge permanente uniformément répartie.
$q$	Charge d'exploitation uniformément répartie.

## ❖ Sollicitations, contraintes et déformations :

$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000$ MPa).
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\,000$ MPa).
$F_p$	Effort de précontrainte dans un boulon.
$M$	Moment sollicitant, en général.
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement.
$M_{eff}$	Moment efficace.
$M_{el}$	Moment élastique.
$M_N$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_R$	Moment résistant.
$N$	Effort normal, en général.
$N_K$	Effort normal critique d'Euler.
$N_{pl}$	Effort normal de plastification.
$N_u$	Effort normal ultime.
$V$	Effort tranchant sollicitant.
$V_{pl}$	Effort tranchant de plastification.
$V_u$	Effort tranchant ultime.
$f(ou \delta)$	Flèche d'une poutre.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_Y$	Limite d'élasticité d'un acier.
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Déformation linéaire unitaire.
$\varepsilon_Y$	Déformation correspondant à la limite d'élasticité.
$\sigma$ ( <i>sigma</i> )	Contrainte normale.
$\sigma_K$	Contrainte critique.
$\tau$ ( <i>tau</i> )	Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
$\tau_{cr}$	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement.
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[ \tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$ .
$\nu$ ( <i>nu</i> )	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$ ).
$\Delta$ ou $\delta$ ( <i>delta</i> )	Déplacement horizontal en tête de poteaux.

### ❖ Coefficients et grandeurs sans dimensions :

$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.
$a$	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale.
$k_o$	Coefficient de flambement.
$k_D$	Coefficient de déversement.
$k_s$	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.
$k_y$ et $k_z$	Coefficients de flambement flexion.
$k_\tau$	Coefficient de voilement par cisaillement.
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
$n$	$N/N_{pl}$ ou nombre de boulons.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudures).
$\varepsilon$ ( <i>epsilon</i> )	Coefficient de réduction élastique de l'acier $(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}})$ .
$\eta$ ( <i>eta</i> )	Facteur de distribution de rigidités (flambement).
$\lambda$ ( <i>lambda</i> )	Elancement $\left[ \lambda = \frac{l_k}{i} \right]$ .
$\lambda_k$	Élancement eulérien.

$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$ .
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement.
$\lambda_w$	Élancement de l'âme d'une poutre $\left[ \lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_w}} \right]$ .
$\mu$ ( <b>mu</b> )	Coefficient de frottement.
$\rho$ ( <b>rho</b> )	Rendement d'une section.
$\chi$ ( <b>chi</b> )	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$\psi$ ( <b>psi</b> )	Coefficient de distribution de contraintes.
$\gamma$ ( <b>gamma</b> )	Coefficient partiel de sécurité.

### ❖ Caractéristiques géométriques :

$A$	Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_v$	Aire de cisaillement ( $cm^2$ )
$A_w$	Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )
$A_s$	Section résistante de la tige d'un boulon ( $cm^2$ )

# SOMMAIRE

## Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

1.1. Introduction :	1
1.2. Situation du projet :	1
1.3. Caractéristiques :	1
b) Étude de sol :	2
C) Plancher :	2
e)L'escalier :	3
i) Matériaux utilisé :	4
a)Acier :	4
b)Le béton :	5
1.4. Règlement utilisés :	6
1. 5. Les Actions prises en compte :	6
1.6. Les situations de projet :	6
1.7. Les Combinaisons d'actions :	6
1.8. Limites des flèches et des déplacements :	7

## Chapitre II : Etude climatique

2.1Introduction :	9
2.2 Etude au vent :	9
2.2.1Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :	10
Direction longitudinale du vent V1 :	11
Direction transversale du vent V2 :	12
2.3 Calcul de la pression :	12
a)Parois verticales :	15
b) Toiture :	17
2.4 Calcul de la force de frottement :	32
Pour la direction V1 (long pan) :	32
Pour la direction V <sub>2</sub> (pingon) :	33
2.5 Action d'ensemble :	34
Direction du vent V2:	35
Direction du vent V1:	36
2.6 Etude a la neige:	38

## Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

3.1	.Calcul des pannes.....	41
3.1.1	Définition : .....	41
3.1.2	Principe de calcul: .....	41
3.2.	Calcul des liernes : .....	57
3.2.2	Calcul de la section des liernes : .....	59
3.3.	Calcul de l'échantignolle : .....	59
3.4.	Calcul des lisses de bardage : .....	61
3.4.1	Modes de fonctionnement : .....	61
3.4.6	Calcul des liernes : .....	66
3.4.	Calcul des traverses : .....	68
3.4.1.	Définition : .....	68
3.5.	Pré dimensionnement des poteaux : .....	73
3.5.1.	Définition : .....	73

## Chapitre IV : étude des éléments secondaires

4.1	Introduction : .....	78
4.1.1	Palier : .....	78
4.1.2	Volée : .....	78
4.1.3	Limon : .....	78
4.1.4	Garde-corps : .....	78
4.2	Choix des dimensions : .....	78
4.3.	Pré dimensionnement des éléments : .....	78
4.3.1.	Pré dimensionnement de l'escalier de volé 1: .....	78
4.3.2.	Pré dimensionnement de la Cornière : .....	80
4.3.2.	Pré dimensionnement du limon : .....	82
4.3.4.	Pré dimensionnement de l'escalier de volé 2 : .....	87
4.3.4.2.	Pré dimensionnement de la Cornière : .....	88
4.3.4.	Pré dimensionnement du limon : .....	90
4.4	: Etude de la poutre palière : .....	94

## Chapitre V : Etude du plancher mixte

5.1. Introduction : .....	96
5.2. Etude de la dalle collaborante : .....	96
5.3. Evaluation des charges : .....	97
5.4. Vérification des solives : .....	98
5.5. Calcul de la poutre maîtresse: .....	111
5.6. Ferrailage de la dalle du plancher : .....	114

## Chapitre VI : Etude des contreventements

6.1. Introduction : .....	117
6.2. Rôle des systèmes de contreventement : .....	117
6.3. Contreventement de toiture (poutre au vent) : .....	117
6.3.1. Calcul de la poutre au vent en pignon : .....	117
6.3.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent : .....	118
6.3.1.2 Calcul des réactions RA, RB : .....	119
6.3.1.3. Section de la diagonale : .....	120
6.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans : .....	121
6.3.1.2 Calcul des réactions RA, RB : .....	119
6.3.1.3. Section de la diagonale : .....	120
6.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans : .....	121
6.3.1.2 Calcul des réactions RA, RB : .....	119
6.3.1.3. Section de la diagonale : .....	120
6.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans : .....	121
6.5.1 Pré dimensionnement : .....	123
6.5.1. Vérification de la résistance de la poutre sablière : .....	124
6.5.1.1) Vérification aux instabilités : .....	124

## **Chapitre VII : Etude sismique**

7.2. Présentation du logiciel ROBOT : .....	127
7.3. Modélisation :.....	127
7.4. Introduction : .....	127
analyse de la structure :.....	127
7.4.1. Type d'analyse : .....	127
7.4.2. Méthodes de calcul :.....	127
7.4.2.1. La méthode statique équivalente : .....	128
a. Principe de la méthode : .....	128
b. Calcul de la force sismique totale :.....	128
7.5. La méthode modale spectrale :.....	131
7.5.1Principe de la méthode spectrale :.....	131
7.5.2 Spectre de repense de calcul : .....	131
7.5.3 Nombre de modes de vibrations à considérer : .....	132
7.5.4 Résultat de calcul : .....	132
a. Pourcentage de participation de masse :.....	132
b. Les réponses modales de la structure : .....	133
7.5.5 Analyse des résultats : .....	135
a. Les combinaisons de calcul : .....	135
a. Résultantes des forces sismiques de calcul : .....	136
7.6. La Vérification des déplacements : .....	136

## **Chapitre VIII : Vérification de la structure**

8.1Introduction :.....	138
8.2. Vérification des traverses :.....	138
8.2.1Charges repaires sur la traverse.....	139
8.2.2 Caractéristiques de la traverse.....	139
8.2.3 Efforts sollicitant .....	139
8.2.4 Classe de la section transversale .....	139
8.2.4.1 Classe de l'âme : (Flexion composée).....	139

8.2.4.2 Classe de la semelle : (comprimée).....	140
8.2.5 Condition de résistance .....	140
8.2.5.1 Vérification de l'effort tranchant.....	140
8.2.5.2 Vérification de la résistance .....	140
8.2.5.3 Vérification de l'élément aux instabilités.....	140
Flexion composée avec risque de flambement :.....	141
a. Calculons la longueur de flambement .....	141
b. Calcul Les Élançement.....	141
c. Calcul les élançements critiques.....	141
8.3. Vérification des poteaux : .....	144
8.3.1 Vérification à la résistance : .....	144
8.3.2Vérification de l'effort tranchant : .....	146
Vérification au moment fléchissant : .....	146
Vérification à l'effort normal : .....	146
Vérification de l'élément aux instabilités : .....	146
Calcul des coefficients réducteurs.....	148
8.4 Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :.....	150
8.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilités de long pan : .....	151
8.6. Résumé des résultats obtenus :.....	152

## **Chapitre I X : Les assemblages**

9.1. Introduction :.....	154
9.2. Fonctionnement des assemblages : .....	154
a) Le boulonnage :.....	154
b) Le soudage :.....	154
c)Fonctionnement par adhérence : .....	155
d) Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 –eurocode3).....	155
e) Coefficient de frottement : (art.6.5.8.3 (1)) .....	155
9.3. Rôle des assemblages : .....	155
9-4. Calcul des assemblages :.....	155
9-4 .1 Assemblage poteau - traverse : .....	157
9-4.2Assemblage Traverse _ traverse : .....	164
9.4.3 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :.....	168

Vérifications :.....	169
Vérification de la pression diamétrale.....	169
Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette.....	169
Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs .....	170
Dimensionnement du cordon de soudure .....	170
Les longueurs de soudures : .....	170
9.4.4 Assemblage de l'échantignolle : .....	171
❖ Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	171
Assemblage de l'échantignolle sur la traverse .....	172
9.4.5 Assemblage poteau- poutre sablière :.....	173
9-4.5.1Assemblage platine – poteau : .....	173
9.4.5.2 Dimensionnement des boulons : .....	173
9.4.5.3 Assemblage platine – poutre sablière :.....	175
9.4.6Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :.....	176
9.4.6.1Assemblage gousset-nœud du portique :.....	176
9.4.6.1.1Pré dimensionnement du gousset .....	177
9.4.8 Assemblage poteau-poutre maîtresse :.....	182
9.4.9 Assemblage poteau poutre secondaire: .....	184
9.4.10 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale).....	188
9.4.11 Calcul des pieds de poteaux : .....	191

## **Chapitre X : Etude des fondations**

10.1 Introduction :.....	199
10.2 Choix du type de fondation .....	199
10.3 Calcul des fondations :.....	199
10.4 Dimensionnement de la semelle.....	200
10.4.1 Pré dimensionnement de la semelle du poteau.....	200
10.5 Ferrailage de la semelle : (BAEL 91) .....	203
10.6Calcul des longrines .....	206
10.6.1 Pré dimensionnement .....	206
10.6.2 Ferrailage.....	206
10.6.3 Armatures transversales.....	207
10.7 Ferrailage du fût. ....	208



## La liste des figures

Figure I-1 : vue en 3D de hangar.....	3
Figure 1. 2: Composition d'une dalle mixte.....	4
Figure 1. 3: Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs. ....	5
FigureI-4: Diagramme effort /déformation de l'acier. ....	7
Figure 2.1 : Les directions principales du vent. ....	13
Figure2-2 : Valeurs de Cd pour les structures métalliques. (Chapitre 3 fig3.2.RNV1999)13	13
Figure 2-3 Répartition de la pression dynamique .....	17
Figure2-4: Vue en plan des zones de pression sens V2 .....	18
Figure2-5: Vue en élévation des zones de pression sens V2.....	18
Figure 2-6 : Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	19
Figure2-7 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2. ....	20
Figure2-8: Valeurs de Cpe pour la toiture sens V2.....	21
Figure2-9 : les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sensV2 .....	23
Figure2-10: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sensV2 .....	25
Figure2-11: Vue en plan des zones pressions sens V1.....	26
Figure2-12: Vue en plan en élévation des zones de pressions sens V1 .....	26
Figure 2-13: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sensV1.....	27
Figure2-14 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1. ....	28
Figure2-15 : Valeurs de Cpe, pour la toiture.....	29
Figure2-16: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sensV2 .....	32
Figure 2-17: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V134	34
Figure2-18 : force résultante R.....	37
Figure2-19 : Représentation des surfaces sens du vent V2.....	38
Figure2-20 : Représentation des surfaces sens du vent V1.....	39
Figure 2. 21: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur sol (fig .6.3 RNV1999). ....	40
Figure 2.22: Force exercée sur l'acrotère.....	42
3.1. Calcul des pannes :.....	43
Figure 3. 1: Disposition de la panne.....	43
Figure3.2 : La pente de calcul .....	44
Figure 3. 3: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes .....	44

Figure 3. 4: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.....	45
Figure 3. 5 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.....	45
Figure 3. 6: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes. ....	46
Figure 3. 7: Panne continues avec liernes à mi- portée.....	48
Figure 3. 8 : illustration de la zone comprimée.....	53
Figure 3. 9: disposition des liernes.....	60
Figure 3. 10:Echantignolle.....	62
Figure 3. 11: Dimensions de l'échantignolle.....	63
Figure 3. 12: disposition des lisses.....	64
Figure 3. 13: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z. ....	64
Figure 3. 14: disposition des liernes.....	68
Figure3.15 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les traverses.....	71
Figure3.16 : la distribution des efforts pour chaque pote.....	76
Figure 4-1 L'ESCALIERS.....	80
Figure 4. 2: Schéma statique d'escaliers.....	81
Figure 4-3: Vue en plan de l'escalier. ....	82
Figure 4. 4: Schémas statique de la cornière.....	83
Figure 4. 5: charges appliqué sur 1 limon.....	84
Figure 4. 6: Schéma statique de la poutre palière. ....	87
Figure 4. 7: Schéma statique d'escaliers.....	90
Figure 4. 8: Schémas statique de la cornière. ....	91
Figure 4.9: charges appliqué sur 2 limon.....	92
Figure 4-10: Schéma statique de la poutre palière. ....	96
Figure 5. 1: Schéma des composants du plancher mixte.....	98
5.2. Etude de la dalle collaborante :.....	98
Figure 5. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers. ....	99
Figure 5. 3: Schéma statique de la solive type1. ....	100
Figure 5. 4: Largeur de la dalle effective. ....	103
Figure 5. 5Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle. ....	104
Figure 5. 6: Diagramme de contraintes de flexion simple. ....	106
Figure 5. 7 : Diagramme de contraintes de flexion simple. ....	107

Figure 5. 8: Effets du retrait : (a) déformations dues au retrait (b) contraintes dues au retrait .....	108
Figure 5. 9: Diagramme des contraintes normales finales en MPa.....	109
Figure 5. 10 : Schéma de position des connecteurs.....	110
Figure 5. 11: Schéma statique du sommier type1. ....	113
Figure 5. 12: Sommier sous charge répartie.....	114
Figure 5. 13: Schéma statique du sommier. ....	114
Figure 5.14 : Ferrailage de la dalle.....	118
Figure 6.1: schéma statique de la poutre au vent en .....	118
Figure6-2 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.....	119
Figure 6. 3: Schéma statique de palée de stabilité en long pan.....	121
Figure 6.4 effort sur la poutre sablière.....	123
Figure 7.1: Schéma du spectre de réponse suivant X.....	132
Figure 7.2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	133
Tableau 7.2: Pourcentage de participation de masse.....	133
Figure 7.3: Mode de déformation (01). ....	134
Figure 7.4: Mode de déformation (2). ....	135
Figure 7.5: Mode de déformation (3). ....	135
Figure 8.1: Illustration de la traverse la plus sollicité.....	139
Figure 8.2: Illustration du poteau le plus sollicité. ....	145
Figure 8.3: Illustration de la barre la plus sollicité.....	151
Figure 8.4: Illustration de la barre la plus sollicité.....	153
Figure9-1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse. ....	158
Figure 9-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	165
Figure 9-3: Détail d'assemblage des diagonales. ....	170
figure9-4: longueurs des soudures.....	172
Figure9-5:Vue perspective de l'échantignole. ....	173
Figure9-6 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière.....	174
Figure9-7 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.....	178
Figure9-8: Assemblage des diagonales sur gousset. ....	179
Figure9-9: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.....	181
Figure 9. 10: Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse. ....	183
Figure 9.11: Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse. ....	185

Figure9-12 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre secondaire .....	186
Figure9-13 : Assemblage solive-poutre principale. ....	189
Figure9-14: Disposition des boulons.....	190
Figure9-15 : Schéma de cisaillement du bloc. ....	191
Figure9.16 :Tige d'encrage du pied du poteau.....	193
Figure9-17: Dispositions constructives. ....	193
Figure9-18: Vue 3D du pied de poteau encastré. ....	194
Figure9-19:Vérification dans la section 1–1. ....	197
Figure9-20:Vérification dans la section 2 – 2. ....	198
Figure9-21 : Vérification dans la section 3 – 3. ....	198
Figure 10.1: Dimension de la semelle.....	202
Figure 10 .2 : Schéma de la semelle isolé. ....	203
Figure 10. 4: Schéma de ferrailage des longrines. ....	208
Figure 10.5 : Schéma du fût. ....	209

## Les listes des tableaux

Tableau 1. 1: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....	8
Tableau2-1: Les valeurs de Cd.....	14
Tableau2-2: Les valeurs de Cd.....	14
Tableau2-3: Les valeurs de Ce .....	14
Tableau2-4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	14
Tableau2-5: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.....	17
Tableau2-6 : Valeur de c <sub>pe</sub> pour la toiture sens V2.....	19
Tableau2-7 :Les valeurs de surpressions qj pour la paroi verticales le sens V2 .....	20
Tableau2-8 : Les valeurs de surpressions qj pour la Toiture le sens V2 .....	20
Tableau2-9 :Les valeurs de su pressions qj pour la paroi verticales le sens V2.....	22
Tableau2-10 : Les valeurs de surpressions qj pour la Toiture le sens V .....	22
Tableau 2-11: Cpe,10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1 .....	25
Tableau2-12: Valeur de Cpe,10 pour la toiture sens V1 .....	27
Tableau2-13:Les valeurs de sur pressions qj pour la paroi verticales le sens V1 .....	28
Tableau2-14 : Les valeurs de surpressions qj pour la Toiture le sens V1 .....	29
Tableau2-15: Les valeurs de su pressions qj pour la paroi verticales le sens V1.....	30
Tableau2-16 : Les valeurs de surpressions qj pour la Toiture le sens V1 .....	31
Tableau2-17: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.....	36
Tableau2-18: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 .....	38
Tableaux3.1 : caractéristiques géométriques d’IPE160 .....	47
Tableaux3.2 : caractéristiques géométriques d’IPE180 .....	53
Tableaux 3.3: caractéristiques géométriques d’IPE180 .....	63
Tableaux 3.4: caractéristiques géométriques d’IPE330.....	70
Tableau 5. 1: Evaluation des charges permanentes.....	99
Tableau 6.1: les valeurs des forces du au vent du au nouds.....	119
Tableau 7. 1: Pénalité de vérification.....	.....
<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Tableau 7.2: Pourcentage de participation de masse.....	133
Tableau 7.3: Combinaisons de calcul.....	135

**Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.** Tableau 8-1: Caractéristiques du  
profil IPE360..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 8.2: liste des éléments et de leurs sections choisies.....  
**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 9. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.**Erreur ! Signet  
non défini.**

Tableau 9. 2 : Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.....  
**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 9. 3: Principales caractéristiques géométrique. ....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau9-4:Épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué. ....**Erreur ! Signet non  
défini.**8

Tableau 10.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA280....**Erreur ! Signet non défini.**

## Introduction générale

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Il est indispensable de savoir qu'au cours des dernières décades, il a fallu s'adapter pour tenir compte de l'évolution des nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes, aussi les changements climatiques (neige et vent).

L'ouvrage en question est un bâtiment à un seul étage, La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structurels, formels, et surtout économiques.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante d'un assemblage de différents composants, qui doit être calculé et conçu globalement de manière à assurer que la structure répond à l'usage pour lequel a été réalisée. Ce qui génère le respect total et ultérieur du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives au système structurel.

La vérification d'ensemble préalable à tout calcul, consiste à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre travail qui génère une étude et un calcul d'un bâtiment industriel.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis Robot qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ✓ Première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
  - ✓ La deuxième sera la détermination des actions présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode 3.
-

- ✓ Et pour la troisième étape ; elle sera consacrée pour l'étude des éléments secondaires.
  - ✓ La quatrième étape portera sur la vérification du plancher mixte
  - ✓ . La cinquième étape sera consacrée pour le calcul des contreventements.
  - ✓ La sixième étape sera consacrée pour l'étude dynamique du bâtiment ; qu'on fera par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (version 2013).
  - ✓ La septième étape sera menée pour le but de la vérification des éléments de la structure aussi la vérification de l'ensemble.
  - ✓ La huitième étape a pour objet la détermination de l'infrastructure (le système de fondation).
-

## 1.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un hangar de forme rectangulaire à deux versants .il est constitué d'un RDC à usage stockage et d'un niveau à usage bureau.

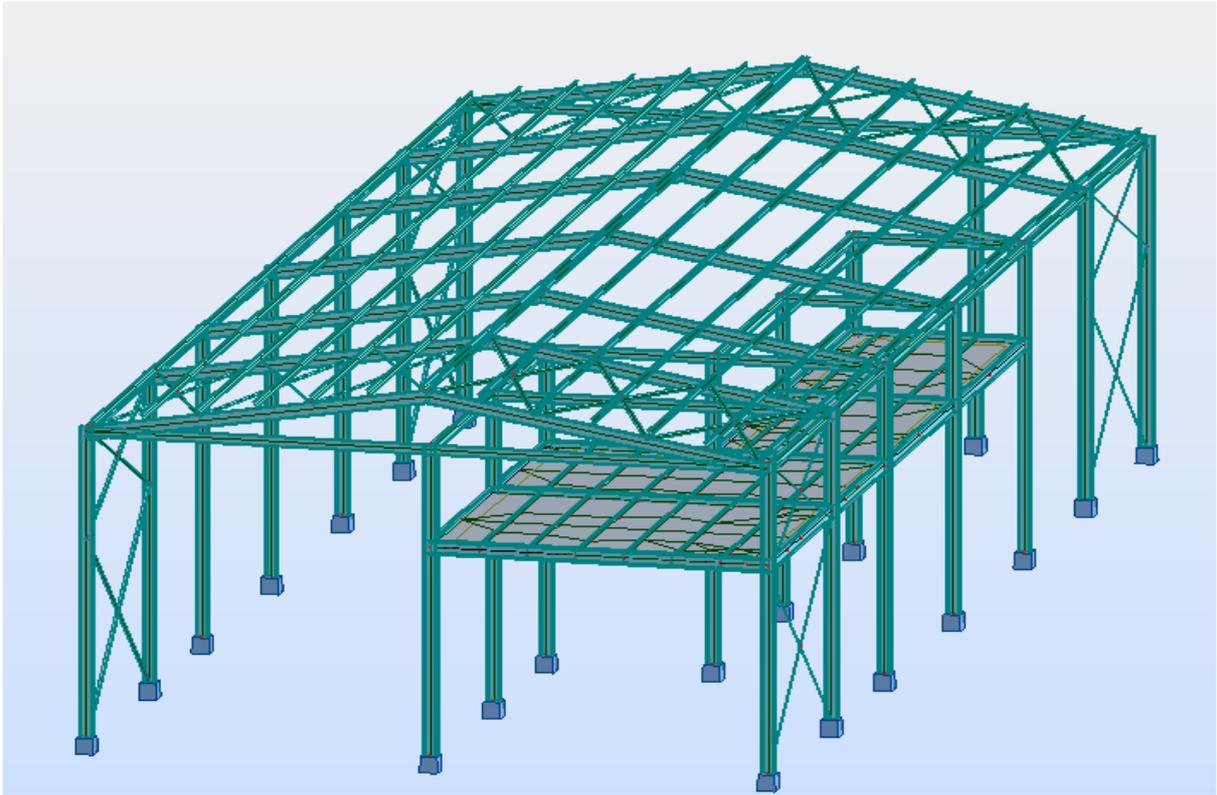


Figure I-1 : vue en 3D de hangar

## 1.2. Situation du projet :

Le projet sera implanté au niveau de la commune de d'OUED GHIR dans la wilaya de BEJAIA qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

## 1.3. Caractéristiques :

a)Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale= 37.5 m
- Largeur totale = 17.05 m
- Hauteur totale =10m
- Hauteur des poteaux =8.50m

- Largeur de plancher =8.30
- Hauteur de l'étage =5.70m
- 

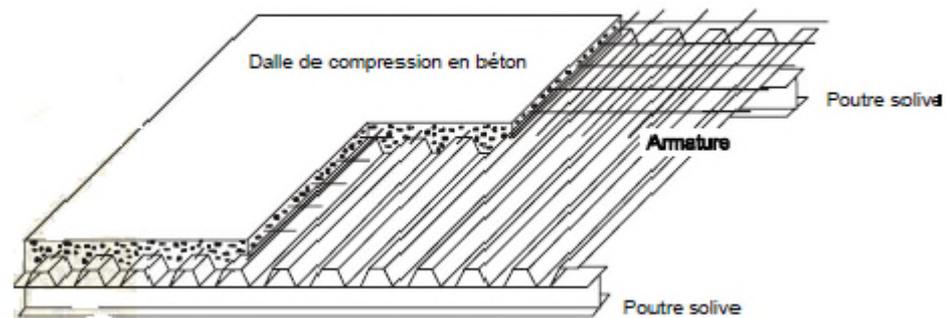
### b) Étude de sol :

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

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$
- La description des couches du sol nous montre que le terrain est d'agressivité chimique nulle (absence de sulfates).
- un système de fondation en semelles superficiel à une profondeur d'ancrage de 1.40m

### C) Plancher :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :



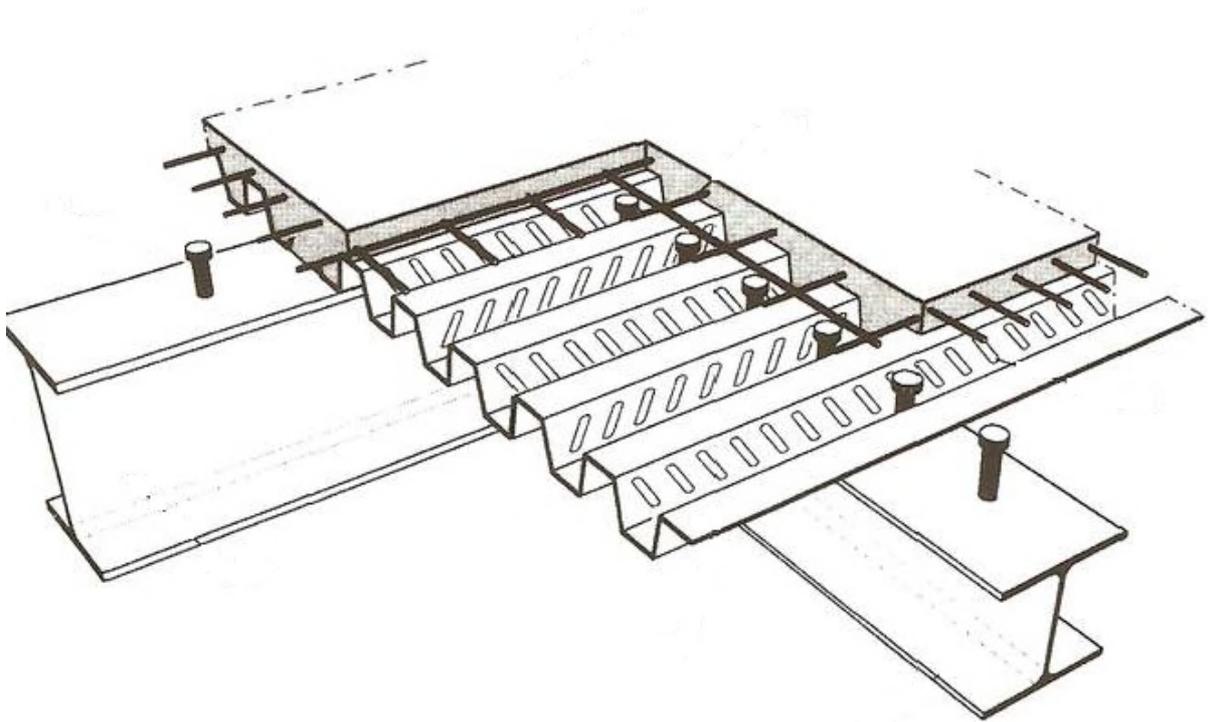
**Figure 1. 1: Composition d'une dalle mixte.**

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée à froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métallique de type IPE ou HEB.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure 1.3.



**Figure 1. 2: Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goudjons connecteurs.**

#### **d) Toiture :**

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

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- L'isolation thermique et phonique
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.
- La rapidité d'exécution
- 

#### **e)L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, dans notre cas elles sont réalisées avec des éléments métallique.

#### **f) Les façades et cloisons**

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

**i) Matériaux utilisés****a) Acier**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

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

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

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

**Propriété de l'acier :****1. Résistance**

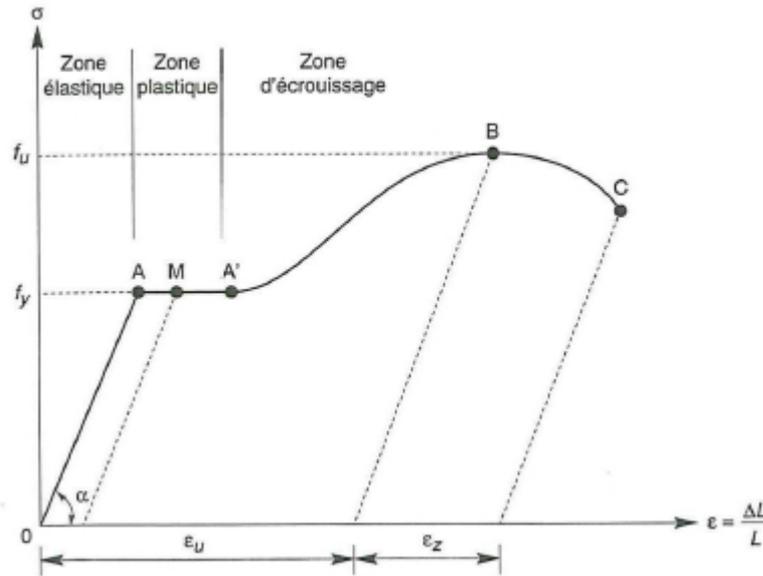
Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalément (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

**2. Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ )
- À la rupture l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieure ou égal à 15%.



**FigureI-4: Diagramme effort /déformation de l'acier.**

## 2. Propriétés mécaniques :

- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

### a)Le béton :

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à  $450 \text{ daN/cm}^2$  mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

### ❖ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours :  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction à 28jours :  $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ .
- Le poids spécifique :  $\rho = 25 \text{ KN / m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

### 1.4. Règlement utilisés :

- R.N.V.19 99 : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 1999.
- CCM97 , Eurocodes0 3 et 04 : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97, l'Eurocode 3 et à Eurocode 4
- RPA 99 V2003 : l'étude séismique se fera suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 version 2003.
- D.T.R-B.C-22: charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Règlement de calcul des fondations superficielles DTU 13.12

### 1.5. Les Actions prises en compte :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

### 1.6. Les situations de projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

### 1.7. Les Combinaisons d'actions :

#### 7.1. Situation durable :

##### a)Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

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

- Cas d'une seule action variable

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

- Cas de plusieurs actions variables

$$Q_i : 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 (\Sigma Q_i)$$

Avec :

$G_{\max}$  : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

$G_{\min}$  : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

**b) Etat Limite de Service**

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

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

- Cas d'une seule action variable

$$Q : G + Q$$

- Cas de plusieurs actions variables

$$Q_i : G + 0.9 (\Sigma Q_i)$$

**7.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :**

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée **E**
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q \pm E$  ;
- $0.8 G \pm E$  : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est

favorable.

**1.8. Limites des flèches et des déplacements :**

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés

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

Conditions	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400	L/500
Cas où $\delta_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	/

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

Avec :

$\delta_{max}$  : Flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis

$\delta_2$  : Variation de la flèche de la poutre due aux charges variable augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes

## **2.1 Introduction :**

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction

Le calcul des actions dues au vent sera calculé par le règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties

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

- de la région
- du site d'implantation
- de la hauteur de la construction
- de la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

## **2.2 Etude au vent :**

La réglementation en vigueur (DTR RNVA 99), Nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La zone (région).
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme de la toiture.
- La forme géométrique de l'ouvrage.

### 2.2.1 Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul :

#### a) Effet de la région

Selon le RNVA 99, notre Projet est situé dans la commune (OUED GHIR) de la wilaya de BEJAIA qui est classé en zone **I**. Par conséquent, selon le (tableau 2-3 du RNVA99), la pression de référence est comme suit :  $q_{ref} = 375 \text{ N/ m}^2$ .

#### b) Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient d'exposition » ( $C_e(z)$ ). Ce dernier tient compte des effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ( $C_r(z)$ ) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ( $C_t(z)$ ).

La structure sera implantée dans une zone industrielle :

D'où

Catégorie de terrain **III** :

- Le facteur de terrain  $K_T = 0,22$
  - Le paramètre de rugosité  $z_0 = 0,3$
  - La hauteur minimal  $Z_{min} = 8\text{m}$ .
- } (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

#### c) Coefficient de topographie

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_T = 1$ . (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

#### d) Calcul du coefficient dynamique $C_d$

$C_d$  est donné en fonction de :

- $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $H$  (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

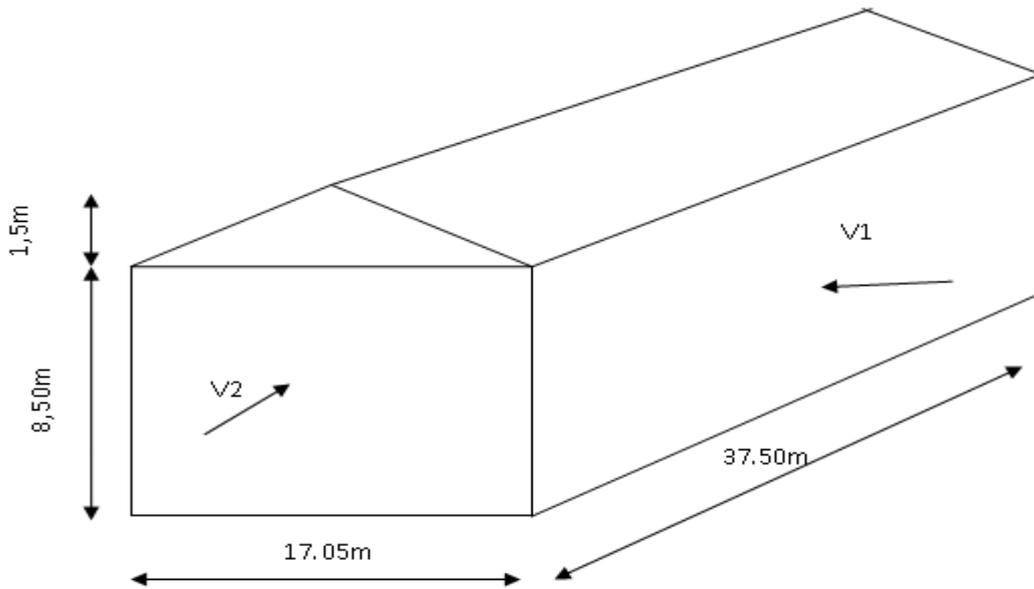


Figure 2.1 : Les directions principales du vent.

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l’abaque de la (figure 3.2 du RNVA99) pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.

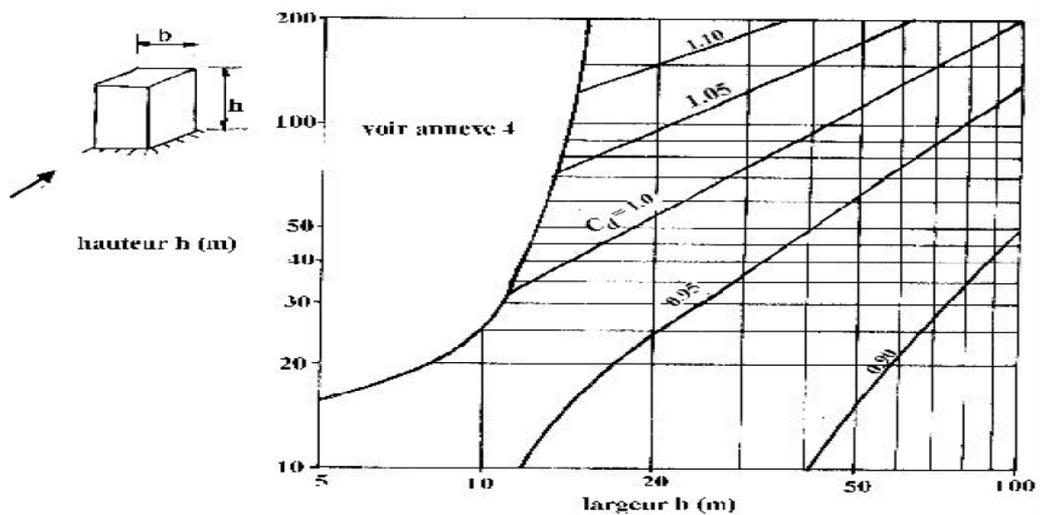


Figure2-1 : Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques. (Chapitre 3 fig3.2.RNV1999)

Direction longitudinale du vent V1 : pour :  $b_1=37,50m$  et  $h=10m$  ;

Par interpolation on aura :  $C_d=0,92$

$$\frac{0.90 - cd}{37.50 - 20} = \frac{cd - 0.95}{50 - 37.50}$$

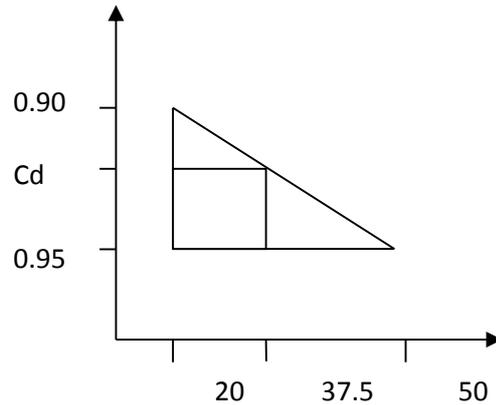
$$\frac{0.90 - cd}{17.5} = \frac{cd - 0.95}{12.5}$$

$$(0.90 - cd) 12.5 = (cd - 0.95) 17.5$$

$$11.25 - 12.5cd = 17.5cd - 16.625$$

$$30cd = 27.875$$

$$Cd = \frac{27.875}{30} = 0.92$$



**Direction transversale du vent V2** : pour : b2=17.05m et h=10m ;  
 par interpolation on aura : Cd=0,93

Pour les deux directions Cd < 1,2 ; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de Cd sont résumées dans le tableau suivant :

Direction du vent	h (m)	b (m)	Cd
V1	10	37.5	0.92
V2	10	17.05	0.93

**Tableau2-1: Les valeurs de Cd.**

### 2.3 Calcul de la pression :

D’après le règlement, les pressions qj sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

#### 2.3.1 Détermination de la pression qdyn :

Pour la vérification à la stabilité d’ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître – couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure (3.1.1 du chapitre 2 du

RNVA99) ; qui stipule que : les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10m doivent être considérées comme un tout (un seul élément j).

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure Permanente est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$C_e$  : le coefficient d'exposition au vent.

$z_j$  : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j.

$z_j$  : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j.

### 2.3.2 Coefficient de rugosité $C_r$ :

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z}{Z_0} & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

- $K_T$  : Facteur de terrain
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale
- $Z$  : Hauteur considérée

Les valeurs des  $C_r$  sont résumées dans le tableau suivant :

niveau	$Z_{min}(m)$	$Z(m)$	Les formules	$C_r(z)$
Parois verticale	8	4.25	$Z < Z_{min}$	0.722
toiture	8	10	$Z_{min} \leq Z \leq 200m$	0.771

**Tableau2-2: Les valeurs de  $C_d$ .**

### 2.3.3 Calcul de coefficient d'exposition ( $C_e$ )

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car  $C_d < 1.2$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)}\right] \quad (\text{Chap II RNV A99 Art 3.3})$$

niveau	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$C_e(z)$
Parois verticale	1	0.722	1.633
toiture	1	0.771	1.782

**Tableau2-2: Les valeurs de  $C_e$**

### 2.3.4 Valeurs des pressions dynamiques $q_{dyn}$ :

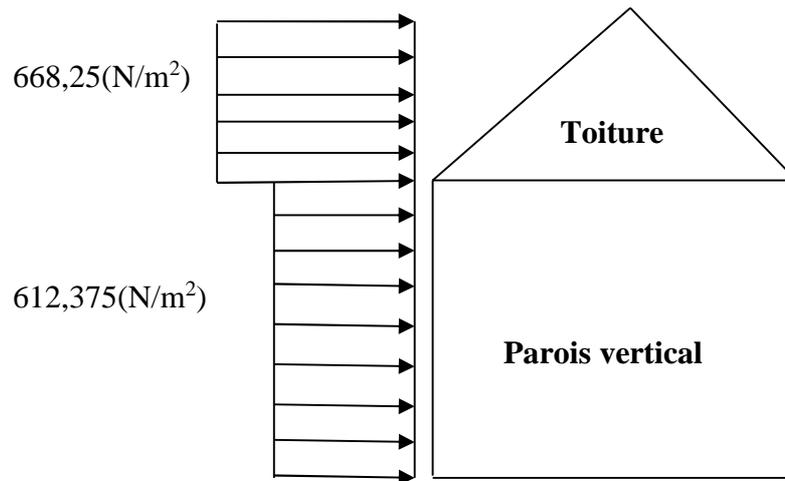
Selon la relation :

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

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

niveau	$q_{ref}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_e(z_j)$	$q_{dyn}(z_j)$ (N/m <sup>2</sup> )
Parois verticale	375	1.633	612.375
toiture	375	1.782	668.25

**Tableau2-3 : Les valeurs de la pression dynamique.**



**Figure 2-3 Répartition de la pression dynamique**

### 2.3.5 Détermination des coefficients de pression :

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

#### 2.3.5.1 Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2) :

##### 2.3.5.1.1 Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$

###### a) Parois verticales :

On se réfère au paragraphe (1.1.1.2 du chapitre 5 du RNVA99) pour la détermination des différentes zones de pression et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ .

Pour cette direction du vent :  $b=17.05m$ ,  $d=37.5m$ ,  $h=10m$ .

$$e = \min [b, 2 \cdot h] = \min [17.05 ; 2 \cdot 10] \text{ donc } e=17.05m, e/5=3.41m$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous :

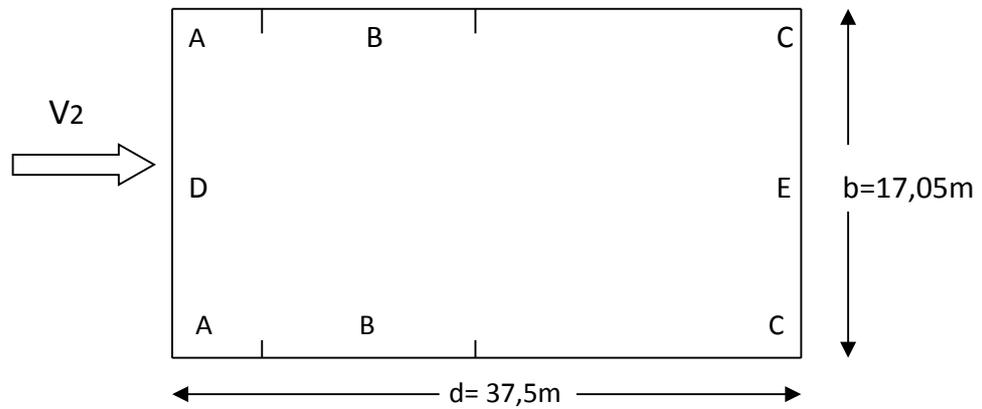


Figure2-2: Vue en plan des zones de pression sens V2

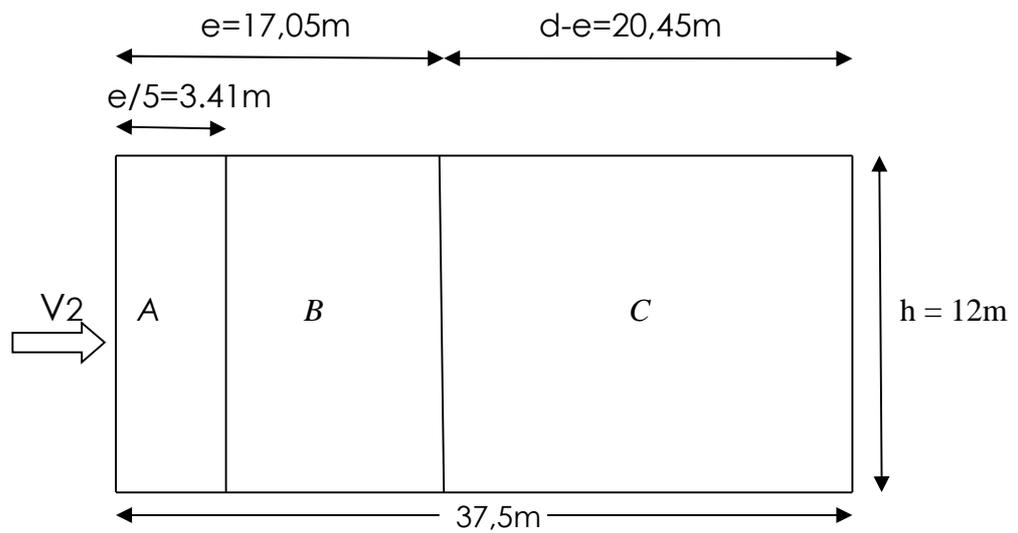


Figure2-3: Vue en élévation des zones de pression sens V2

Pour le calcul de  $C_{pe}$  on se réfère au paragraphe (1.1.2 chapitre 5 du RNVA99) :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) * \log(s) \text{ si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10\text{m}^2 \end{cases}$$

On a tout les surfaces  $> 10 \text{ m}^2$  ; donc  $C_{pe}=C_{pe,10}$

Pour le calcul de  $C_{pe,10}$  on se réfère au tableau (5.1) du RNVA99, et on trouve :

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m <sup>2</sup> )	28.985	115.94	173.825	144.925	144.925
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau2-4:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2.

La figure suivante illustre les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales :

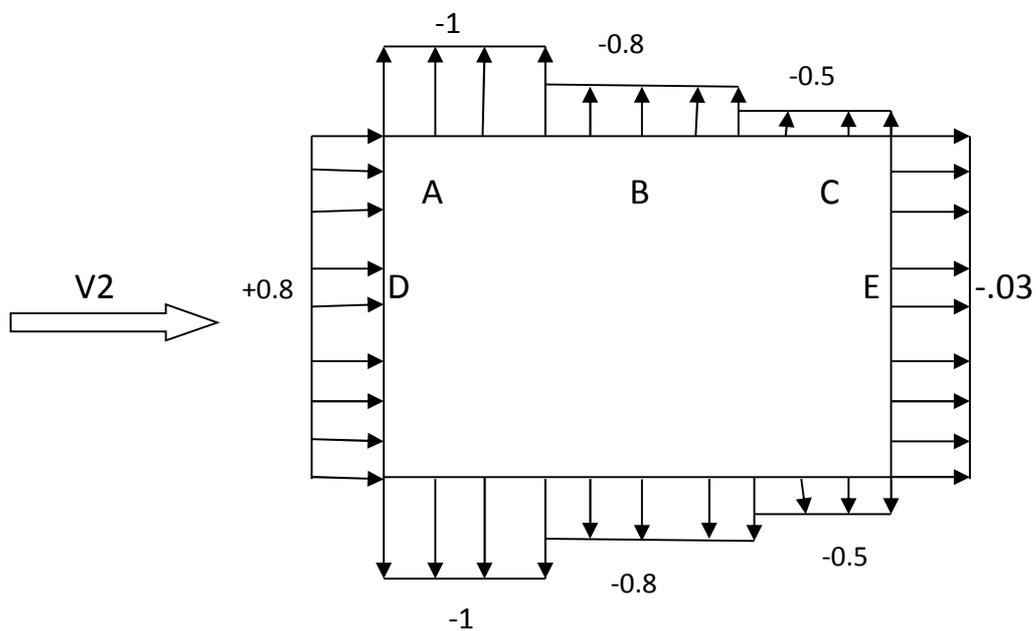
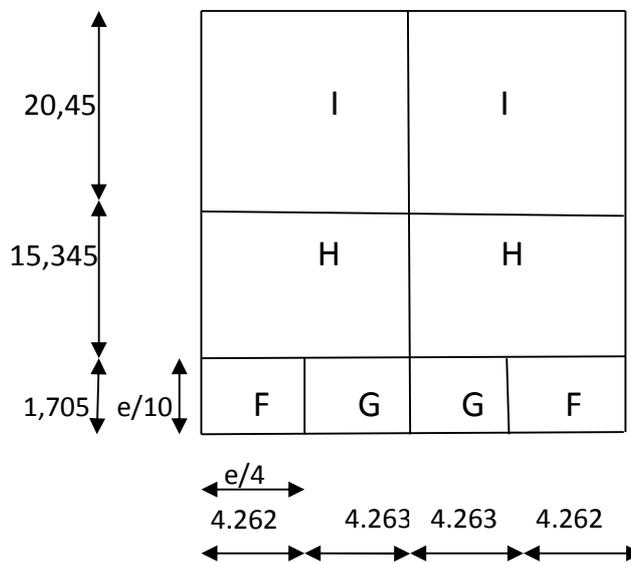


Figure 2-4 :  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

**b) Toiture :**

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle  $\alpha=9,97^\circ$  ; Selon RNVA 99 ( §1.1.5 chap5) Les différentes zones de pression F,G,H et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 17.05m$  ;  $d = 37.5m$  ;  $h = 10m$  ;  $e = \min [ b ; 2h ] = 17.05m$  ;  $e/4 = 4.262m$  ;  $e/2 = 8.525m$  ;  $e/10 = 1.705m$  .



**Figure2-5 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.**

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du (tableau 5.3 RNVA99) ( $\theta=90^\circ$ ).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

**Zone F :**

$$C_{pe10} = -1.6 + \frac{-1.3 - (-1.6)}{15 - 5} \cdot (9.97 - 5) = -1.450$$

**Zone G :**

$$C_{pe10} = -1.3 + \frac{-1.3 - (-1.3)}{15 - 5} \cdot (9.97 - 5) = -1.3$$

**Zone H :**

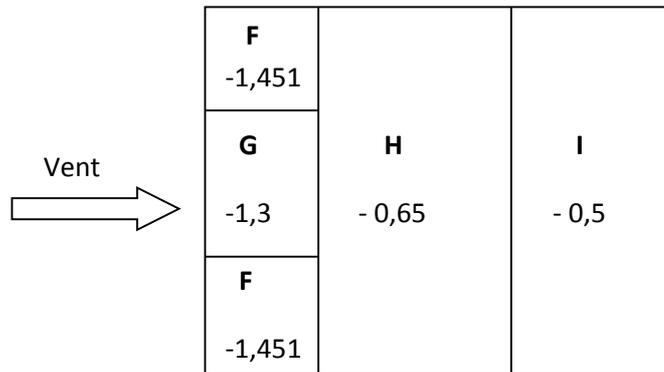
$$C_{pe10} = -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15-5} \cdot (9.97-5) = -0.650$$

**Zone I :**

$$C_{pe10} = -0.5 + \frac{-0.5 - (-0.5)}{15-5} \cdot (9.97-5) = -0.50$$

	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe}$	-1,451	-1,3	-0,65	-0,5

**Tableau2-6 : Valeur de  $c_{pe}$  pour la toiture sens V2.**



**Figure2-6: Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V2.**

**2.3.5.1.2 Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ . On prend les valeurs extrêmes  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$  (selon l'article 2.2.1 chap 5 RNV A99).

**Calcul des pressions :**

Ainsi, dans le cas de vent longitudinal agissant sur pignon, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{\text{dyn}}(Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

On obtient les valeurs des pressions  $q_j$ . Données dans les tableaux suivants :

### 1er cas : surpression intérieure

Pour :  $C_{pi} = +0.8$

### Parois verticales :

ZONE	$C_d$	$Q_{\text{dyn}}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j[N/m^2]$
<b>A</b>	0.93	612.375	-1	0.8	-1025,12
<b>B</b>	0.93	612.375	-0,8	0.8	-911,214
<b>C</b>	0.93	612.375	-0.5	0.8	-740,361
<b>D</b>	0.93	612.375	0.8	0.8	0
<b>E</b>	0.93	612.375	-0.3	0.8	-626.45

Tableau2-5 :Les valeurs de surpressions  $q_j$  pour la paroi verticales le sens V2

### Toiture

ZONE	$C_d$	$Q_{\text{dyn}}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j[N/m^2]$
<b>F</b>	0.93	668.25	-1.451	0.8	-1398.935
<b>G</b>	0.93	668.25	-1.3	0.8	-1305.092
<b>H</b>	0.93	668.25	-0.65	0.8	-901.135
<b>I</b>	0.93	668.25	-0.5	0.8	-807.914

Tableau2-8 : Les valeurs de surpressions  $q_j$  pour la Toiture le sens V2

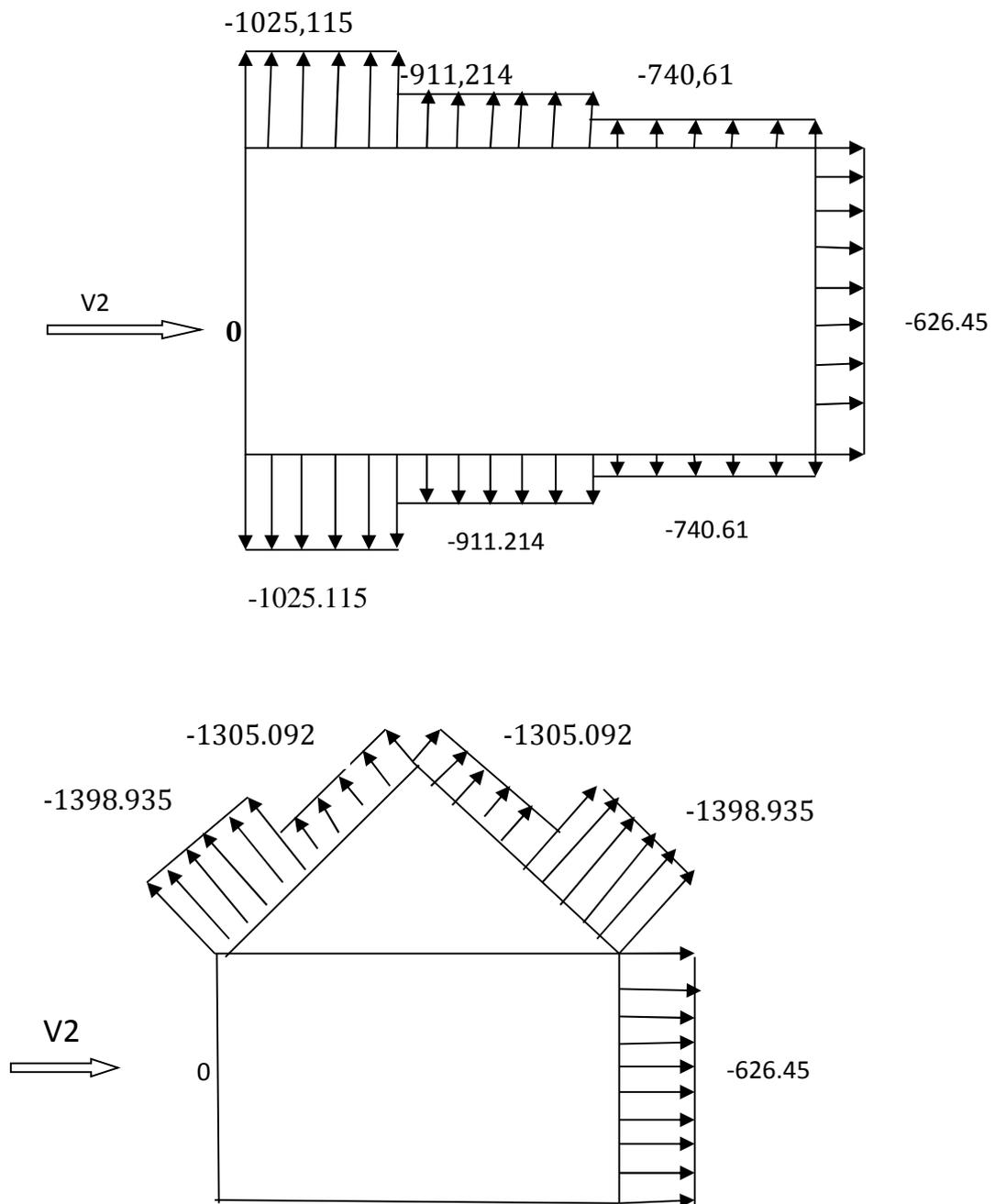


Figure2-9 : les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens  $V_2$

2eme cas : dépression intérieur

Pour :  $C_{pi} = -0.5$

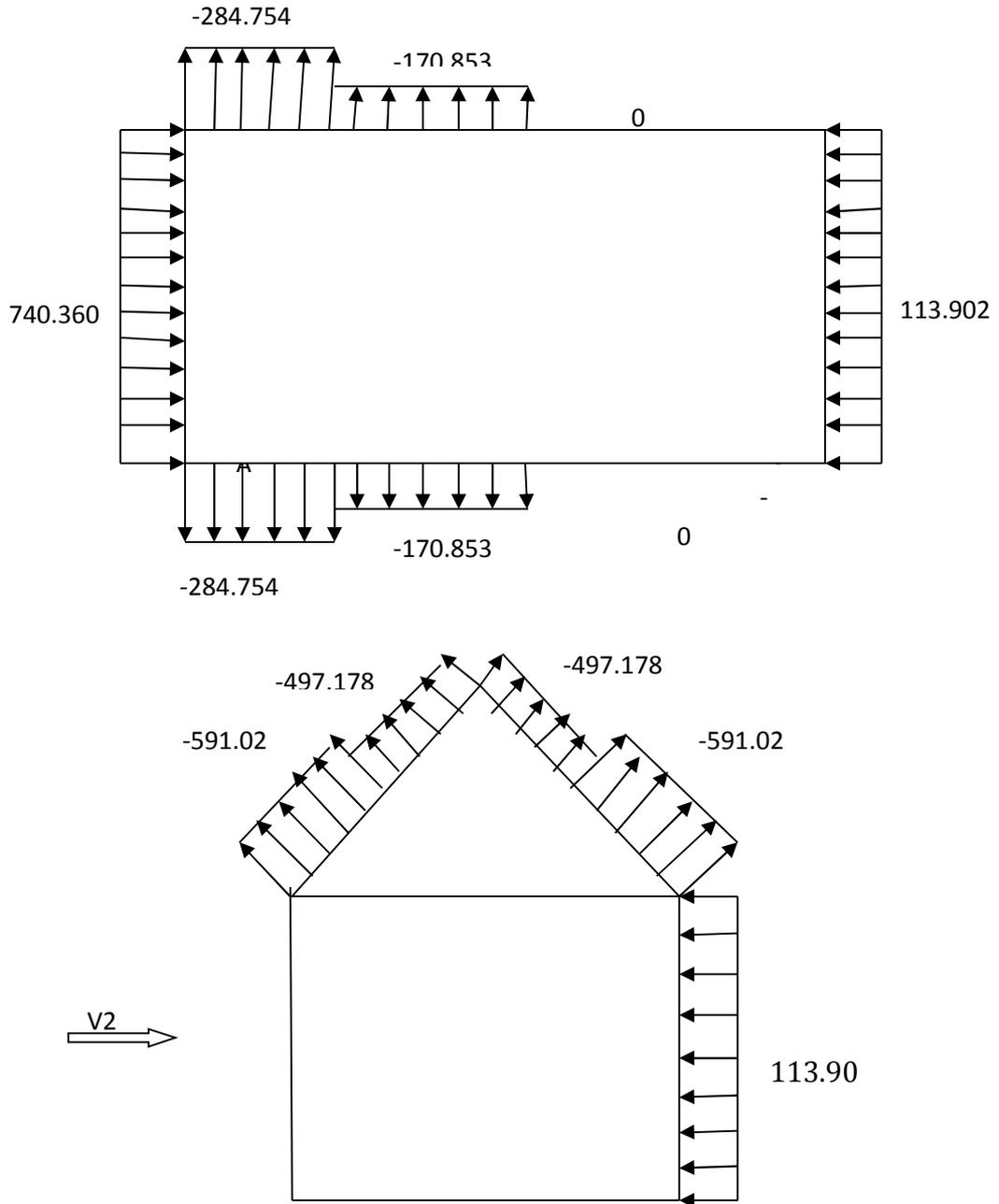
➤ **Parois verticales :**

<b>ZONE</b>	<b>C<sub>d</sub></b>	<b>Q<sub>dyn</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi</sub></b>	<b>q<sub>j</sub>[N/m<sup>2</sup>]</b>
<b>A</b>	0.93	612.375	-1	-0.5	-284.754
<b>B</b>	0.93	612.375	-0,8	-0.5	-170.853
<b>C</b>	0.93	612.375	-0.5	-0.5	0
<b>D</b>	0.93	612.375	+0.8	-0.5	740.361
<b>E</b>	0.93	612.375	-0.3	-0.5	113.902

**Tableau2-9 :Les valeurs de su pressions q<sub>j</sub> pour la paroi verticales le sens V2.****Toiture :**

<b>ZONE</b>	<b>C<sub>d</sub></b>	<b>Q<sub>dyn</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi</sub></b>	<b>q<sub>j</sub>[N/m<sup>2</sup>]</b>
<b>F</b>	0.93	668.25	-1.451	-0.5	-591.02
<b>G</b>	0.93	668.25	-1.3	-0.5	-497.178
<b>H</b>	0.93	668.25	-0.65	-0.5	-93.221
<b>I</b>	0.93	668.25	-0.5	-0.5	0

**Tableau2-10 : Les valeurs de surpressions q<sub>j</sub> pour la Toiture le sens V**



**Figure2-10: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V2**

**2.3.5.1.1 Vent perpendiculaire au long pan (sens V<sub>1</sub>) :**

Pour cette direction du vent, nous suivons les mêmes étapes que pour le sens V<sub>1</sub>

**2.3.5.1.1 Coefficient de pression extérieure C<sub>pe</sub>**

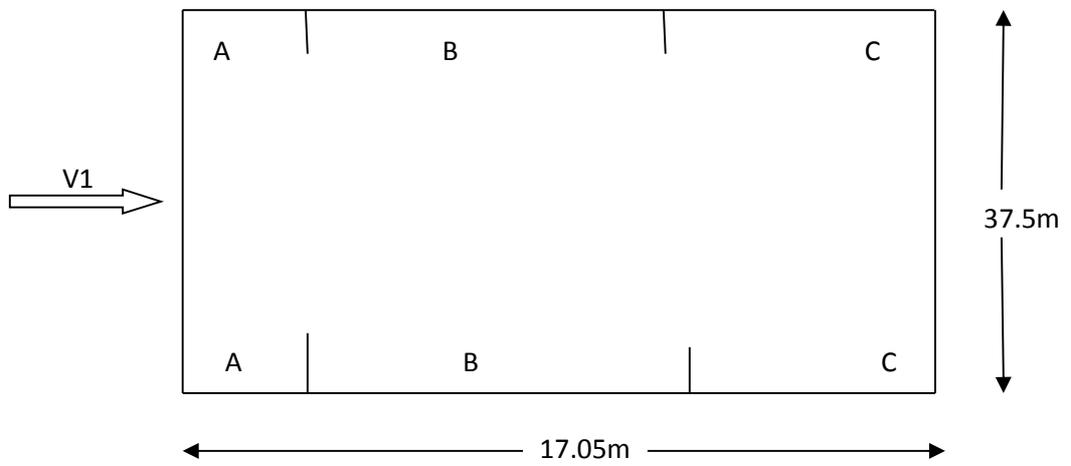
**a) Parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a  $b=37.5m$ ,  $d= 17.05m$ ,  $h= 10m$

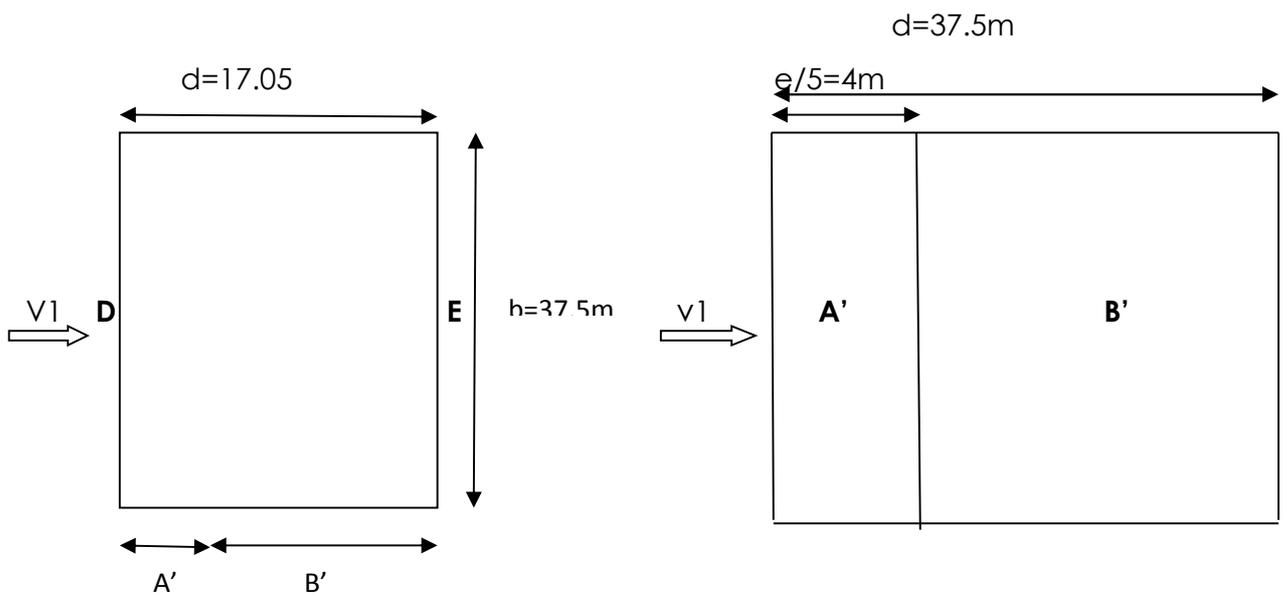
$e = \min [b ; 2*h] = \min [37.5 ; 2*10]=20m$ .

$d=17.05m < e= 20m$      $e/5=4m$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure ci-dessous



**Figure2-11: Vue en plan des zones pressions sens V1**



Vue en plan

Vue en élévation

**Figure2-12: Vue en plan en élévation des zones de pressions sens V1**

Pour cette direction toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup>, donc  $C_{pe}=C_{pe,10}$ .

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	34	110.925	318.75	318.75
$C_{pe,10}$	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 2-11:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.

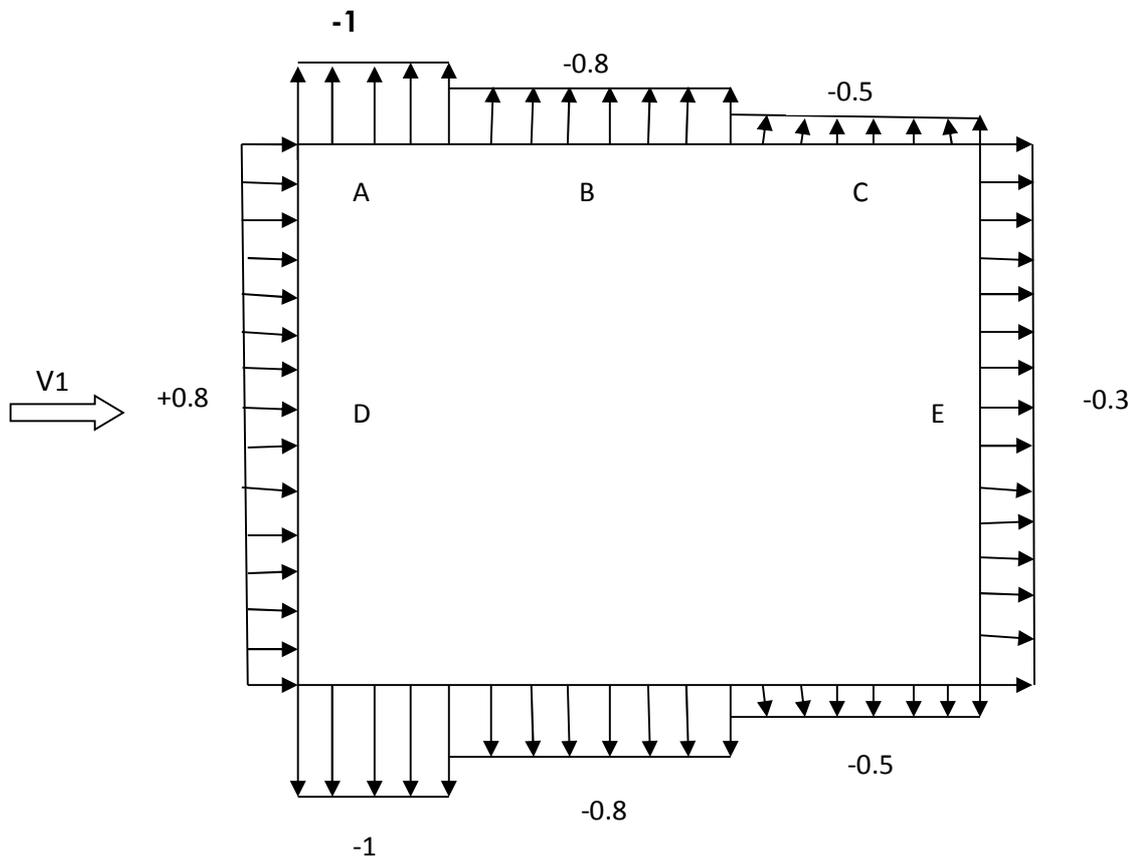
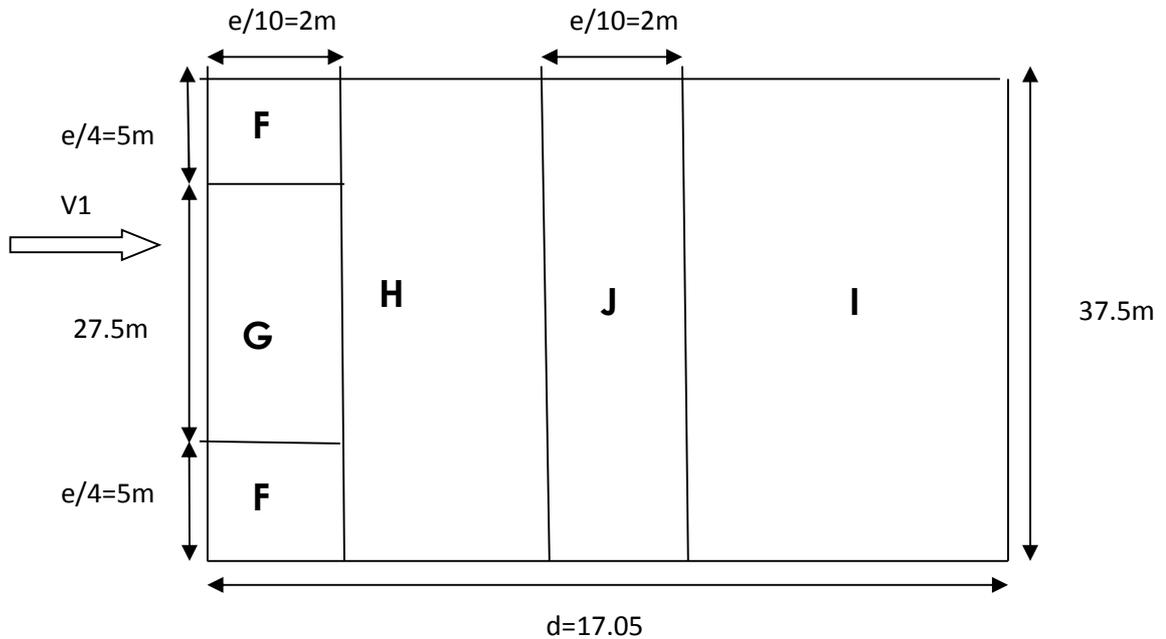


Figure 2-13:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

b) Toiture

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du tableau 5.4 RNVA99 pour  $\theta=0^\circ$ .

On a :  $b = 37.5 \text{ m}$  ;  $d = 17.05 \text{ m}$  ;  $h = 10 \text{ m}$  ;  $e = \min [ b ; 2h ] = 20 \text{ m}$  ;  $e / 4 = 5 \text{ m}$  ;  $e / 10 = 2 \text{ m}$



**Figure2-14 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.**

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du (tableau 5.3 RNVA99) pour  $\phi=0$ .

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

**Zone F** :  $S = 34\text{m} > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe10} = -1.7 + \frac{-0.9 - (-1.7)}{15 - 5} \cdot (9.98 - 5) = -1.302$$

**Zone G** :

$$C_{pe10} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \cdot (9.98 - 5) = -1.001$$

**Zone H** :

$$C_{pe10} = -0.6 + \frac{-0.3 - (-0.6)}{15 - 5} \cdot (9.98 - 5) = -0.451$$

**Zone I :**

$$C_{pe10} = -0.3 + \frac{-0.4 - (-0.3)}{15 - 5} \cdot (9.98 - 5) = -0.451$$

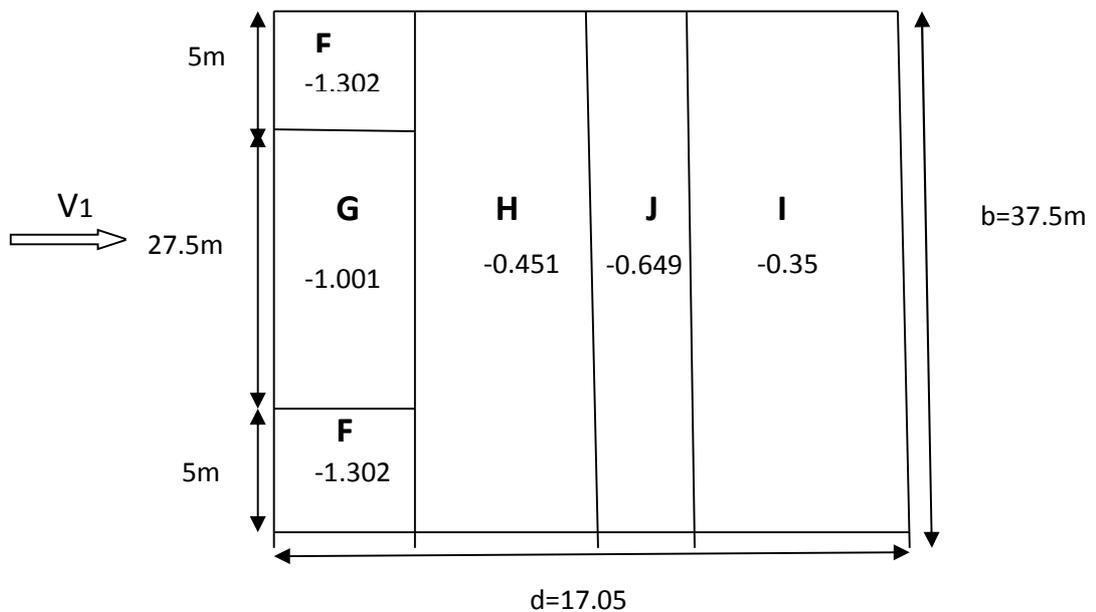
**Zone J :**

$$C_{pe10} = -0.3 + \frac{-1 - (-0.3)}{15 - 5} \cdot (9.98 - 5) = -0.649$$

Pour cette direction du vent, toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup> ; donc C<sub>pe</sub>=C<sub>pe,10</sub>

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	20.307	55.845	248.447	248.447	76.152
C <sub>pe,10</sub>	-1.302	-1.001	-0.451	-0.35	-0.649

**Tableau2-12: Valeur de C<sub>pe,10</sub> pour la toiture sens V1**



**Figure2-15 : Valeurs de C<sub>pe</sub>, pour la toiture.**

**2.3.5.1.2 Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Pour chaque cas on détermine l'indice de perméabilité comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

**Calcul et schématisation des différents pressions :**

Dans le cas de vent longitudinal agissant sur long pan, et en utilisant la formule :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

**1er cas : surpression intérieure**

Pour :  $C_{pi} = +0.8$

**Parois verticales :**

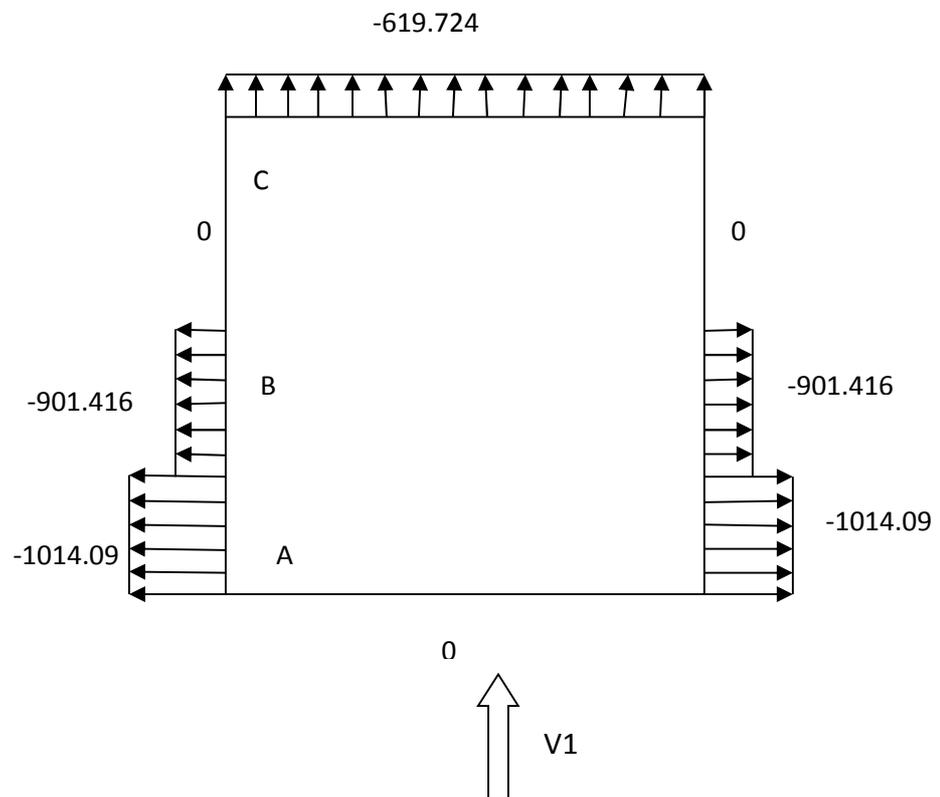
ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j [N/m^2]$
<b>A</b>	0.92	612.375	-1	0.8	-1014.09
<b>B</b>	0.92	612.375	-0.8	0.8	-901.416
<b>C</b>	0.92	612.375	-0.5	0.8	0
<b>D</b>	0.92	612.375	0.8	0.8	0
<b>E</b>	0.92	612.375	-0.3	0.8	-619.724

**Tableau2-13 :Les valeurs de sur pressions  $q_j$  pour la paroi verticales le sens V1**

Toiture :

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{Pe}$	$C_{pi}$	$q_j[N/m^2]$
<b>F</b>	0.92	668.25	-1.302	0.8	-1398.935
<b>G</b>	0.92	668.25	-1.001	0.8	-1305.092
<b>H</b>	0.92	668.25	-0.451	0.8	-901.135
<b>I</b>	0.92	668.25	-0.35	0.8	-807.914
<b>J</b>	0.92	668.25	-0.649	0.8	-890.831

Tableau2-14 : Les valeurs de surpressions  $q_j$  pour la Toiture le sens V1



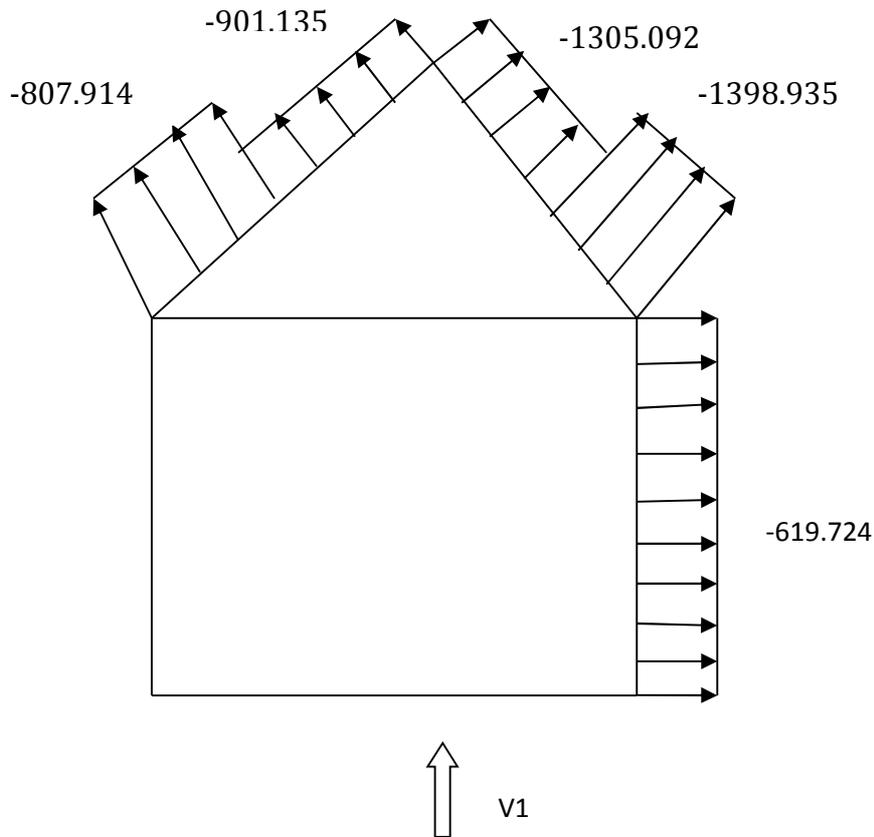


Figure2-16: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sensV2

Parois verticales :

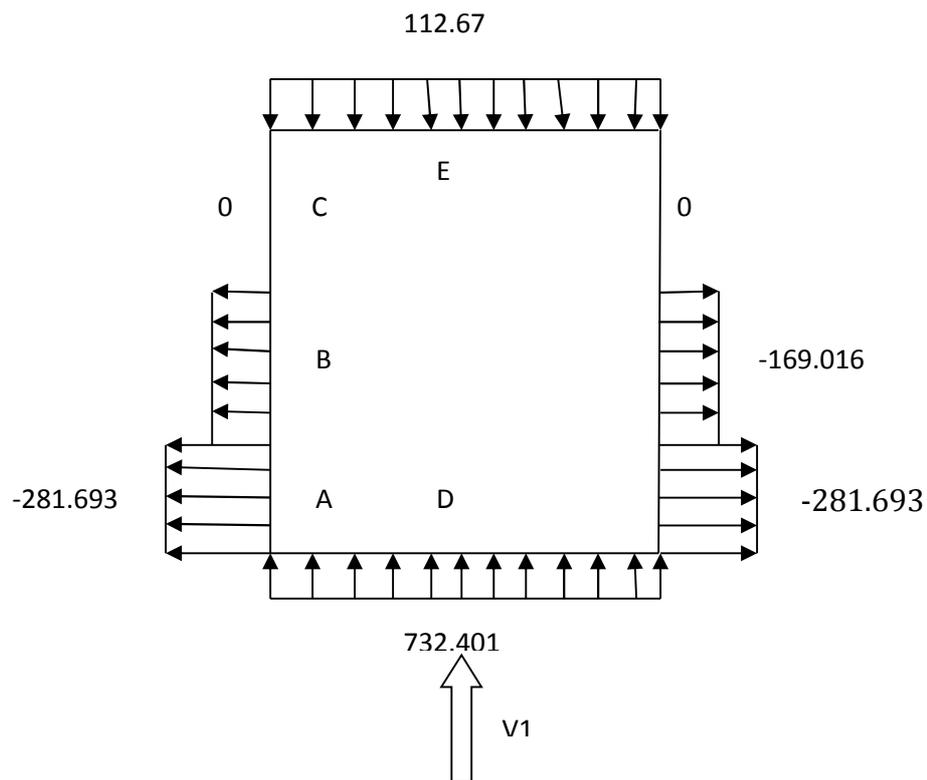
ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>Pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
<b>A</b>	0.92	612.375	-1	-0.5	-281.693
<b>B</b>	0.92	612.375	-0,8	-0.5	-169.016
<b>C</b>	0.92	612.375	-0.5	-0.5	0
<b>D</b>	0.92	612.375	+0.8	-0.5	732.401
<b>E</b>	0.92	612.375	-0.3	-0.5	112.677

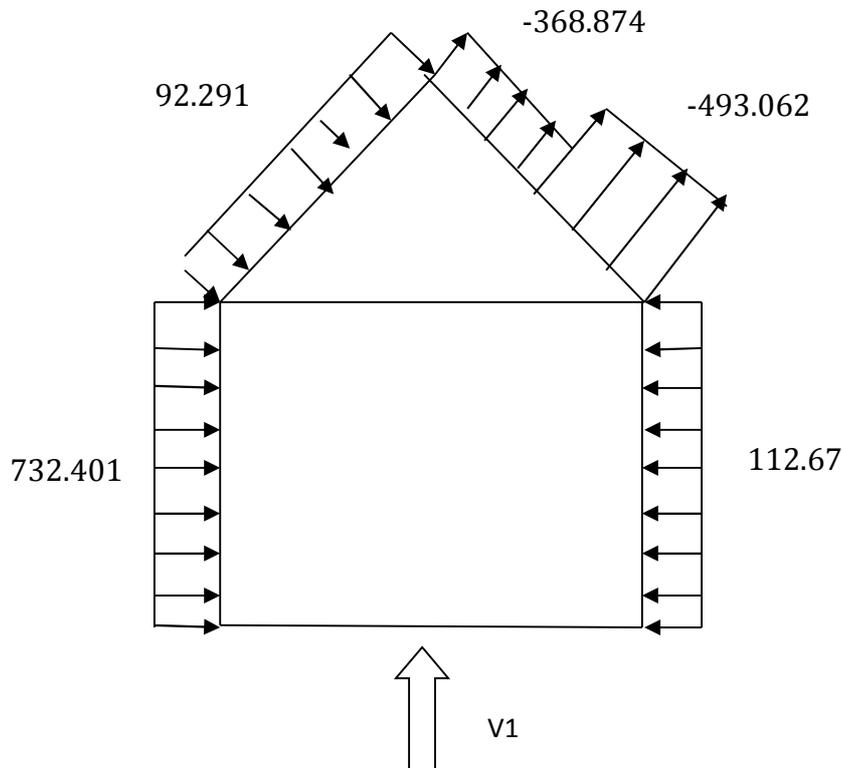
Tableau2-15: Les valeurs de su pressions qj pour la paroi verticales le sens V1

Toiture

ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	0.92	668.25	-1.302	-0.5	-493.062
<b>G</b>	0.92	668.25	-1.001	-0.5	-368.874
<b>H</b>	0.92	668.25	-0.451	-0.5	-368.874
<b>I</b>	0.92	668.25	-0.35	-0.5	92.291
<b>J</b>	0.92	668.25	-0.649	-0.5	-91.604

Tableau2-16: Les valeurs de surpressions q<sub>j</sub> pour la Toiture le sens V1





**Figure 2-17: les schémas surpressions sur la paroi verticale et la toiture dans le sens V1**

#### **2.4 Calcul de la force de frottement : (RNVA99-chapitre 2 § 1.4)**

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :  
Le rapport  $d/b \geq 3$  et Le rapport  $d/h \geq 3$  est vérifié, avec :

- $b$  : dimension de la construction perpendiculaire au vent
- $d$  : dimension de la construction parallèle au vent
- $h$  : hauteur de la construction.

**Pour la direction V1 (long pan)**

On a  $b=40m$ ,  $d=64m$ ,  $h= 9.5m$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{37.5}{17.05} = 2.199m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{37.5}{10} = 3.75m > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement

Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3) la force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum(q_{dyn}(Z_j) * C_{fr,j} * S_{fr,j})$$

Où :

- J indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- $Z_j$  (en m) est la hauteur du centre d'élément j
- $q_{dyn}$  (en  $n/m$ ) est la pression dynamique du vent
- $S_{fr,j}$  (en  $m^2$ ) est l'aire de élément de surface j
- $C_{fr,j}$  est le coefficient de frottement pour élément de surface j (voir tableau 2.1)

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents

$$\text{Et } C_{fr,j} = 0.04$$

### **Pour la direction $V_2$ (pingon)**

On a :  $b=64m$ ,  $d=40m$ ,  $h= 9.5m$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{17.05}{37.5} = 0.454m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{17.05}{10} = 1.705m > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a donc lieu de considérer les forces de frottement

Dont notre cas les ondulations est perpendiculaire aux vents

$$\text{Donc } C_{fr,j} = 0.04$$

**Pour toiture**

$$S_{fr,j} = (2 * \frac{b}{2} / \cos 9.98 * 37.5) = 649.198m^2$$

$$F_{fr} = 668.25 * 0.04 * 649.198 = 17353.063N$$

$$\text{Donc } F_{fr} = 17.353 \text{ kn}$$

**Pour Parois verticale**

$$S_{fr,j} = 2 * 8.5 * 37.5 = 637.5m^2$$

$$F_{fr} = 612.375 * 0.04 * 637.5 = 15615.563$$

$$\text{Donc } F_{fr} = 15.615 \text{ kn}$$

$$\Sigma F_{fr} = 17.353 + 15.615 = 32.968KN.$$

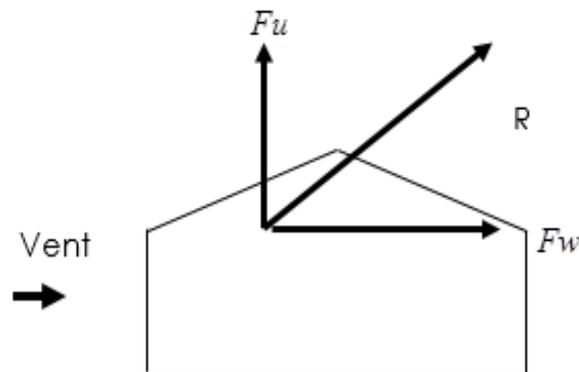
**2.5 Action d'ensemble :**

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frij}$$



**Figure2-18 : force résultante R.**

Avec :

- $q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .
- $S_j$  : l'aire de l'élément de surface  $j$ .
- $F_{frij}$  : la force de frottement éventuelle.

#### **Direction du vent V2:**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens  $V_2$  (perpendiculaire au pignon) :

#### **Toiture :**

Zone F :  $S_F = 14.758 \text{m}^2$

Zone G :  $S_G = 14.758 \text{m}^2$

Zone H :  $S_H = 118.068 \text{m}^2$

Zone I :  $S_I = 501.614 \text{m}^2$ .

#### **Parois verticales :**

Zone D :  $S_D=8.5*17.05=144.925m^2$ .(Pour les tages).

Zone E :  $S_E=8.5*17.07=144.925m^2$ . (Pour les tages).

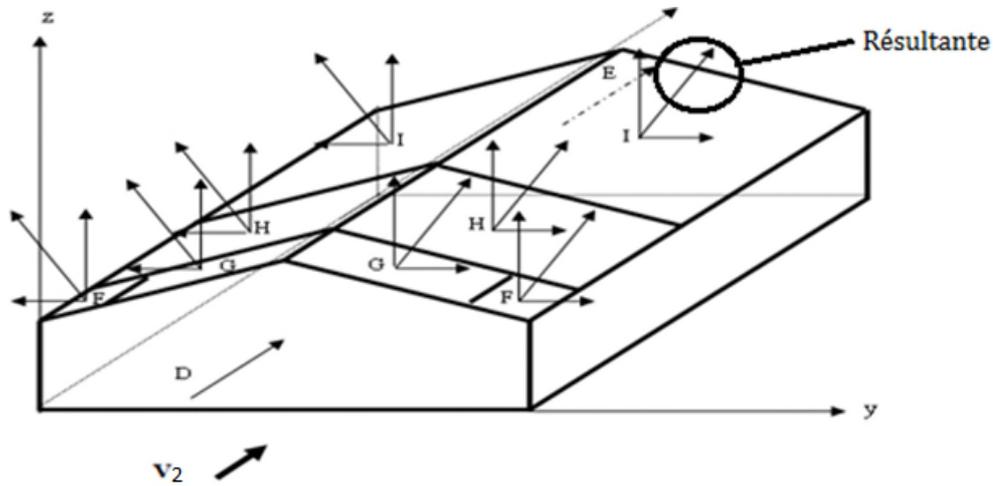


Figure2-19 : Représentation des surfaces sens du vent V2.

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	$740.360*144.925*10^{-3}=107.296$	0
E	Parois vertical	$626.46*144.925*10^{-3}=90.789$	0
F	Toiture	0	$1398.94*14.758*10^{-3}=20.645$
G	Toiture	0	$1305.09*14.758*10^{-3}=19.260$
H	Toiture	0	$901.135*118.063*10^{-3}=106.395$
I	Toiture	0	$807.614*501.614*10^{-3}=405.110$
F <sub>fr</sub>		32.968	0
TOTAL		$R_x=231.053$	$R_z=551.41$

Tableau2-17: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2

Direction du vent V1:

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens  $V_1$  :

**Toiture :**

Zone  $F_1$  :  $S_{F_1}=20.307\text{m}^2$ .

Zone  $F_2$  :  $S_{F_2}=20.307\text{m}^2$ .

Zone G :  $S_G=55.845\text{m}^2$ .

Zone H :  $S_H=248.447\text{m}^2$ .

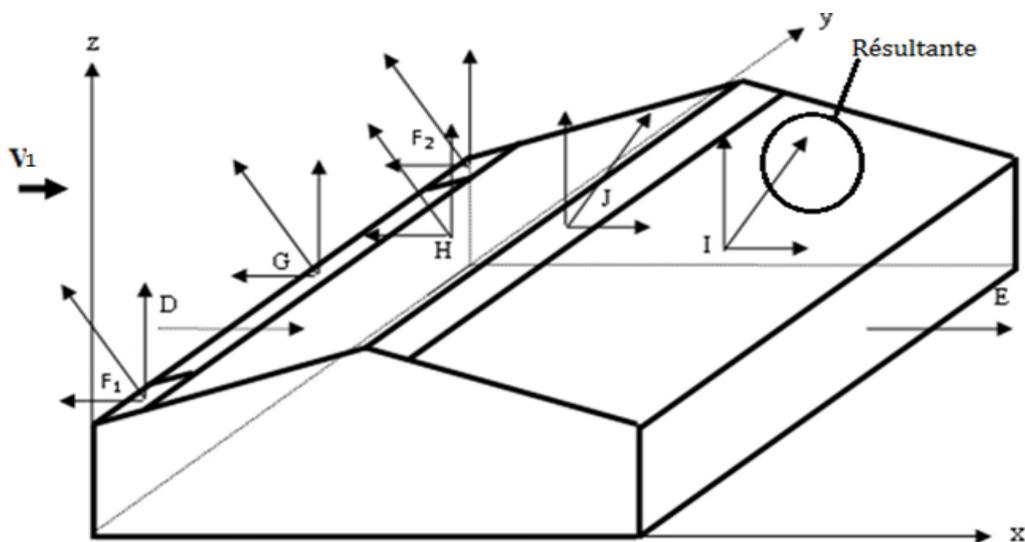
Zone I :  $S_I=248.447\text{m}^2$ .

Zone J :  $S_J=76.152\text{m}^2$ .

➤ Parois verticales :

Zone D :  $S_D=37.5*8.5=318.75\text{m}^2$ .

Zone E :  $S_E=37.5*8.5=318.75\text{m}^2$ .



**Figure2-20 : Représentation des surfaces sens du vent  $V_1$ .**

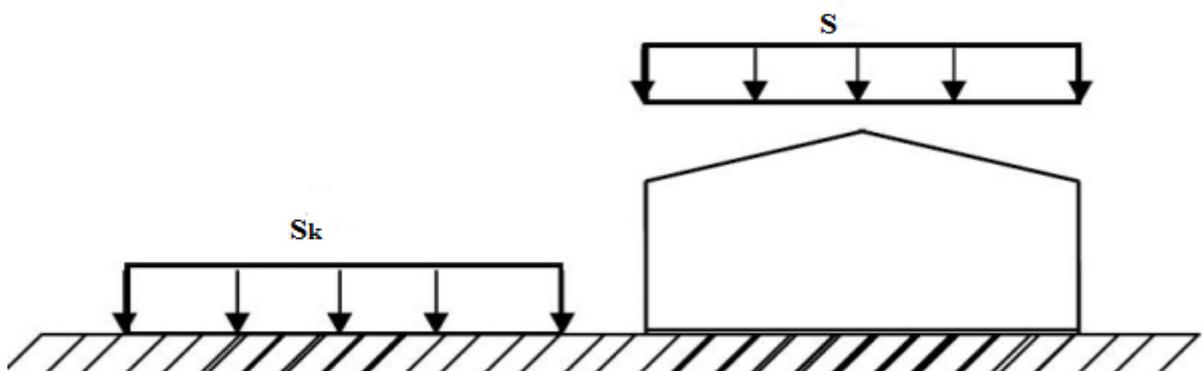
Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	$732.401 * 318.75 * 10^{-3} = 233.452$	0
E	Parois vertical	$619.724 * 318.75 * 10^{-3} = 197.537$	0
F <sub>1</sub>	Toiture	0	$1292.29 * 20.307 * 10^{-3} = 26.242$
F <sub>2</sub>	Toiture	0	$1292.29 * 20.307 * 10^{-3} = 26.242$
G	Toiture	0	$1107.24 * 55.845 * 10^{-3} = 61.83$
H	Toiture	0	$769.102 * 248.447 * 10^{-3} = 191.084$
I	Toiture	0	$707.009 * 248.447 * 10^{-3} = 175.654$
J	Toiture	0	$890.831 * 76.152 * 10^{-3} = 67.838$
	$F_{fr}$	17.15	0
	TOTAL	$R_x = 725.026$	$R_z = 548.890$

**Tableau2-18: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1**

## 2.6 ETUDE A LA NEIGE :

### 2.6.1 But :

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



**Figure 2. 21: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur sol (fig .6.3 RNV1999).**

### 2.6.2 La charge de neige sur le sol :

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la commune de Oued Ghir wilaya de Bejaïa qui est classée en zone A selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est d'environ 99 m.

Donc :  $S_k$  est donnée par la formule suivante : (§ 4.2, RNVA 99).

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100}$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer :

H = 10 m [géographie de Oued Ghir - Wikipédia]

Donc ;

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 99 + 15}{100} = 0.2193 \text{ kN/m}^2$$

### 2.6.3 Coefficient de forme de la toiture :

Il est on fonction de la forme de la toiture.

Dans note cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente  $\alpha$  de :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 9.98 \leq 15^\circ$$

D'où l'on aura le coefficient de pente :  $\mu=0.8$  (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNVA 99)

### 2.6.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :

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

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

### Application numérique :

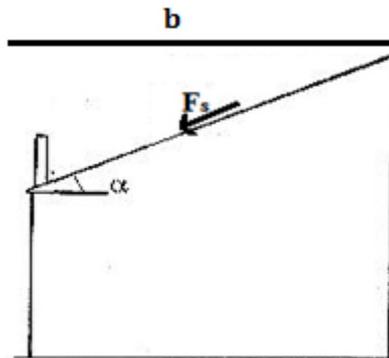
$$S = 0.8 \times 0.2193 = 0.175 \text{ Kn/ m}^2.$$

### 2.6.5 Charge de la neige sur les obstacles :

Les obstacles tels que les cheminées, barrière à neige, garde-corps acrotère, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une force  $F_s$  due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

Cette force  $F_s$  exercée dans la direction de ce glissement par unité de largeur est donnée par la formule suivante :

$$F_s = S \cdot b \cdot \sin \alpha \quad [\text{KN/m}]$$



**Figure 2.22: Force exercée sur l'acrotère.**

Où :

- $S$  : (en  $\text{Kn}/\text{m}^2$ ) est la charge de la neige sur la toiture calculée précédemment ;
- $B$  : (en m) est la distance en plan entre l'obstacle et le faite de la toiture ;
- $A$  : (en degré) est l'angle du versant de la toiture ;

### **Application numérique :**

$$F_s = 0.175 \times 8.525 \times \sin 9.98 = 0.258 \text{ Kn / m}$$

Vue que notre structure hangar est symétrique il a suffi de faire les calculs pour les deux directions V1 et V



### 3.1. Calcul des pannes :

#### 3.1.1 Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges 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

On utilisera des profilés en I laminés à chaud

Les pannes sont en acier S235.

#### 3.1.2 Principe de calcul:

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

#### 3.1.3 Données de calcul :

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes  $e=1.442\text{m}$  (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=9.98^\circ$ .

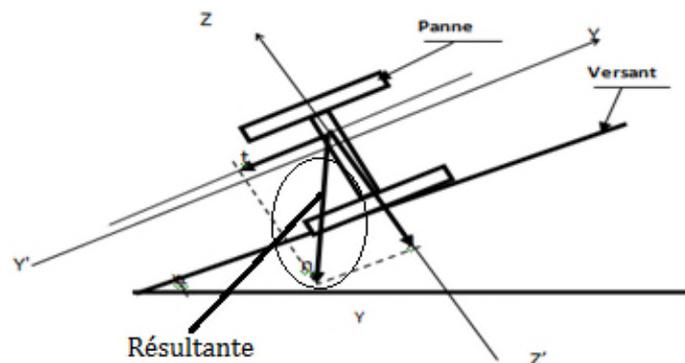


Figure 3. 1: Disposition de la panne

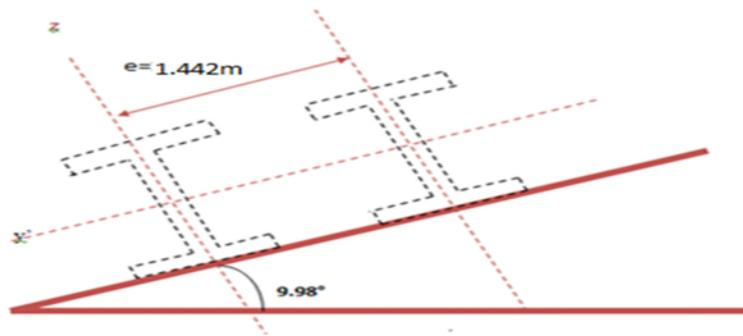


Figure 3.2 : La pente de calcul

### 3.1.4 Evaluation des charges et surcharges :

#### 3.1.4.1 Charges permanentes (G) :

Poids propre du panneau sandwich T75 ..... 14.20Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoires d'attaches ..... 4Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des pannes estimée ..... 12.9Kg/ m<sup>2</sup>

$$G_P = [(P_{tole} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_P = [(14.20 + 4) \times 1.442] + 12.9 = 39.144 \text{Kg/ml} = 0.391 \text{KN/ml}$$

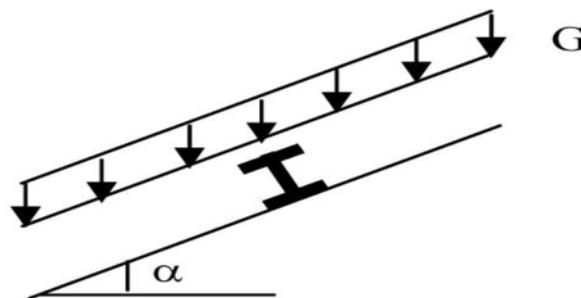


Figure 3. 2: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

#### 3.1.4.2 Surcharges d'entretien (P):

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

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

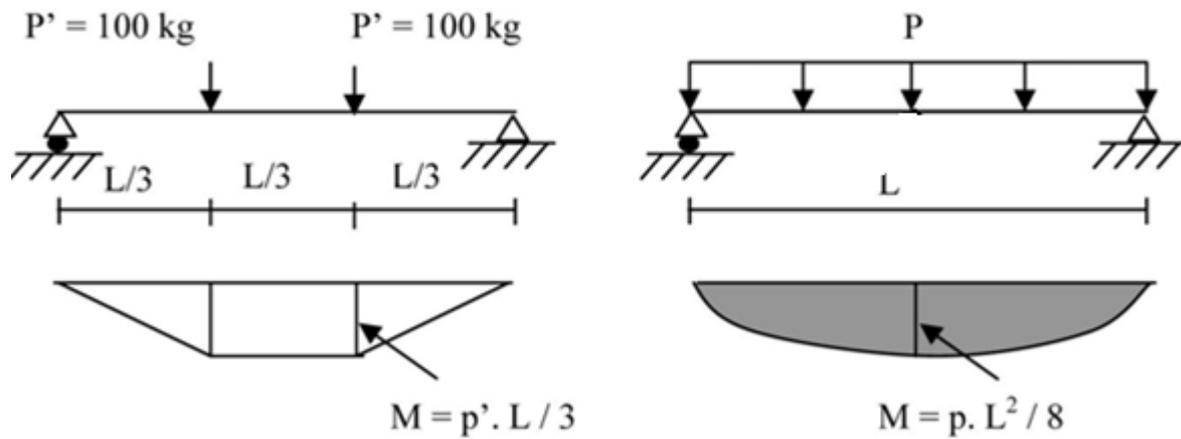


Figure 3. 3: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P'L^2}{3} - \frac{PL^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 7} = 38.10 \text{ Kg/ml}$$

D'où:  $P = 0,381 \text{ KN/ml}$

### 3.1.4.3 Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant et dont  $C_{Pi} = +0.8$  chargée en zone F :

$W = 1.398 \text{ KN/m}^2$  (vent de soulèvement)

D'où:  $W = -1.398 \times e = -1.398 \times 1.442 = -2.016 \text{ KN/ml}$  (par projection horizontal)

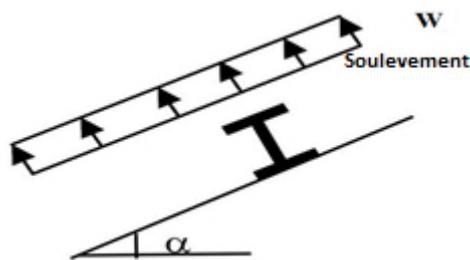


Figure 3. 4 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

### 3.1.4.4 Surcharge de la neige (S):

Charge de la neige normal:  $S = 0.175 \text{ KN/m}^2$

$S = 0.175 \times e = 0.175 \times 1.442 = 0.252 \text{ KN/ml}$

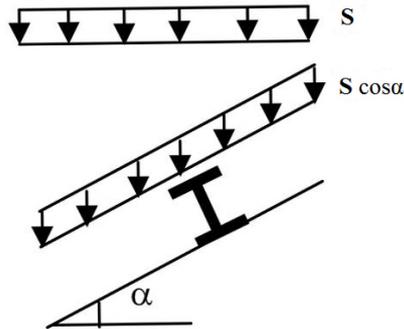


Figure 3. 5: Schéma statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

### 3.1.4.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :

- les charges et surcharges appliquée :

$$G = 0.391 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.381 \text{ KN/ml}$$

$$W = 2.016 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.252 \text{ KN/ml}$$

- Décompositions des charges :

- suivant l'axe Z-Z

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.391 \cos 9.98 = 0.385 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.381 \cos 9.98 = 0.375 \text{ KN/ml}$$

$$W_{ZZ} = -2.016 \text{ KN/ml}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.252 \cos 9.98 = 0.248 \text{ KN/ml}$$

- suivant l'axe Y-Y

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.391 \sin 9.98 = 0.0677 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.381 \sin 9.98 = 0.0660 \text{ KN/ml}$$

$$W_{YY} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.252 \sin 9.98 = 0.0436 \text{ KN/m}$$

### 3. 1.5 Combinaisons d'actions:

#### 3.1.5.1 Combinaison à l'Etat Limite Ultime

- AXE Z-Z :

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.385 - 1.5 \times 2.016 = -2.639 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 S_z = (1.35 \times 0.385) + (1.5 \times 0.248) = 0.892 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 Q_z = (1.35 \times 0.385) + (1.5 \times 0.375) = 1.082 \text{ KN/ml}$$

## ➤ AXE Y- Y :

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.0677 - (1.5 \times 0) = 0.0677 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.0677) + (1.5 \times 0.0436) = 0.156 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.0677) + (1.5 \times 0.0660) = 0.190 \text{ KN/ml}$$

**Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :**

$$q_{Uz1} = 1.25 \times 2.639 = 3.298 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy3} = 1.25 \times 0.190 = 0.237 \text{ KN/ml}$$

**3.1.5.2 Combinaisons à l'Etat Limite de Service :**

## ➤ AXE Z-Z :

$$p_{SZ1} = G_{min} + W = 0.385 - 2.016 = -1.631 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ2} = G_{Z,max} + S_Z = 0.385 + 0.248 = 0.633 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ3} = G_{Z,max} + Q_Z = 0.385 + 0.375 = 0.760 \text{ KN/ml}$$

## ➤ AXE Y- Y :

$$p_{Sy1} = G_{min} + W = 0.0677 - 0 = 0.0677 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy2} = G_{Y,max} + S_Y = 0.0677 + 0.0436 = 0.111 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy3} = G_{Y,max} + Q_Y = 0.0677 + 0.0660 = 0.134 \text{ KN/ml}$$

**Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité on majore avec 1.25 :**

$$q_{SZ} = 1.25 \times 1.631 = 2.038 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Sy} = 1.25 \times 0.134 = 0.167 \text{ KN/ml}$$

**3.1.6 Pré dimensionnement des pannes :**

On considère que les pannes sont isostatiques avec des liernes à mi-portée

**3.1.6.1 Calcul à l'ELS :**

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

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ cm}$$

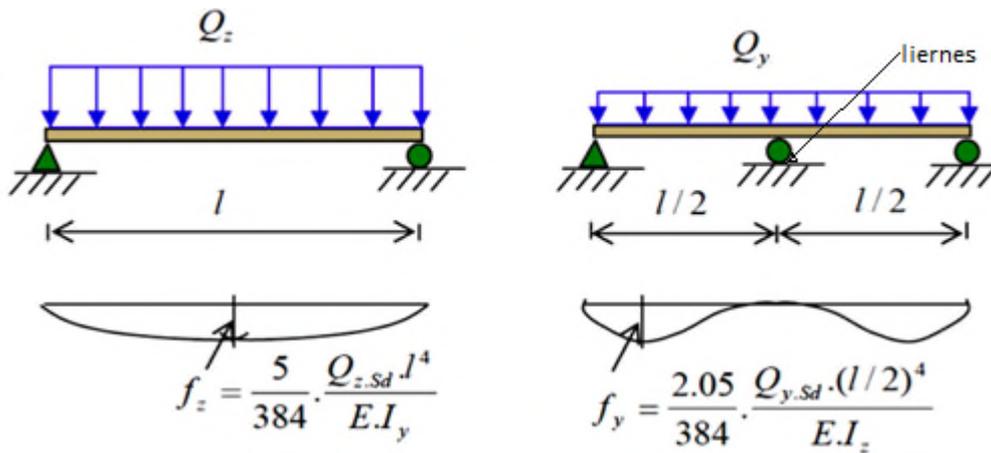
$$I_y \geq \frac{5 \times 2.038 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 3.5} = 866.85 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 160**

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_{sy} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times EI_z} \leq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2.05 \times 0.167 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 21000 \times 1.75} = 3.640 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 80**



**Figure 3. 6: Panne continues avec liernes à mi- portée**

A l'ELS ; la section correspondante d'après le tableau des profilés est un IPE 160

avec  $I_y = 869.3 \text{ cm}^4$  et  $I_z = 68.31 \text{ cm}^4$

Si on ajoute le poids propre de l'IPE 180 dans la vérification de  $f_y$  c'est-à-dire dans  $q_y$  on aura :

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

$$G = [(14.20 + 4) \times 1.442] + 15.8 = 42.044 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.420 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.413 \text{ KN/m}$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.0727 \text{ KN/m}$$

$$P_{sy} = G_{y,max} + Q_y = 0.0727 + 0.0660 = 0.1387 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.1387 = 0.174 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 0.174 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 21000 \times 1.75} = 3.793 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{L'IPE160 est toujours vérifié à l'ELS.}$$

En présence de liernes au milieu, le calcul à l'ELS considère l'IPE 160 comme suffisant.

Ses caractéristiques sont :

h	d	b	A	G	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	r
160 mm	127.2 mm	82 mm	20.1 cm <sup>2</sup>	15.8 kg/m	869.3 cm <sup>4</sup>	68.31 cm <sup>4</sup>	9mm
W <sub>ely</sub>	W <sub>elz</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>
108.7 cm <sup>3</sup>	16.66 cm <sup>3</sup>	5 mm	7.4 mm	123.9 cm <sup>3</sup>	26.1cm <sup>3</sup>	9.66cm <sup>2</sup>	12.13cm <sup>2</sup>

Tableaux3.1 : caractéristiques géométriques d'IPE160

### 3.1.7 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

#### 3.1.7.1 Les combinaisons de calcul :

Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime:

##### ➤ AXE Z-Z

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.413 - 1.5 \times 2.016 = -2.611 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.413) + (1.5 \times 0.248) = 0.930 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 Q_Z = (1.35 \times 0.413) + (1.5 \times 0.375) = 1.120 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ AXE Y- Y

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.0727 - (1.5 \times 0) = 0.0727 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.0727) + (1.5 \times 0.0436) = 0.163 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.0727) + (1.5 \times 0.0660) = 0.197 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la

Panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.611 = -3.263 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.197 = 0.246 \text{ KN/ml}$$

#### 3.1.7.2 Détermination des sollicitations :

**a. Moments :**

➤ **Sous le vent (W) :**

$$➤ q_{Uz} = 1.25 \times -2.611 = -3.263 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.0727 = 0.0908 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.263 \times 7^2}{8} = -19.985 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.0908 \times (7/2)^2}{8} = 0,139 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous la charge d'exploitation (Q) :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.120 = 1.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.197 = 0.246 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.40 \times 7^2}{8} = 8.575 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.246 \times (7/2)^2}{8} = 0.376 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous la charge de neige (S) :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 0.930 = 1.162 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.163 = 0.203 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.162 \times 7^2}{8} = 7.117 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.203 \times (7/2)^2}{8} = 0.310 \text{ KN.m}$$

**b. Efforts tranchants :**

$$\text{-Effort tranchant due au vent : } V_v = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{-3.263 \times 7}{2} = -11.420 \text{ KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due à la neige : } V_s = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.162 \times 7}{2} = 4.067 \text{ KN}$$

$$\text{Effort tranchant due aux charges d'exploitations : } V_Q = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.40 \times 7}{2} = 4.90 \text{ KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due au poids propre : } V_G = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0.413 \times 7}{2} = 1.445 \text{ KN}$$

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

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 1.445 + 1.5(-11.420) = -15.685 \text{ KN}$$

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

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.445 + 1.5 \times 4.90 = 9.30 \text{ KN}$$

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

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.445 + 1.5 \times 4.06 = 8.04 \text{ KN}$$

### 3.1.8 Vérification de la résistance des pannes (ELU) :

#### 3.1.8.1 Classe de la section :

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤  $\Rightarrow$  semelle de classe 1

➤ **Classe de l'âme : (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de **classe 01**.

#### 3.1.8.2 Calcul en plasticité :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq \mathbf{1EC03Art 5.4.8.1}$$

Où :  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en **I** et en **H** :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

Avec :  $n = N_{sd}/N_{plrd} = 0$  ; donc :  $\beta=1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.10 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.263 \times 7^2}{8} = -19.985 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{1}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.246 \times (7/2)^2}{8} = 0.376 \text{ KN.}$$

Alors :  $\left[\frac{19.985}{29.116}\right]^2 + \left[\frac{0.376}{6.13}\right]^1 = 0,532 < 1$  Vérifiée  $\Rightarrow$  la section **IPE160** est vérifiée à l'ELU

Donc en présence de liernes au milieu, l'IPE160 est suffisant en calcul plastique.

Alors ; **IPE160 avec liernes** est retenu comme section pour les pannes, On rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique.

### 3. 1.8.3 Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$$

**EC3 Art 5.4.6**

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 131.06 \text{ KN}$$

Avec :

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

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

- **Sous le vent :**

$$V_{z.sd} = 15.685 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$V_{z.sd} = 9.30 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Sous la neige :**

$$V_{z.sd} = 8.04 \text{ KN} < V_{plz} = 131.06 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

On voit bien que  $V_{z.sd} < V_{plz}$ .

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

### 3.1.8.4 Vérification au déversement :

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

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de

déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchié vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

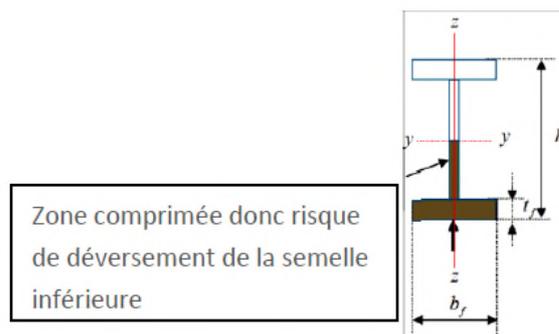


Figure 3. 7 : illustration de la zone comprimée

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \alpha_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

EC03 Art 5.5.2

$M_{rdy}$ : moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$ , pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy} / W_{ply}$ , pour les sections de classe (4).

On a :

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 01}$$

$\alpha_{LT}$ : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda}_{LT}$ .

$\overline{\lambda}_{LT}$  : est l'élancement réduit vis- vis du déversement.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$ : est le moment critique élastique de déversement. **F.2, Art F.1.2 EC03**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0,4E ; \quad I_t = 3,6 \text{ cm}^4 ; I_w = 3960 \text{ cm}^6.$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0,3$  : coefficient de poisson

E = 210000 MPA : module d'élasticité longitudinal

$I_t$  : moment d'inertie de torsion

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

K et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec :

K=1 appui simple (**tableau F.1.2 EC03**)

$K_w=1$  (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 3.5m

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525 (\text{tableau F.1.2 EC03})$$

L=longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique =  $l/2 = 3,5$  m.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$z_g$  : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion s de la section

( $z_g$  est positif ssi la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

$z_a$ : Coordonnée du point d'application de la charge

$z_s$ : Coordonnée du centre de cisaillement

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

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

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 100.9}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{0.743}{100.9} + \frac{3.5^2 \times 0,4 \times 4.79}{3,14^2 \times 2.1 \times 100.9} + (0,459 \times (-0,08))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08)) \right\}$$

$$M_{cr} = 35.427 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{35.42 \times 10^{-3}}} = 0.91$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.91$  Donc :  $\chi_{LT} = 0.727$

$$M_{b,rd} = 0.727 \times 1 \times \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 19.24 \text{ KN.m}$$

$M_{Rd,y} = 19.24 \text{ KN.m} < M_{sdy} = 19.985 \text{ KN.m}$  non vérifier

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

Ses caractéristiques sont :

h	d	b	A	G	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	r
180 mm	146mm	91 mm	23.9 cm <sup>2</sup>	18.8kg/m	1317 cm <sup>4</sup>	100.9 cm <sup>4</sup>	9mm
W <sub>ely</sub>	W <sub>elz</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>
146.3 cm <sup>3</sup>	22.16 cm <sup>3</sup>	5.3 mm	8mm	166.4 cm <sup>3</sup>	34.6cm <sup>3</sup>	11.3cm <sup>2</sup>	14.56cm <sup>2</sup>

Tableaux3.2 : caractéristiques géométriques d'IPE180

Si on ajoute le poids propre de l'IPE 180 aura :

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

$$G = [(14.20 + 4) \times 1.442] + 18.8 = 45.044 \text{ kg/m}$$

$$G = 0.450 \text{ KN/m.}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.443 \text{ KN/m}$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.0779 \text{ KN/m}$$

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

#### a) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \text{ EC03 Art 5.5.2}$$

On a :

$\beta_w = 1 \Rightarrow$  classe 01

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

(F.2, Art F.1.2 EC03)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E ; \quad I_t = 4.79 \text{ cm}^4 ; \quad I_w = 7430 \text{ cm}^6.$$

K et  $K_w$ : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple (tableau F.1.2 EC03)

$K_w=1$  (pas d'encastrement aux extrémités) ; L=3.5m

$C_1, C_2, C_3$ : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525 \quad (\text{tableau F.1.2 EC03})$$

L= longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique  $l/2 = 3.5 \text{ m}$ .

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -9 \text{ cm} & \text{sous l'action du vent.} \\ Z_a = 9 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -9 \text{ cm.}$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 100.9}{(1 \times 3.5)^2} \left\{ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{7.43}{100.9} + \frac{3^2 \times 0.4 \times 4.79}{3.14^2 \times 100.9} + (0.459 \times (-0.09))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.09)) \right\}$$

$$M_{cr} = 90.85 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166.4 \times 10^{-6} \times 235}{90.85 \times 10^{-3}}} = 0.66$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé :  $\alpha = 0.21$  ; Courbe (a)  $\rightarrow \lambda_{LT}$

On tire  $\lambda_{LT}$  du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.66 \text{ Donc : } \kappa_{LT} = 0.866$$

$$M_{b,rd} = 0.866 \times 1 \times \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 30.785 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.263 \times 7^2}{8} = -19.985 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 19.985 \text{ KN.m} < \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} = 30.785 \text{ KN.m}$$

⇒ La stabilité de la panne vis avis du déversement est donc vérifiée.

### b) Vérification de la résistance:

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ EC03 Art 5.4.8.1}$$

Où :  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en **I** et en **H** :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

Avec :  $n = N_{sd}/N_{plrd} = 0$  ; donc :  $\beta=1$

$$p_{Uz} = G_{min} + 1.5W = 0.443 - 1.5 \times 2.016 = -2.581 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.0779) + (1.5 \times 0.0660) = 0.204 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.581 = -3.226 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.204 = 0.255 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.226 \times 7^2}{8} = -19.759 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.255 \times (7/2)^2}{8} = 0.390 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.4 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 39.104 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 8.131 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[ \frac{19.759}{39.104} \right]^2 + \left[ \frac{0.390}{8.131} \right]^1 = 0,303 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

### c) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11.3 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 153.31 \text{ KNEC3 Art 5.4.6}$$

Effort tranchant due au vent : -

$$p_{Uz} = G_{min} + 1.5W = 0.443 - 1.5 \times 2.016 = -2.581 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.581 = -3.226 \text{ KN/ml}$$

$$V_v = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{-3.226 \times 7}{2} = -11.292 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la neige :

$$p_{Uz} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 S_z = (1.35 \times 0.443) + (1.5 \times 0.248) = 0.970 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times 0.970 = 1.212 \text{ KN/ml}$$

$$V_s = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.212 \times 7}{2} = 4.243 \text{ KN}$$

Effort tranchant due aux charges d'exploitations : -

$$p_{Uz} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 Q_z = (1.35 \times 0.443) + (1.5 \times 0.375) = 1.160 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.160 = 1.450 \text{ KN/ml}$$

$$V_Q = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1.450 \times 7}{2} = 5.077 \text{ KN}$$

Effort tranchant du au poids propre : -

$$V_G = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{0.443 \times 7}{2} = 1.550 \text{ KN}$$

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

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 1.550 + 1.5(-11.292) = -18.488 \text{ KN}$$

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

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.550 + 1.5 \times 5.077 = 9.708 \text{ KN}$$

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

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 1.550 + 1.5 \times 4.243 = 8.457 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :**

$$V_{z.sd} = 18.488 \text{ KN} < V_{plz} = 153.31 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$V_{z.sd} = 9.708 \text{ KN} < V_{plz} = 153.31 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Sous la neige :**

$$V_{z.sd} = 8.457 \text{ KN} < V_{plz} = 153.31 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

On voit bien que  $V_{z.sd} < V_{plz}$ .

Donc : la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

#### a) Calcul de la flèche :

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

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

$$p_{sz1} = G_{min} + W = 0.443 - 1.016 = -1.573 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.573 = -1.966 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.966 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 1317} = 2.222 \leq 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

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

$$p_{sy3} = G_{Y,max} + Q_Y = 0.0779 + 0.0660 = 0.1439 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.1439 = 0.179 \text{ KN/ml}$$

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_{sy} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.179 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 21000 \times 100.9} = 0.067 \leq 1.75 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

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

### 3.2. Calcul des liernes :

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.

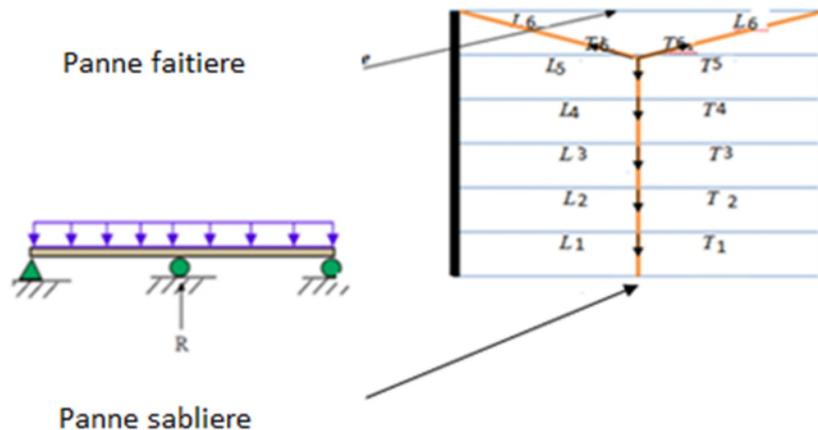


Figure 3. 8: disposition des liernes

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

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.0779 \text{ KN/m}$$

$$Q_{Yy} = Q \sin \alpha = 0.0660 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.0779) + (1.5 \times 0.0660) = 0.204 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.204 = 0.255 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$R = 0.255 \times 3.5 = 0.893 \text{ KN}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 0.446 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 1.34 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2+R = 2.233 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3+R = 3.125 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4+R = 4.018 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L6 :

$$T6 = T5+R = 4.911 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L7 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 22.391^\circ$$

$$2 T7 \sin \theta = T6$$

$$T7 = T6 / 2 \sin 22.391^\circ$$

$$T7 = 6.446 \text{ KN}$$

### 3.2.2 Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T7.

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

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 6.446}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.274 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.274 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.274}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.59 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

### 3.3. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

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

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

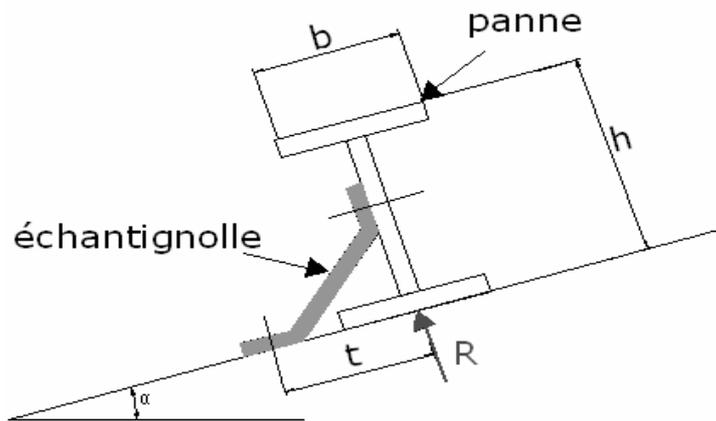


Figure 3. 9: Echantignolle

Pour un **IPE 180**:  $b = 9.1 \text{ cm}$  et  $h = 18 \text{ cm}$

$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm}$ , on adopte  $t = 11 \text{ cm}$

Sous la combinaison :  $G \cdot \cos\alpha - 1.5 W$

$$p_{uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.443 - 1.5 \times 2.016 = -2.581 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uz1} = 1.25 \times -2.581 = -3.226 \text{ KN/ml}$$

L'effort  $R$  revenant à l'échantignolle n'est rien d'autre que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive)

$$R = q_{uz} \times l = 3.226 \times 7 = 22.583 \text{ KN}$$

L'effort  $R$  risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_R$  ne dépasse pas le moment de pliage :

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

Avec :  $M_R = R \cdot t$

Pour notre IPE 180,  $M_R = R \cdot t = 22.583 \times 0.11 = 2.484 \text{ KN.m}$

$M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m^0}} > M_R \Rightarrow W_{ely} \geq \frac{\gamma_{m^0} \times M_R}{f_y}$$

$$\text{Donc : } W_{ely} \geq \frac{1 \times 2.484 \times 10^2}{23.5} = 10.570 \text{ cm}^3$$

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

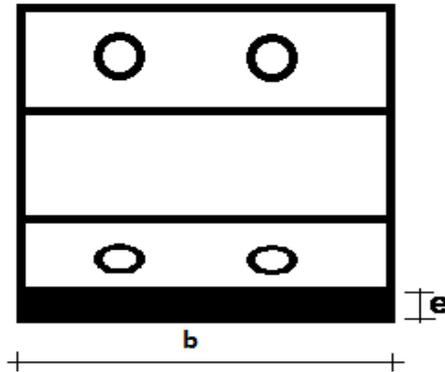


Figure 3. 10: Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = (b \times e^2)/6 = (30 \times e^2)/6 = 5 \times e^2 \Rightarrow 5 \times e^2 \geq 10.570 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{(10.570/5)} = 1.453 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 20 mm d'épaisseur.

### 3.4. Calcul des lisses de bardage :

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

#### 3.4.1 Modes de fonctionnement :

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent) .par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omis.

## 3.4.2 Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e=2.125\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 3 lignes de lisses sur chaque paroi.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=9.98^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S235.

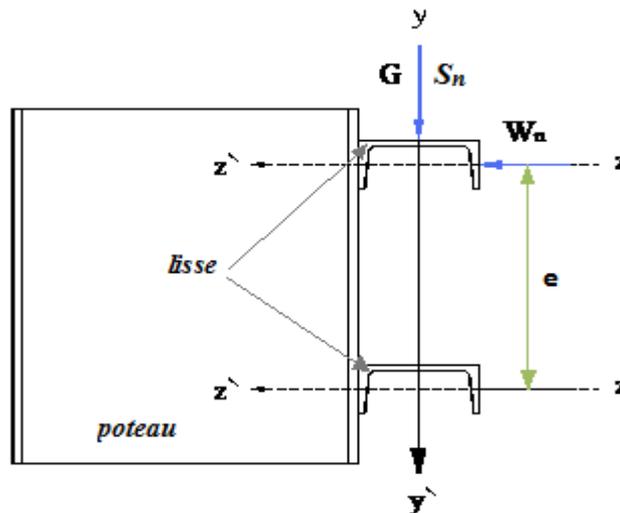


Figure 3. 11: disposition des lisses

## 3.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (G) :**(perpendiculaire à l'âme)  
Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.  
Charges accrochées éventuelles.
- **Action due au vent :** (dans le plan de l'âme)

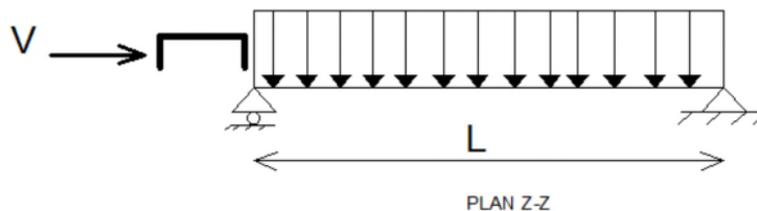


Figure 3. 12: les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

**3.4.3.1 Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme) :**

Poids propre du panneau sandwich (LL35 annexe p263)..... 10.9Kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre d'accessoires d'attaches .....4Kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre des lisses estimée .....9.82Kg/m

$$G_P = [(P_{ps} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G_P = [(10.9 + 4) \times 1.875] + 9.82 = 37.758 \text{ Kg /ml}$$

$$G_P = 0.3775 \text{ KN /ml}$$

**3.4.3.2 Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)**

W=-1.398KN/m<sup>2</sup> (voir chapitre 2 tableau 2.8)

D'où:

$$W = 1.398 \times e = 1.398 \times 1.875 = 2.621 \text{ KN/ml}$$

**4.3.2.1 Charges appliquées à l'ELU :**

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.5 \times 2.621) = 4.914 \text{ KN/ml}$$

**4.3.2.2 Charges appliquées à l'ELS :**

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 2.184 \text{ KN/ml}$$

**3.4.4 Pré dimensionnement des lisses:**

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

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3.5 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.184 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 3.5} = 928.958 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UAP, on adopte un **UPE 180**

Ses caractéristiques sont :

h	d	b	A	G	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	r
180 mm	135m	75 mm	25.1 cm <sup>2</sup>	19.7kg/m	1353cm <sup>4</sup>	143.7 cm <sup>4</sup>	12mm
W <sub>ely</sub>	W <sub>elz</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>
150.4 cm <sup>3</sup>	28.56 cm <sup>3</sup>	5.5 mm	10.5mm	173 cm <sup>3</sup>	52.30cm <sup>3</sup>	11.20cm <sup>2</sup>	14.56cm <sup>2</sup>

**Tableaux 3.3: caractéristiques géométriques d'IPE180**

**Le poids propre réel G**

$$G_p = [(10.9 + 4) \times 1.875] + 19.7 = 47.64 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.4764 \text{ KN /m}$$

**3.4.5 Vérification à l'état limite ultime :****3.4.5.1 Condition de résistance :**

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

En présence des forces horizontales dues au vent :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{4.914 \times 7^2}{8} = -30.098 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (G_p)]$$

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (47.64)] = 0.804 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.804 \times 7^2}{8} = 4.925 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPE 180 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 40.655 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{52.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 12.29 \text{ KN.m}$$

Pour les profilés UAP 140 de classe 01, en optant pour  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\text{Alors : } \left[ \frac{10.687}{23.218} \right]^2 + \left[ \frac{2.798}{7.802} \right]^1 = 0.948 < 1 \quad \text{Vérfiée}$$

$\Rightarrow$  La section **UPE180** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

**3.4.5.2 Vérification au cisaillement :**

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{4.914 \times 7}{2} = 17.199 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11.20 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 151.958 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_z \leq V_{plz} \quad \text{Vérfiée}$$

L'effort tranchant est vérifié

### 3.4.5.3 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 :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{I_z / i_z}{\sqrt{Ci} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{I_z / i_z}{h / tf} \right)^2 \right]^{0.25}} = 50.128$$

$$\lambda_{LT} = \frac{143.7 / 2.39}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{143.7 / 2.39}{18 / 1.05} \right)^2 \right]^{0.25}} = 50.128$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_I} \right) \times [B_A]^{0.5}$$

$$\lambda_I = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \times \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{50.128}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.534 > 0.4 \text{ il ya risque de déversement}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[ \phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} \text{ Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou } \phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec  $\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\text{D'où } \phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.534 - 0.2) + 0.534^2 \right] = 0.677$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.677 + [0.677^2 + 0.534^2]^{0.5}} = 0.650$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 0.650 \times 1 \times \frac{173 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 26.425 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 30.098 \text{ KN.m} > 26.425 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement n'est pas vérifiée, on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

#### a. Vérifier la flèche selon Y-Y

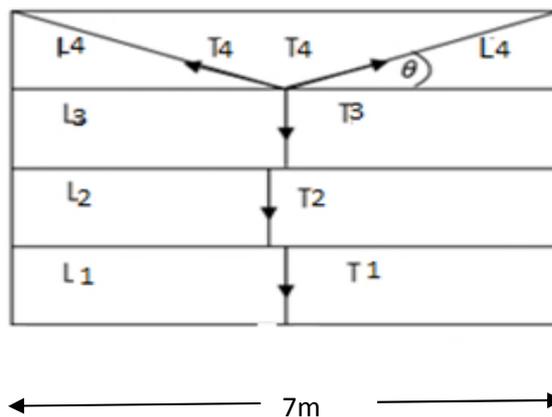
$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_v \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.804 \times 10^{-2} \times 350^4}{384 \times 21000 \times 143.7} = 0.213 \leq f_{adm} = 1.75 \text{ vérifiée}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UPE 180**.

#### 3.4.6 Calcul des liernes :

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.



**Figure 3. 13: disposition des liernes**

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

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y$$

$$G_p = [(10.9 + 4) \times 1.875] + 19.7 = 47.637 \text{ Kg /ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (47.637)] = 0.804 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$R = 0.804 \times 3.5 = 2.814 \text{ KN}$$

$$T1 = R/2 = 1.407 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 4.221 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 7.035 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 9.849 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 34.16^\circ$$

$$2 T5 \sin \theta = T4$$

$$T5 = T4 / 2 \sin 34.16^\circ$$

$$T5 = 8.77 \text{ KN}$$

### 3.4.6.2 Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T5.

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

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{mo} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 8.77}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.373 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.373 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.373}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.68 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

### 3.4. Calcul des traverses :

#### 3.4.1. Définition :

Les traverses sont des poutre maitresses d'une toiture a deux versants ;elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent a supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer celles-ci :

#### 3.4.2. Evaluation des charges et surcharge :

##### a)- charge permanentes G :

-Couvertures panneaux (schandwichs) .....14.20kg/m<sup>2</sup>

-Accessoire de pose.....4kg/m<sup>2</sup>

-Les pannes IPE 180.....18,8 kg/ml

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times (l_{\text{traverse}}) + P_{\text{anne}}$$

$$G = (14.20 + 4) \times 8.5 + 18,8 = 173.5 \text{kg/m}$$

$$G = 1,73 \text{kn/m}$$

##### b)- surcharges d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées à 1/3 de la portée de la panne surcharge d'entretien  $P_{\text{eq}}(\text{kg/m}^2)$ .

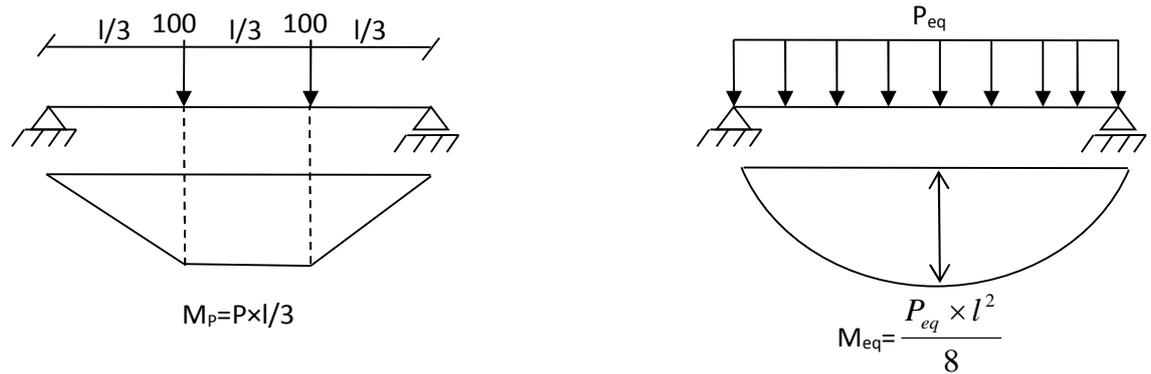


Figure 3.15 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les traverses

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{8.5} = 31.37 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow P_{eq} = 0,313 \text{ kn/m}$$

**c)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :**

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

$$W = -q_j \times l = -1.398 \times 8.5 = -11.883 \text{ Kn/m}$$

**d)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale) :**

$$S = 0,175 \text{ kn/m}^2$$

$$S = 0,175 \times 8.5 = 1.48 \text{ kn/m}$$

**3.4.2.1. Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 1,73 \text{ KN/m} ;$$

$$Q = 0,313 \text{ KN/m} ;$$

$$W = -11.883 \text{ KN/m} ;$$

$$S = 1.48 \text{ KN/m}.$$

**3.4.2.2. Décomposition des charges :**

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos\alpha = 1,73 \times \cos(9.98^\circ) = 1,70 \text{kn/m}$$

- $Q_{zz} = Q \cos\alpha = 0,313 \times \cos(9.98^\circ) = 0,30 \text{kn/m}$

$$W_{zz} = W = -11.883 \text{KN/m} ;$$

$$S_{zz} = S \cos\alpha = 1.48 \times \cos(9.98^\circ) = 1.45 \text{kn/m}$$

### 3.4.2.3. Combinaisons des charges les plus défavorables

$$G + Q = 1,70 + 0,3 = 2 \text{kn/m}$$

$$G + S = 1,7 + 1.45 = 3.15 \text{Kn/m}$$

$$G - W = 1,7 - 11.88 = -10.18 \text{kn/m}$$

$$\Rightarrow Q_{\max} = -10.18 \text{kn/m}$$

➤ **A L'ELS:**

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS revenant à la traverse la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$Q_{\max} = 1,25 \times (-10.18) = -12.72 \text{kn/m}$$

$$f_z \leq f_{\text{am}} = \frac{1}{200} = \frac{850}{200} = 4.25 \text{cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \times l^4}{E \times I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times l^4}{f_{\text{am}} \times E \times 384} = \frac{5 \times 12.72 \times 850^4}{4.25 \times 2,1 \times 10^5 \times 384} = 9687.09 \text{cm}^4 \Rightarrow I_y = 9687.09 \text{cm}^4$$

On prend **IPE 330** ( $I_y = 11766.9 \text{cm}^4$ )

G = chargement + poids propre de l'**IPE330**

$$G = 173.5 + 49.1 = 222.6 \text{kg/m}$$

$$G = 2.226 \text{kn/m}$$

Profile	H cm	B cm	t <sub>w</sub> cm	t <sub>f</sub> cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>Y</sub> Cm <sup>4</sup>	I <sub>Z</sub> Cm <sup>4</sup>	W <sub>PLY</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>PLZ</sub> Cm <sup>3</sup>
IPE330	33	16	0.75	1.15	62.6	11766.9	788.00	804.3	153.7

**Tableaux 3.3: caractéristiques géométriques d'IPE330**

**A l'ELU :**

$$G - 1,5W = 2.226 - 1,5 \times 11.88 = -15.59 \text{Kn/m}$$

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2.226 + 1,5 \times 0,3 = 3.45 \text{ kn/m}$$

$$1,35G + 1,5S = 1,35 \times 2.226 + 1,5 \times 1.45 = 5.18 \text{ kn/m}$$

$$1,35G + 1,35(Q + S) = 1,35 \times 2.226 + 1,35 \times (0,3 + 1.45) = 5.36 \text{ kn/m}$$

$$Q_{\max} = -12.72 \text{ Kn/m}$$

$$Q_{z,\max} = Q_{\max} \times \cos(9.98^\circ) = -12.72 \times \cos(9.98^\circ) = -12.52 \text{ kn/m}$$

$$Q_{y,\max} = Q_{\max} \times \sin 9.98 = -12.72 \times \sin(9.98^\circ) = -2.20 \text{ kn/m}$$

On remarque que la 1<sup>ère</sup> combinaison est la plus défavorable et le risque de Déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison où le vent agit seul.

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la traverse la plus sollicitée en tenant compte de la continuité:

$$Q_{z,\max} = 1,25 \times (-12.52) = -15.65 \text{ kn/m}$$

$$Q_{y,\max} = 1,25 \times (-2,20) = -2.75 \text{ kn/m}$$

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$\left( \frac{M_{sdy}}{M_{plrdy}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}} \right)^\beta \leq 1$$

La section est de classe 1 (  $\alpha = 2, \beta = 1$  )

$$V_{sd} = \frac{Q_{\max} \times L}{2} = \frac{15.65 \times 8.5}{2} = 66.51 \text{ kn}$$

$$V_{PL,rd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (T_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 62.6 - 2 \times 16 \times 1,15 + (0,75 + 2 \times 1,5) \times 1,15 = 30.11 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,rd} = \frac{30.11 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 371.38 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 66.51 \text{ Kn} < \frac{1}{2} V_{PL,rd} = 371.38 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{15.65 \times 8.5^2}{8} = 141.33 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{Q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{2.75 \times \left(\frac{8.5}{2}\right)^2}{8} = 6.2 \text{kn.m}$$

$$M_{PLrdy} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1.1} = 171.82 \text{kn.m}$$

$$M_{PLrdz} = \frac{W_{PLz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{153.7 \times 23.5}{1.1} = 32.83 \text{kn}$$

$$\left(\frac{141.33}{171.82}\right)^2 + \left(\frac{6.2}{32.83}\right)^1 = 0.86$$

0,67 + 0,18 = 0. < 1..... **C'est vérifier**

**3.4.2.4. Vérification de la flèche a L'ELS :**

$$F_z \leq F_{ad}$$

Flèche verticale (suivant Z-Z) :

$$F_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{850}{200} = 4.25 \text{cm}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \times L^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{15.65 \times 850^4 \times 10^{-1}}{2.1 \times 10^5 \times 11766.9} = 4.30 \text{cm}$$

- $F_z = 4.30 \text{cm} > F_{ad} = 4.25 \text{cm} \dots \dots \dots \text{n'est pas Vérifier}$
- Danc on augmente la section à **IPE360** ( $I_y = 16265.6 \text{cm}^4$ )

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \times L^4}{E \times I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times L^4}{f_{am} \times E \times 384} = \frac{5 \times 15.65 \times 850^4 \times 10^{-1}}{2.1 \times 10^5 \times 384 \times 16265.6} = 3.11 \text{cm}$$

$f_z = 3.11 \text{cm} < f_{ad} = 4.25 \text{cm} \dots \dots \dots \text{C'est vérifier}$

**3.4.2.5. Condition de vérification au cisaillement :**

$$V_z \leq V_{PLrdz}$$

$$V_z = \frac{Q_z \times L}{8} = \frac{15.65 \times 8.5}{8} = 16.62 \text{kn}$$

$$V_{PLrdz} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{35.1 \times 23.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 432.93 \text{kn}$$

$$V_z = 16.62 < \frac{1}{2} V_{PLrdz} = 216.46 \text{kn} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**3.4.2.6. Vérification au déversement :**

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloquée par les pannes.

En rivant la semelle inférieure peut déverser sous moment négatif du au vent

(Soulèvement de la toiture).

**Conclusion :** Le profile choisi **IPE360** est vérifié.

**3.5. Pré dimensionnement des poteaux :****3.5.1. Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression due aux charges climatiques (neige, vent).

-Un effort de flexion due aux charges posées horizontalement du vent pour ce la et pour les raisons de sécurité on prend un **HEA 280** qui peut supporter toutes les charges qui lui sont transmises.

**3.5.2. Evaluation des charges et surcharge :****a)- charge permanente**

Surface d'influence :  $S = 8.30 \times 6.20 = 51.46 \text{m}^2$

- Couvertures (panneaux sandwichs)..... $0,142 \times 51.41 = 7.307 \text{kn}$
- Accessoire de pose..... $0,04 \times 51.41 = 2.058 \text{kn}$
- La panne IPE 180..... $0,188 \times 6.2 = 1,165 \text{kn}$
- Traverse IPE 360..... $0,571 \times 8.30 = 4.73 \text{kn}$
- solives IPE 220..... $0,262 \times 6.2 = 1,624 \text{kn}$
- poids de poteaux HEA 280 (estimée)..... $0,764 \times 5.7 = 4.354 \text{kn}$
- Poutre maitrisse HEB450..... $1,71 \times 6.2 = 10.602 \text{kn}$
- poids de la tôle nervurée(TN) ..... $0,094 \times 8.3 \times 66.2 = 4.83 \text{kn}$
- Poids de béton  $= 0,1 \times 6.2 \times 1.185 \times 0,25 = 0,18 \text{kn}$

**b) sur charge climatique de neige :**

$$S = 0,175 \text{kn/m}^2$$

$$S = 0,1175 \times 51.46 = 9.00 \text{kn}$$

Donc la charge de la neige :  $S = S \times \cos \alpha = 9.0 \times \cos(9.98) = 8.86 \text{kn}$

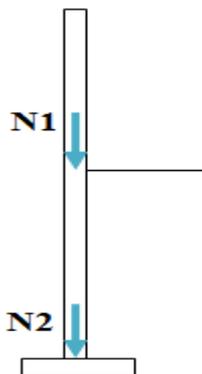
- c) Sur charges d'exploitations :**

-charges d'entretien (Q)..... $0,31 \times 8.3 = 2.57 \text{kn}$

➤ Donc la charge d'entretien ;  $Q = Q \cos \alpha = 2.57 \times \cos(9.98) = 2.53 \text{kn}$

-Charge d'exploitation de la dalle mixte ( hangar a usage de stockage :  $Q = 5 \text{Kn/m}^2$ )

➤  $Q = 5 \times (1.185 \times 6.2) = 36.74 \text{Kn}$

**3.5.3. Détermination de  $N_{max}^1$  par la descente de charges :**

**Figure3.16 : la distribution des efforts pour chaque poteau.**

- ❖ **Charges permanentes :**

$$G_{toiture} = (G_{couverture} + G_{Accessoir} + G_{panne} + G_{traversse}) \times \cos \alpha$$

$$G_{toiture} = (7.307 + 2.058 + 1.165 + 4.73) \times \cos(9.98) = 15.02 \text{kn}$$

**3.5.4. Calcule de  $N_{max}^1$  :**

- **A l'ELU :**

$$N_{max}^1 = \max(N_{u1}; N_{u2}; N_{u3})$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 1,35 \times 15.02 + 1,35(2.57 + 8.86) = 35.7 \text{kn}$$

$$N_{u2} = 1,35G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 15.02 + 1,5 \times 2.57 = 24.13 \text{kn}$$

$$N_{u3} = 1,35G + 1,5 \times S = 1,35 \times 15,02 + 1,5 \times 8,86 = 33,56 \text{ kn}$$

$$N_{max}^1 = \max(35,7, 24,13, 33,56)$$

$$\Rightarrow N_{max}^1 = 35,70 \text{ kn}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Avec :}$$

$N_{max}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

- $N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{35,7 \times 1,1 \times 10}{235} = 1,67 \text{ Cm}^2$
- on choisit un **HEA 280**

### 3.5.5. Vérifications aux flambements:

- On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{M0}}$$

### 3.5.6. Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$ :

- $l_{ky} = 0,7 \times 2,8 = 1,96 \text{ m}$
- $l_{kz} = 0,7 \times 2,8 = 1,96 \text{ m}$
- $\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{3,991,96}{0,118} = 16,61$
- $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{1,96}{0,07} = 28,00$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{16,61}{93,9} \times 1 = 0,196$
- Autour de  $YY'$  → Courbe **b**  $\Rightarrow \chi_y = 1,00$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{28}{93,9} \times 1 = 0,29$
- Autour de  $ZZ'$  → Courbe **c**  $\Rightarrow \chi_z = 0,954$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,954$$

- $N_{max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 235 \times 9730 \times 0,954}{1,1} = 1983,062 \text{ Kn}$

$$N_{max}^1 = 35,7 \text{ kn} < N_{max} = 1983,062 \text{ Kn} \Rightarrow \text{poteau vérifier au flambement}$$

**3.5.6. Calcul de  $N_{max}^2$  :**▪ **Charges permanentes :**

$$G_{totale} = (G_{toiture} + G_{poteau\ HEA280} + G_{poids\ de\ la\ dalle\ mixte})$$

$$G_{poids\ de\ la\ dalle\ mixte} = (G_{solive} + G_{poutre\ maitresse} + G_{TN} + G_{beton})$$

$$G_{poids\ de\ la\ dalle\ mixte} = 9,242\ Kn$$

$$G_{totale} = (7.307 + 2.054 + 1,165 + 3.502) \times \cos(9.98) + 0,764 \times 5.7 + 9,242$$

$$G_{totale} = 27.41\ KN$$

▪ **Charges d'exploitation :**

$$Q_{totale} = Q_{alle\ mixte} + Q_{entretien} = 36.74 + 2.57 = 39.31\ Kn$$

$$S_{naige} = 8.86\ Kn$$

➤ **A l'ELU :**

$$N_{max}^2 = \max(N_{u1}; N_{u2}; N_{u3})$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 1,35 \times 27.41 + 1,35(39.31 + 8.86) = 102.08\ kn$$

$$N_{u2} = 1,35G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 27.41 + 1,5 \times 39.31 = 95.96\ kn$$

$$N_{u3} = 1,35G + 1,5 \times S = 1,35 \times 27.41 + 1,5 \times 8.86 = 50.29\ kn$$

$$N_{max}^2 = \max(102.08, 95.96, 50.29)$$

$$\Rightarrow N_{max}^2 = \mathbf{102.08\ kn}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Avec :}$$

$N_{max}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{102.08 \times 1,1 \times 10}{235} = \mathbf{4.77\ Cm^2}$$

on choisit pour tout les poteaux un **HEA 280**

**3.5.7. Vérifications aux flambements:**

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{\max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}}$$

**3.5.8. Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_i$  :**

- $l_{ky} = 0,7 \times 5,7 = 3,99$  m
- $l_{kz} = 0,7 \times 5,7 = 3,99$  m
- $\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{3,99}{0,118} = 33,81$
- $\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{3,99}{0,07} = 57$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{33,81}{93,9} \times 1 = 0,36$
- Autour de YY' → Courbe b  $\Rightarrow \chi_y = 0,992$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{57}{93,9} \times 1 = 0,60$
- Autour de ZZ' → Courbe c  $\Rightarrow \chi_z = 0,785$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,785$$

$$N_{\max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 235 \times 9730 \times 0,785}{1,1} = 1631,765 \text{ Kn}$$

$$N_{max}^2 = 102,08 \text{ kn} < N_{f_{zmax}} = 1631,765 \text{ K} \Rightarrow \text{ poteau vérifier au flambement}$$

**Donc ; on choisit pour tous les poteaux un HEA 280.**

**Conclusion :**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

### 4.1 Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un Niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches

S'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de

#### 4.1.1 Palier :

Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

#### 4.1.2 Volée :

Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

#### 4.1.3 Limon :

Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons

On emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

#### 4.1.4 Garde-corps :

Il est utilisé pour assurer la sécurité.

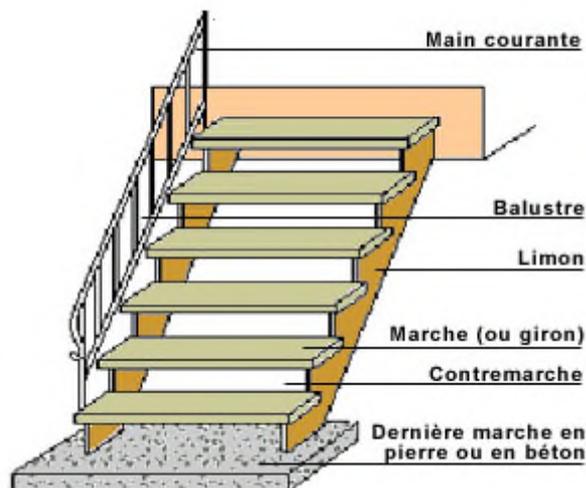


Figure 4-1 L'ESCALIERS

### 4.2 Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2.h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}$$

### 4.3. Pré dimensionnement des éléments :

#### 4.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier de volé 1:

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25cm \leq h \leq 32cm$

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1.4m$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

Avec :

Si on prend  $h = 17cm \Rightarrow n = \frac{140}{17} = 8.23 = 9 \text{ contremarches}$

$n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ (marches)}$

Application de la règle de BLONDEL :

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

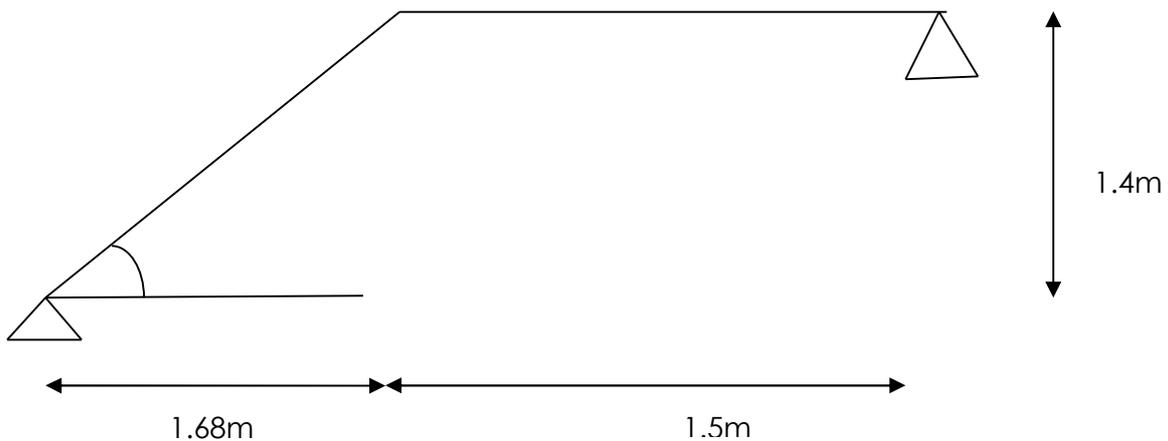
$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 30cm$$

On prend :  $g = 28 \text{ cm}$

Angle d'inclinaison .....  $\alpha = \text{arc tg} = \frac{1.40}{1.68} = 0.83 \Rightarrow \alpha = 39.80^\circ$



**Figure 4. 1: Schéma statique d'escaliers**

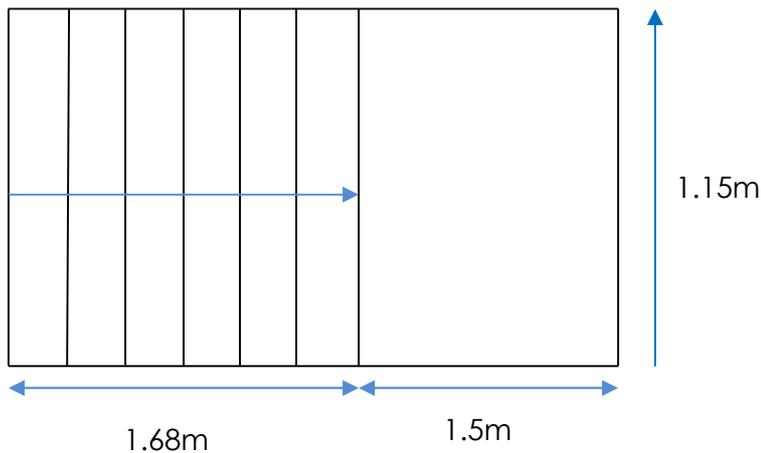


Figure 4-3: Vue en plan de l'escalier.

#### 4.3.1.1. Évaluation des charges

##### a) Charges permanentes :

Garde-corps ..... $0.02 \times 78.5$ ..... =  $1.57 \text{ KN/m}^2$ .

Tôle striée (5 mm) ..... $0.005 \times 78.5$ ..... =  $0.40 \text{ KN/m}^2$ .

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$

##### b) Charges d'exploitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

#### 4.3.2. Pré dimensionnement de la Cornière :

Les cornières sont sollicitées par :

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$ .

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

##### 4.3.2.1. Combinaison de charge :

**ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.28 / 2$$

$$q_u = 0.897 \text{ KN/m.}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.28 / 2$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.28 / 2 = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.626 \text{ KN/m}$$

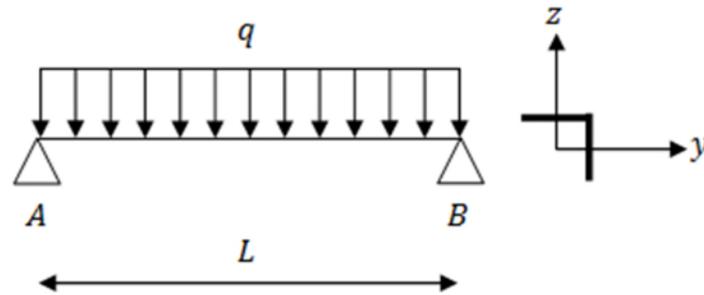


Figure 4. 2: Schémas statique de la cornière

#### 4.3.2.2 .Condition de flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.626 \times 10^{-2} \times 115^3}{384 \times 21000} = 1.771 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L35x35x4 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 2.95 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.18 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0.0209 \text{ KN/m}$$

#### 4.3.2.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0.626 + 0.0209 = 0.647 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.647 \times 10^{-2} \times 115^4}{384 \times 21000 \times 2.95} = 0.238 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{115}{300} = 0.38 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- La résistance :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + (1.35 \times 0.0209) = 0.926 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.926 \times 1.15^2}{8} = 0.153 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.277 \text{ Kn.m} > 0.153 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.922 \cdot 1.15}{2} = 0.532 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.4 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 19 \text{ KN} > 0.532 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L35x35x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L35x35x4**

### 4.3.2. Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

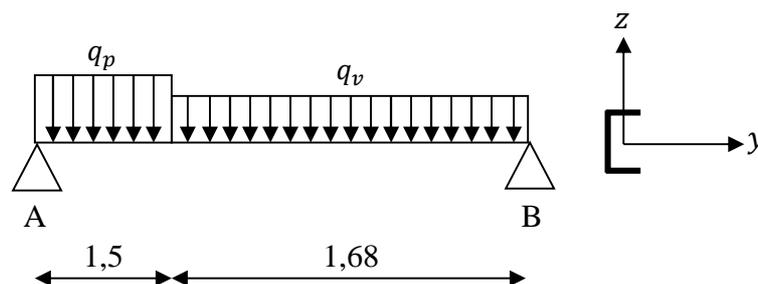


Figure 4. 3: charges appliqué sur 1 limon

#### 4.3.2.1 : Evaluation de charges :

##### a) Volée :

- **Charges permanentes :**

- Poids estimé de 2 limon(UPN160) :..... $2 \times 0.189 = 0.378$  KN/m.
- Cornière (35×35×4) :..... $2 \times 0.0209 = 0.042$  KN/m.
- Tôle striée d'épaisseur ( $e = 5$ mm) :..... $0.005 \times 78.5 = 0.40$  KN/m<sup>2</sup>
- Garde-corps ..... $0.02 \times 78.5 = 1.57$  KN/m<sup>2</sup>.
- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 1.15) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.042 = 2.45$  KN/ml

**b) Palier :****• Charges permanentes :**

- Revêtements en carrelage ( $e = 2$ cm) .....  $0.2 \times 2 = 0.4$  KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e = 1,5$ cm) .....  $0.2 \times 1.5 = 0.3$  KN/m<sup>2</sup>
- Dalle en béton armé ( $e = 10$ cm).....  $0.1 \times 25 = 2.5$ KN/m<sup>2</sup>
- Tôle type TN 40 .....  $0.15$ KN/m<sup>2</sup>

$$G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$$

**a) Charges d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.45 + 2.5)}{2} = 2.47 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \times 1.15}{2} = 3.36 \text{ KN/m}$$

$E_m$  : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v ; q_p) = 3.36 \text{ KN/m}$$

**4.3.2.2. : Condition de flèche :**

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 3.36 \times 10^{-2} \times 318^3}{384 \times 21000} = 200.98 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN120 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 364 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 72.6 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.133 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8.80 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.2.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 3.36 + 0.133 = 3.49 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 3.49 \times 10^{-2} \times 318^4}{384 \times 21000 \times 364} = 0.60 \text{ cm} < \frac{318}{300} = 1.06 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{limon})$$

- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 1.15) + (1.57 \times 1) + 0.266 + 0.042 = 2.33 \text{ Kn/ml}$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.33 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.51 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1.15}{2} = 5.79 \text{ Kn/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.58 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 8.190 \text{ KN} \\ R_B = 6.390 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 1.5}$$

$$\begin{cases} M_Z = -3.51 \times x^2 + 8.190 \times x \\ T_y = 5.39 \times x - 8.190 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0KN.m, & T_y = 8.190KN \\ x = 1.5 \Rightarrow M_Z = 4.38KN.m, & T_y = -0.105KN \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{8.190}{5.39} = 1.52m > 1.5m$

$$0 \leq x \leq 1.68$$

$$\begin{cases} M_Z = -1.74 \times x^2 + 6.39 \times x \\ T_y = -3.51 \times x + 6.39 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0KN.m, & T_y = 6.39KN \\ x = 1.68 \Rightarrow M_Z = 5.82m, & T_y = 0.49KN \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{6.39}{3.51} = 1.82m > 1.68m$

$$q_u = (1.35 \times 1.57 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + (1.35 \times 0.133)$$

$$q_u = 2.81kn/m$$

$$\Rightarrow M_{max} = 3.57KN.m$$

Donc les efforts maximum sont :  $\begin{cases} M_{sd} = 3.57KN.m \\ V_{sd} = R_A = 8.190KN \end{cases}$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 17.061KN \cdot m > 3.57KN \cdot m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8.80 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 119.39KN > 8.190KN$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN120**

**4.3.3. : Etude de la poutre palière :**

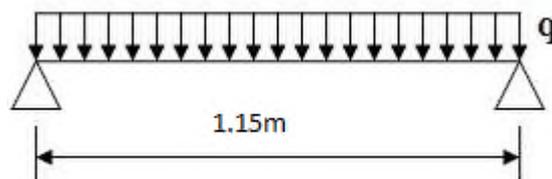


Figure 4. 4: Schéma statique de la poutre palière.

**4.3.3.1: Evaluation de charges :**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge revenant du palier .....G= 3.35×0.74= 2.479 KN/m

Q=2.5×0.74= 1.85 KN/m

q<sub>s</sub>= 2.479+1.85 = 4.329 kN/m

**4.3.3.2 : Condition de flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.329 \times 10^{-2} \times 115^3}{384 \times 21000} = 12.24 \text{cm}^4$$

Soit un IPE80 caractérisé par :

$$I_y = 80.1 \text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 23.2 \text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.06 \text{KN/m}$$

$$A_{vz} = 3.6 \text{cm}^2$$

**4.3.3.3 : Vérification en tenant compte le poids du profilé**

$$q_u = 1.35 \times (2.479 + 0.06) + 1.5 \times 1.85 = 6.202 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2.479 + 0.06 + 1.85 = 4.389 \text{ kN/m}$$

- **La flèche :**  $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4.389 \times 10^{-2} \times 115^4}{384 \times 21000 \times 80.1} = 0.059 \text{cm} < f_{ad} = \frac{115}{300} = 0.383 \text{cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**  $M_{sd} < M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.202 \times (1.15)^2}{8} = 1.025 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.2 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 5.452 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 1.025 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 5.452 \text{ Kn.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.202 \times 1.15}{2} = 3.566 \text{Kn}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{3.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 48.844 \text{Kn} > 3.566 \text{Kn}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \quad \text{Vérifiée}$$

#### 4.3.4. Pré dimensionnement de l'escalier de volé 2 :

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16 \text{cm} \leq h \leq 18 \text{cm}$

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25 \text{cm} \leq h \leq 32 \text{cm}$

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1.4 \text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60 \text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64 \text{cm}$$

Avec :

Si on prend  $h = 17 \text{cm} \Rightarrow n = \frac{270}{17} = 15.88 = 16 \text{ contremarches}$

$n - 1 = 16 - 1 = 15$  (marches)

Application de la règle de BLONDEL :

$$60 \text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64 \text{cm}$$

$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Rightarrow 26 \text{cm} \leq g \leq 30 \text{cm}$$

On prend :  $g = 28 \text{cm}$

Angle d'inclinaison .....  $\alpha = \text{arc tg} = \frac{2.7}{3.64} = 0.74 \Rightarrow \alpha = 36.56^\circ$

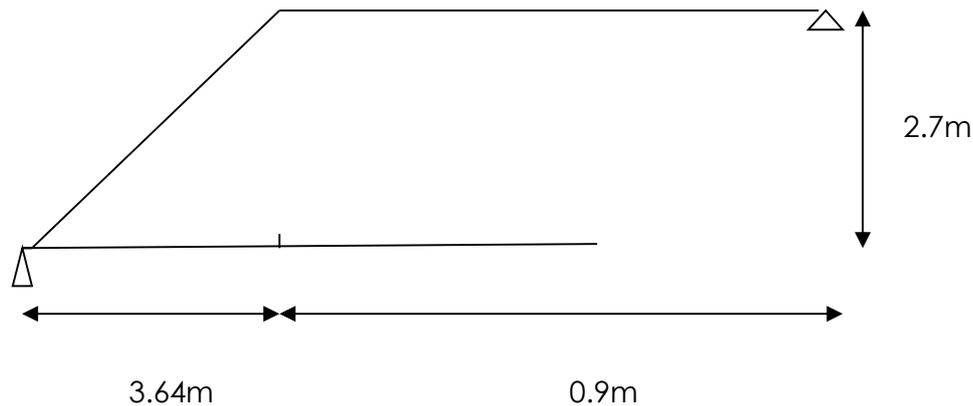


Figure 4. 7: Schéma statique d'escaliers

#### 4.3.4.1. Évaluation des charges

##### a) Charges permanentes :

Garde-corps ..... $0.02 \times 78.5$ ..... =  $1.57 \text{ KN/m}^2$ .

Tôle striée (5 mm) ..... $0.005 \times 78.5$ ..... =  $0.40 \text{ KN/m}^2$ .

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$

##### b) Charges d'exploitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

#### 4.3.4.2. Pré dimensionnement de la Cornière :

Les cornières sont sollicitées par :

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$ .

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

#### 4.3.4.3. Combinaison de charge :

**ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.28/2$$

$$q_u = 0.897 \text{ KN/m.}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.28/2$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.28/2 = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.626 \text{ KN/m}$$

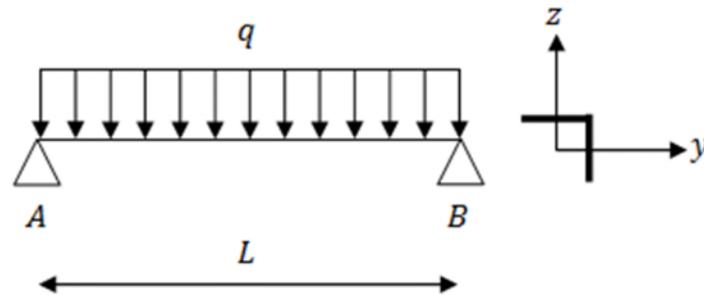


Figure 4. 8: Schémas statique de la cornière.

#### 4.3.4.4 .Condition de flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{ser} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.626 \times 10^{-2} \times 115^3}{384 \times 21000} = 1.770 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x5 avec les caractéristiques suivantes

$$I_y = I_z = 2.16 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.04 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0.0218$$

#### 4.3.4.5 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- La flèche :

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

$$q' = q + G_{cornière} = 0.626 + 0.0218 = 0.64 \text{ KN/m}$$

$$= \frac{5 \times 0.64 \times 10^{-2} \times 115^4}{384 \times 21000 \times 2.16} = 0.320 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{115}{300} = 0.38 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- La résistance :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + (1.35 \times 0.0218) = 0.926 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.926 \times 1.15^2}{8} = 0.15 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.04 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.244 \text{ Kn.m} > 0.15 \text{ Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.926 \cdot 1.15}{2} = 0.53 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 30 \cdot 5 \cdot 10^{-2} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.56 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 21.16 \text{ KN} > 0.53 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L30x30x5**

**4.3.4. Pré dimensionnement du limon :**

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

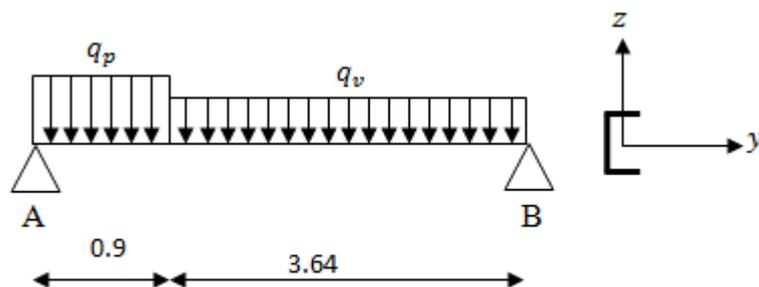


Figure 4.9: charges appliqué sur 2 limon

## 4.3.4.1 : Evaluation de charges :

a) Volée :

## • Charges permanentes :

- Poids estimé de 2 limon (UPN160) : .....  $2 \times 0.189 = 0.378$  KN/m.- Cornière (40×40×3) : .....  $2 \times 0.0183 = 0.0366$  KN/m.- Tôle striée d'épaisseur ( $e = 5\text{mm}$ ) : .....  $0.005 \times 78.5 = 0.40$  KN/m<sup>2</sup>- Garde-corps .....  $0.02 \times 78.5 = 1.57$  KN/m<sup>2</sup>.- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 0.90) + (1.57 \times 1) + 0.378 + 0.0366 = 2.34$  KN/ml

b) Palier :

## • Charges permanentes :

- Revêtements en carrelage ( $e = 2\text{cm}$ ) .....  $0.2 \times 2 = 0.4$  KN/m<sup>2</sup>- Mortier de pose ( $e = 1,5\text{cm}$ ) .....  $0.2 \times 1.5 = 0.3$  KN/m<sup>2</sup>- Dalle en béton armé ( $e = 10\text{cm}$ ) .....  $0.1 \times 25 = 2.5$  KN/m<sup>2</sup>- Tôle type TN 40 .....  
0.15 KN/m<sup>2</sup>

$$G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$$

## • Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge revenant au limon est :

 $E_m$  : La largeur de la marche

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.34 + 2.5)}{2} = 2.42 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \times 1.15}{2} = 3.36 \text{ KN/m}$$

 $E_m$  : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v ; q_p) = 3.36 \text{ KN/m}$$

## 4.3.4.2 : Condition de flèche :

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 3.36 \times 10^{-2} \times 454^3}{384 \times 21000} = 584.85 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 603 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 103 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.16 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.4.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- La flèche :

$$q' = q + G_{profilé} = 3.36 + 0.160 = 3.52 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 2.63 \times 10^{-2} \times 454^4}{384 \times 21000 \times 603} = 1.14 \text{ cm} < \frac{454}{300} = 1.51 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- La résistance :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{rd}$  avec  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{limon})$$

- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 0.9) + (1.57 \times 1) + 0.320 + 0.0366 = 2.286 \text{ Kn/ml}$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.34 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.45 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 0.90}{2} = 3.72 \text{ Kn/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15.90\text{KN}$$

$$\sum(M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 8.05\text{KN} \\ R_B = 7.85\text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$\underline{0 \leq x \leq 0.9}$$

$$\begin{cases} M_Z = -3.45 \times x^2 + 8.05 \times x \\ T_y = 3.72 \times x - 8.05 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0\text{KN.m}, & T_y = 8.05\text{KN} \\ x = 0.9 \Rightarrow M_Z = 4.45\text{KN.m}, & T_y = -4.70\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{8.05}{3.72} = 2.16\text{m} > 0.9\text{m}$$

$$\underline{0 \leq x \leq 3.64}$$

$$\begin{cases} M_Z = -1.74 \times x^2 + 7.85 \times x \\ T_y = -3.72 \times x + 7.85 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0\text{KN.m}, & T_y = 6.39\text{KN} \\ x = 3.64 \Rightarrow M_Z = 5.51\text{m}, & T_y = -5.69\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{7.85}{3.72} = 2.11\text{m} < 3.64\text{m}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + (1.35 \times 0.160)$$

$$q_u = 1.11\text{kn/m}$$

$$\Rightarrow M_{max} = 2.83\text{KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont : } \begin{cases} M_{sd} = 2.83\text{KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 8.05\text{KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103.0 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 24.20\text{KN} \cdot \text{m} > 2.83\text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

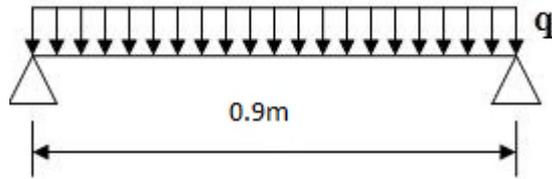
- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{10.41 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 141.24\text{KN} > 8.05\text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN140**

**4.4 : Etude de la poutre palière :**



**Figure 4-10: Schéma statique de la poutre palière.**

**4.4.1: Evaluation de charges :**

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge revenant du palier .....G= 3.35×0.74= 2.479 KN/m

Q=2.5×0.74= 1.85 KN/m

q<sub>s</sub>= 2.479+1.85 = 4.329 kN/m

**4.4.2 : Condition de flèche :**

$$f_{cal} \leq f_{ad}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300} f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 4.329 \times 10^{-2} \times 09^3}{384 \times 21000} = 158.50 \text{cm}^4$$

Soit un IPE120 caractérisé par :

$$I_y = 317.8 \text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 60.73 \text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.104 \text{KN/m}$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{cm}^2$$

**4.4.3 : Vérification en tenant compte le poids du profilé**

$$q_u = 1.35 \times (2.479 + 0.104) + 1.5 \times 1.85 = 6.262 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2.479 + 0.104 + 1.85 = 4.433 \text{ kN/m}$$

- **La flèche :**  $f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 4.433 \times 10^{-2} \times 270^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 0.45 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{270}{300} = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**  $M_{\text{sd}} < M_{\text{rd}}$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.262 \times (2.7)^2}{8} = 5.70 \text{ Kn. m}$$

$$M_{\text{rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{60.73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 14.27 \text{ Kn. m}$$

$$M_{\text{sd}} = 5.70 \text{ Kn. m} < M_{\text{rd}} = 14.27 \text{ Kn. m} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**  $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{Rd}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.262 \times 1.15}{2} = 3.60 \text{ Kn}$$

$$V_{\text{Rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{3.31 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 44.90 \text{ Kn} > 3.60 \text{ Kn}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} > V_{\text{sd}} \quad \text{Vérifiée}$$

### 5.1. Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement;
- le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

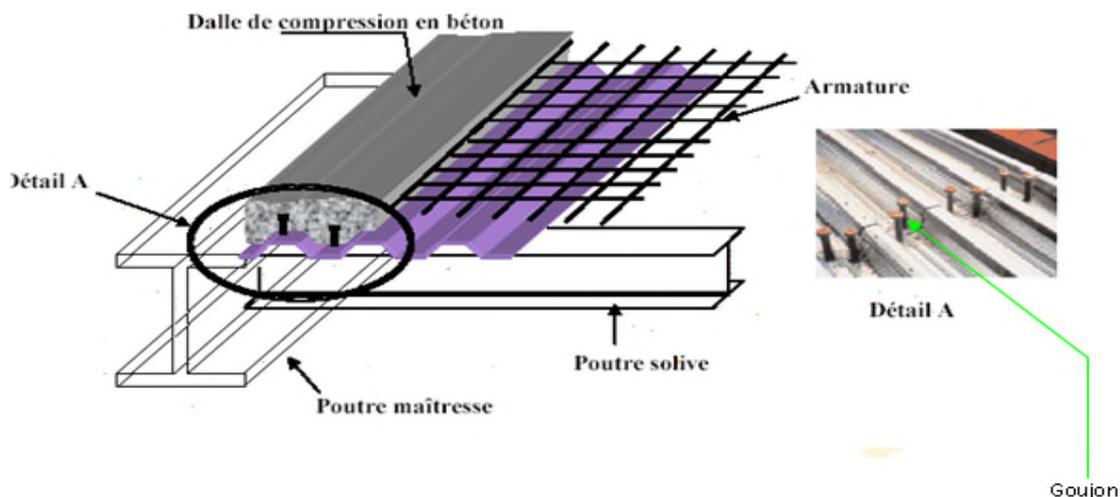


Figure 5. 1: Schéma des composants du plancher mixte.

### 5.2. Etude de la dalle collaborante :

- Dalle en béton armé d'épaisseur  $t = 10\text{cm}$ .
- Coefficient d'équivalence (acier - béton) :  $n = \frac{E_a}{E_B} = 20.65$
- Coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2.10^{-4}$ 
  - **Contraintes admissibles des matériaux :**
    - Pour l'acier :  $f_y = 235\text{MPa}$

- Pour le béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

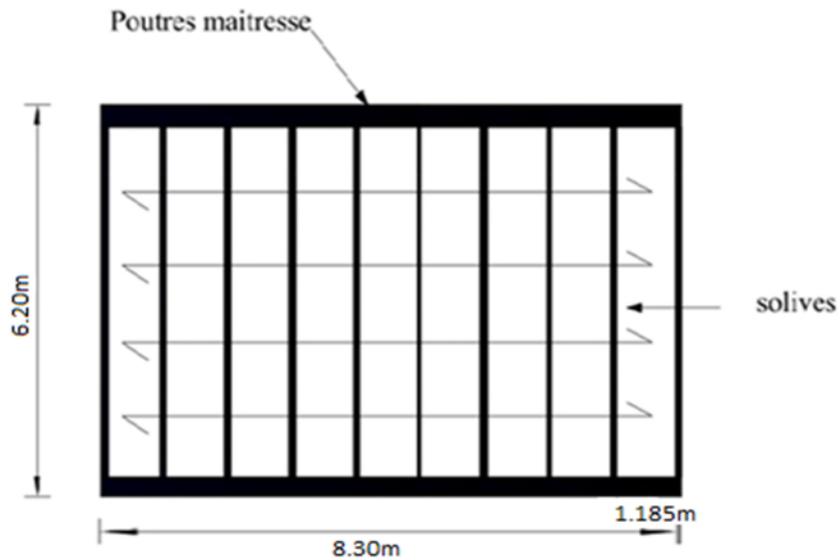


Figure 5. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers.

### 5.3. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

#### a) Les charges permanentes :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Valeur de la charge totale (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0.5	4.03
	Mortier de pose	2	0.2	
	Lit de sable	3	0.54	
	Enduit en plâtre	2	0.2	
	Tôle type TR35		0.094	
	Dalle en béton armé	10	2.5	

Tableau 5. 1: Evaluation des charges permanentes.

**b) Les surcharges d'exploitation( $Q$ ) :**

Plancher courant :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$  (usage de Stockages)

Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
  - **Méthode de calcul**

**a) Phase de construction:**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

**b) Phase finale:**

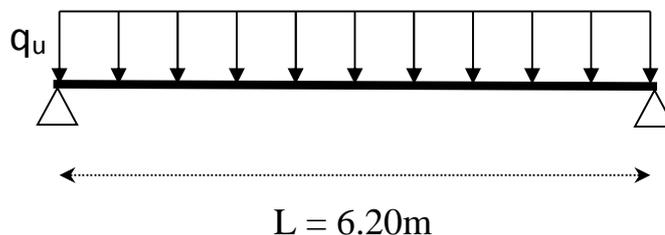
Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

**5.4. Vérification des solives :**

Le choix d'une section s'opère par approches successives essayons, après tâtonnement un IPE220 :



**Figure 5. 3: Schéma statique de la solive type1.**

**a) Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé (IPE220)..... $g_p = 0.262 \text{ KN/m}$ .

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle ..... $G_t = 0,094 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1,00 \text{ KN/m}^2$

### 1) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.185 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = 1,35 \times g_p + (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times 1,185$$

$$q_u = 1,35 \times 0,262 + (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,094 + 1,5 \times 1,00) \times 1,185$$

$$q_u = 6,28 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q) \times 1,135$$

$$q_s = 0,262 + (2,5 + 0,094 + 1,00) \times 1,185$$

$$q_s = 4,520 \text{ KN/m.}$$

### 2) Vérification à la flexion:

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,28 \times 6,2^2}{8} = 30,175 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 67,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 30,175 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 67,06 \text{ kn.m} \quad \text{Condition de Résistance Vérifiée}$$

### 3) Vérification à l'effort tranchant:

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où :

$V_{Rd}$  : effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 15,88 \text{ cm}^2$  .....(d'après le tableau des profilé).

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 15,88 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 215,45 \text{ KN}$$

• **Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$ :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot X \cdot L}{2} = \frac{6,28 \times 6,2}{2} = 19,468 \text{ KN.}$$

$$V_{sd}^{max} = 19,468 \text{ KN} < V_{plRd} = 215,45 \text{ KN} \text{ Condition de l'effort tranchant est vérifiée}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plRd} = 107,72 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit. (Article 5-4-7 CCM97 P : 65)

**4) Vérification de la flèche :**

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 4,520 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6,20 \text{ m.}$$

➤ **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{4,34 \cdot (600)^4 \cdot 10^4}{21 \cdot 10^7 \cdot 2772 \cdot 10^2} = 1,494 \text{ cm}$$

➤ **La valeur de la flèche admissible est :**

$$f = \frac{L}{250} = \frac{620}{250} = 2,48 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm.}$$

$$f^{max} = 1,25 \text{ cm} < \bar{f} = 2,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition de flèche vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction et il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'effet de mare dans le calcul.

**b) Phase finale :** Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé .....  $g_p = 0,262 \text{ KN/m.}$
- Surcharge d'exploitation (usage de stockage).....  $Q = 5 \text{ KN/m}^2.$
- Poids propre du béton (sec).....  $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2.$

- Poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.094 \text{ KN/m}^2$ .
- Carrelage, mortier de pose, + accessoires .....  $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$ .

**1) Combinaison de charge :**

L'entre axe entre les solives est de 1.185 m.

• **A l'Etat. Limite. Ultime :**

$$q_u = 1.35.g_p + (1.35.G_b + 1.35.G_t + 1.35.G_c + 1.5.Q) \times 1.185$$

$$q_u = 1.35.0.262 + (1.35.2.5 + 1.35.0.094 + 1.35.2 + 1.5.5) \times 1.185$$

$$q_u = 16.590 \text{ KN/m}$$

• **A l'Etat. Limite. De Service :**

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1.185$$

$$q_s = 0.262 + (2.5 + 0.094 + 5 + 2) \times 1.185$$

$$q_s = 11.53 \text{ KN/m}$$

**2) Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} \text{ ave } e \text{ d'une poutre simplement appuie} \\ b \text{ : Entraxe entre les poutres} \end{array} \right. \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} = \frac{2.6.2}{8} = 1.55 \text{ m} \\ b = 1.185 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1.185 \text{ m}$$

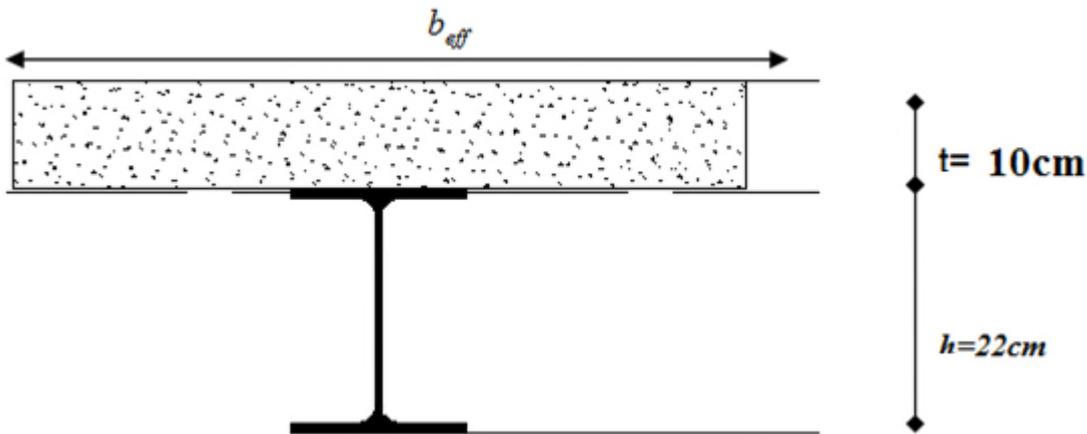


Figure 5. 4: Largeur de la dalle effective.

**3) Calcul de la section mixte :**

La section mixte:  $S = A + \frac{b \times t}{n}$

A: la section de la poutre

n : Coefficient d'équivalence (acier – béton) =  $E_a/E_c$

avec :  $E_c : E_b = E_m / 3$  .....(Usage de Stockage)

$$\Rightarrow n = 3 \cdot \frac{E_a}{E_c} = 3 \cdot 6.88 = 20.65$$

$$S = 33.4 + \frac{118.5 \cdot 10}{20.65}$$

$$S = 90.78 \text{ cm}^2$$

**4) Position du centre de gravité de la section homogène**

$$d = \frac{b \times t}{n} \cdot \frac{t + h}{2 \times S}$$

d : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

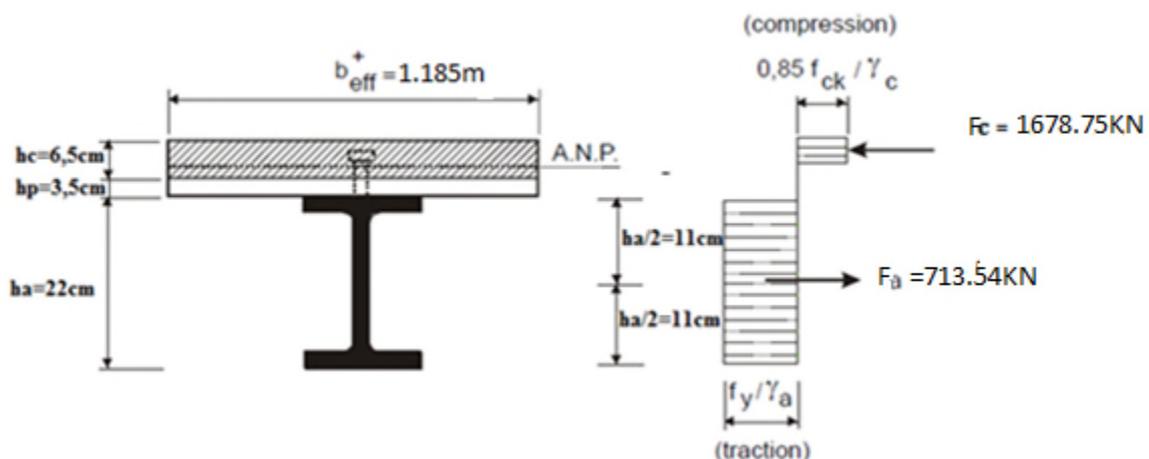
$$d = \frac{118.5 \cdot 10}{20.65} \times \frac{10 + 22}{2 \cdot 90.78}$$

$$d = 10.11 \text{ cm.}$$

$$F_a = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 33,4 \times \frac{23,5}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c \left( 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 118.5 \cdot 10 \cdot \left( 0.85 \frac{25}{1.5} \right) = 1678.75 \text{ KN}$$

$F_a < F_c \rightarrow$  Axe neutre  $\in$  dalle en beton



**Figure 5. 5** Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.

$v_i$ : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$v_i = (h/2) + d = (22/2) + 10.11 = 21.11 \text{ cm}$$

$$v_s = (h/2) + t - d = (22/2) + 10 - 10.11 = 10.89 \text{ cm}$$

### 5) Le moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I_m = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 2772 + 33.37 \cdot (10.11)^2 + \frac{118.5 \cdot 10^3}{12 \cdot 20.65} + \frac{118.5 \cdot 10}{20.65} \left( \frac{10+22}{2} - 10.11 \right)^2$$

$$I_m = 8651.83 \text{ cm}^4.$$

### 6) Moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{16.59 \cdot 6.20^2}{8} = 79.71 \text{ Kn.m}$$

### 7) Calcul du moment plastique résistant :

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \cdot \left( \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{713.54}{1.185 \cdot \left( \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \right)} \cdot 10^{-1} = 4.25 \text{ cm}$$

$$M_{PL,Rd} = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{PL,Rd} = 713.54 \cdot \left( \frac{22}{2} + 3.5 + 6.5 - \frac{4.25}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{PL,Rd} = 134.68 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

## 8) Contrainte de flexion :

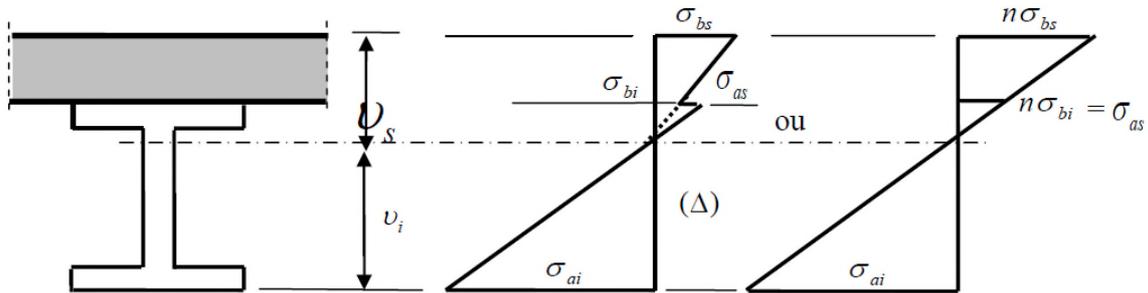


Figure 5. 6: Diagramme de contraintes de flexion simple.

## a) Contraintes dans la poutre d'aciers :

## ➤ Traction :

$$\sigma_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{-79.71 \cdot 10^6}{8651.83 \cdot 10^4} \cdot 21.11 \cdot 10$$

$$\Rightarrow \sigma_{ai} = -194.488 \text{ Mpa}$$

## ➤ Compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - t] = \frac{79.71 \cdot 10^6}{8651.83 \cdot 10^4} \cdot [108.9 - 100]$$

$$\Rightarrow \sigma_{as} = 8.29 \text{ Mpa}$$

## b) Dans le béton :

## ➤ Compression (fibre supérieure) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{79.71 \cdot 10^6}{20.65 \cdot 8651.83 \cdot 10^4} \cdot 108.9$$

$$\Rightarrow \sigma_{bs} = 4.858 \text{ Mpa}$$

## ➤ Compression (fibre inférieure)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - t] = \frac{79.71 \cdot 10^6}{20.65 \cdot 8651.83 \cdot 10^4} \cdot [108.9 - 100]$$

$$\Rightarrow \sigma_{bi} = 0.40 \text{ Mpa}$$

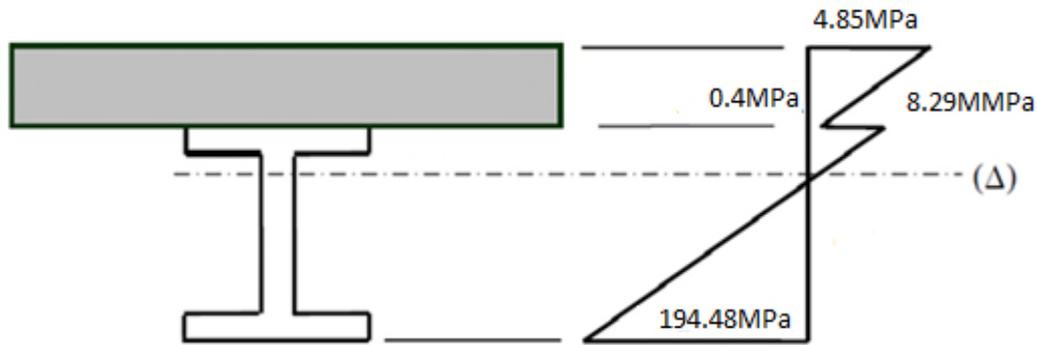


Figure 5. 7 : Diagramme de contraintes de flexion simple.

### 9) Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V_{sd}}{t_w \cdot d} \leq 0.58 f_y$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16.59 \cdot 6.2}{2} = 51.42 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{51.42 \cdot 10^{-3}}{0.59 \cdot 10.11 \cdot 10^{-4}} = 86.20 \text{ Mpa} \leq 0.58 \cdot f_y = 140 \text{ Mpa}$$

→ Vérifié

### 10) Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f = \frac{5 \cdot 11.53 \cdot 620^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 8651.83} = 1.22 \text{ cm} < \frac{620}{250} = 2.48 \text{ cm}$$

→ Vérifié

### 11) Contrainte additionnelle de retrait

#### ➤ Effort de retrait

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

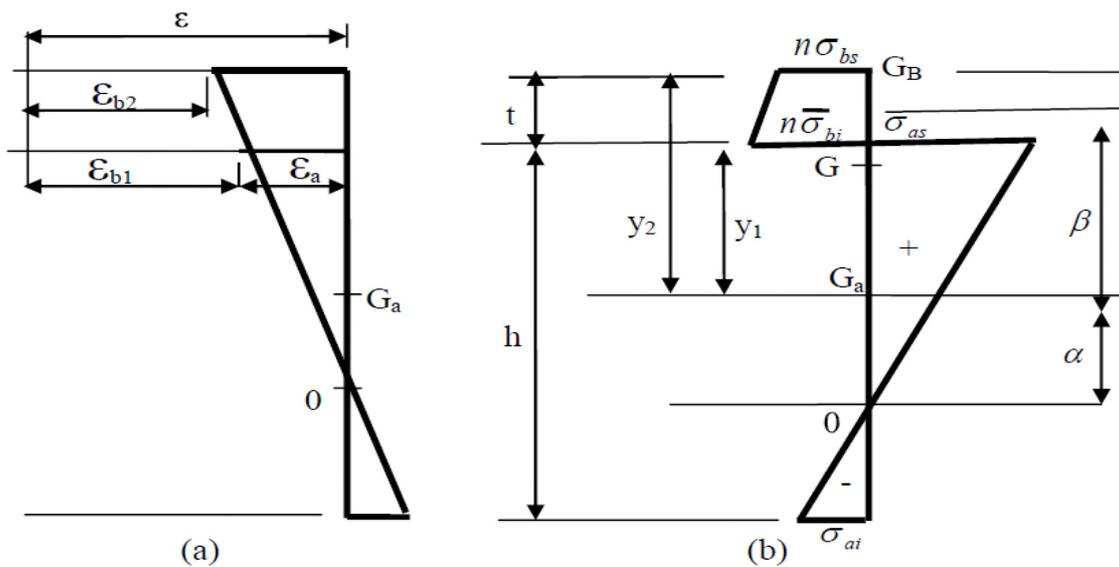
- Un raccourcissement de la poutre acier  $\varepsilon_a$

- Un allongement de la dalle béton  $\varepsilon_b$  par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a :  $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

➤ **Calcul des contraintes**

On a :

$$\text{➤ } k = \frac{b \times t \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{n \times I_a \times A + b \times t \times I_A + b \times t \times A \times \beta^2}$$



**Figure 5. 8: Effets du retrait : (a) déformations dues au retrait (b) contraintes dues au retrait**

Avec :

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{22 + 10}{2} = 16cm$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{33.4 \cdot 16} = 5.18 cm$$

D'où :

$$K = \frac{118.5 \cdot 10 \cdot 2.1 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 16 \cdot 33.4}{(20.65 \cdot 2772 \cdot 33.4) + (118.5 \cdot 10 \cdot 2772) + (118.5 \cdot 10 \cdot 33.4 \cdot 16^2)} = 173.51N/cm^3$$

Avec :  $B = b_{eff} \cdot t = 118.5 \cdot 10 = 1185 cm^2$

$y_1$  : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5,18 = 16,18 \text{ cm}$$

$y_2$ : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_2 = y_1 + t = 16,18 + 10 = 26,18 \text{ cm}$$

D'où ; les contraintes seront comme suite :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 173.51 \cdot 10^{-3} \cdot 161.8 = 28.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 173.51 \cdot 10^{-3} \cdot (220 - 161.8) = 10.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 173.51 \cdot 10^{-3} \cdot 161.8)}{20.65} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 173.51 \cdot 10^{-3} \cdot 261.8)}{20.65} = -0.16 \text{ MPa}$$

### 3) Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 28.07 + 8.20 = 36.27 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = 10.13 - 194.488 = -184.36 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = -0.16 + 4.858 = 4.698 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 0.67 + 0.40 = 1.07 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

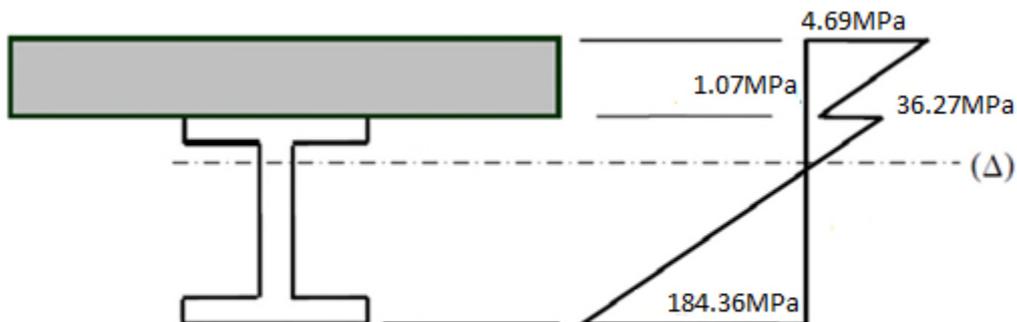


Figure 5. 9: Diagramme des contraintes normales finales en MPa.

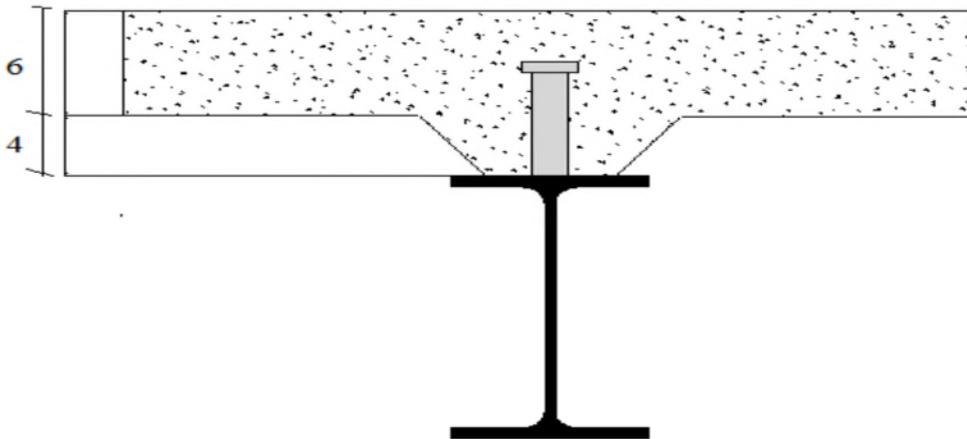
**10) Calcul des goujons connecteurs :** Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle du béton et la solive.

**a) L'avantage des goujons connecteurs :**

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

**b) L'inconvénient des goujons connecteurs :**

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.



**Figure 5. 10 : Schéma de position des connecteurs.**

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec :

$h=80\text{mm}$

$d=20\text{mm}$

D'après l'ECO4 de clause 2 de l'art 6.12

Les goujons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins (16mm) sans dépasser (22 mm), peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définis par le rapport :

$N/N_f$

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L$$

**Avec:**

L: La portée en mètre

$N_f$  : nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

N: nombre de connecteurs présents à l'intérieur de même longueur de poutre

## 1- Résistance au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min\{P_{rd1}, P_{rd2}\} \quad [\text{EC04 art}(6.3.2.1)]$$

$$P_{rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1)$$

$P_{rd1}$  : effort résistant au cisaillement de goujon lui-même

$$P_{rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2)$$

$P_{rd2}$  : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$f_u$  : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = 250 daN/cm<sup>2</sup> (la résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30).

$E_{cm}$  : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$ ).

Pour la classe C25/30 on a  $E_{cm} = 30.5 \text{ KN/mm}^2$

$\alpha$  = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] \rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

$h$ : est la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0,2(4 + 1) = 1$$

$\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

#### Application Numérique:

$$(1) \Leftrightarrow P_{rd1} = 0.8 \times 400 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \frac{1}{1.25} = 80.38 \text{ KN.}$$

$$(2) \Leftrightarrow P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times (20)^2 \sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3} \frac{1}{1.25} = 81.03 \text{ KN.}$$

Donc: La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut:

$$P_{rd} = \min [P_{rd1}, P_{rd2}] = 80.38 \text{ KN}$$

**2- Dimensionnement de la connexion de la poutre:**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} \quad \text{Donc} \Rightarrow St = L_{cr}/N_f$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad \text{EC4 Art 6.2.1.1(1)}$$

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{33,4 \times 23,5}{1,1}; \frac{0,85 \times 1185 \times 2,5}{1,5} \right\} = \min \{713,54; 1678,75\} \text{KN}$$

$A_a$ : L'aire de l'élément en acier  $A_a = 33,4 \text{ cm}^2$

Donc le nombre de connecteurs par la longueur critique est:

$$D'où: N_f \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{713,54}{80,83} = 8,82 \approx 9$$

→  $N = 9$  goujons

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{avec: } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{620}{2} = 310 \text{ cm}$$

$$S = \frac{310}{9} = 34,44 \text{ cm}$$

Soit le nombre de connecteurs  $N=9$  par une longueur de 3.1m sur un espacement de 34,44cm

On prend  $S_t = 35 \text{ cm}$ .

$$D'où: \frac{N}{N_f} = \frac{9}{8,82} = 1,02 > 0,04L = 0,25 \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Vérification des soudures :**

— a: La gorge.

$$a < \min(d; t_f) = \min(20; 9,2) = 9,2 \text{ mm soit } a = 9 \text{ mm}$$

l: longueur du cordon de soudure

circulaire.

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 20 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

L'effort résistant au cisaillement vaut :

$$F_{wRd} = a.l. \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mv} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wRd} = 9 \times 62,8 \times \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 117,47 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{713,54}{9} = 79,28 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wRd} \Rightarrow 79,28 \text{ Kn} < 117,47 \text{ Kn}$$

→ **Condition vérifiée**

### 5.5. Calcul de la poutre maîtresse:

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

#### a) Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier :  $L = 8,30 \text{ m}$

Entre axe des sommiers :  $e_{\text{sommier}} = 6,20 \text{ m}$

Entre axe des solives :  $e_{\text{solive}} = 1,185 \text{ m}$

Charges permanentes du plancher :  $G = 4,59 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids de la solive :  $G_{\text{solive}} = 0,262 \text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,262 \times 6,20 = 1,62 \text{ Kn}$$

#### b) Vérification de la flèche :

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

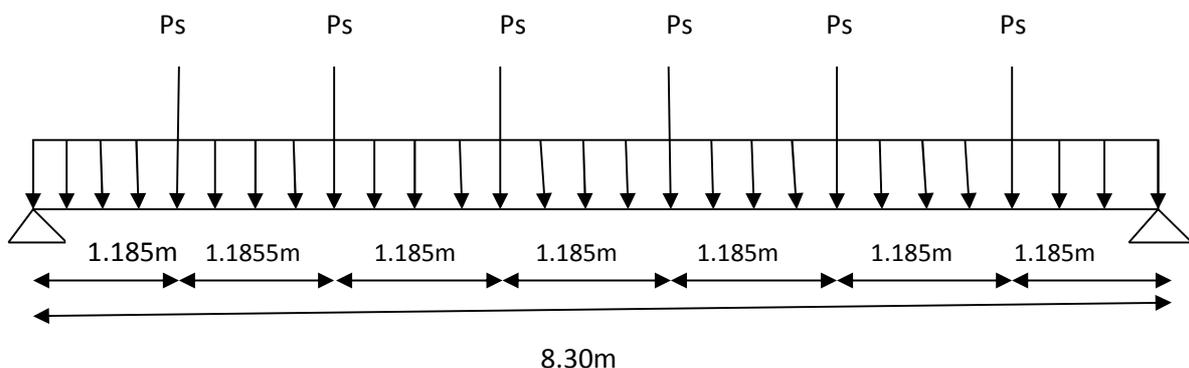
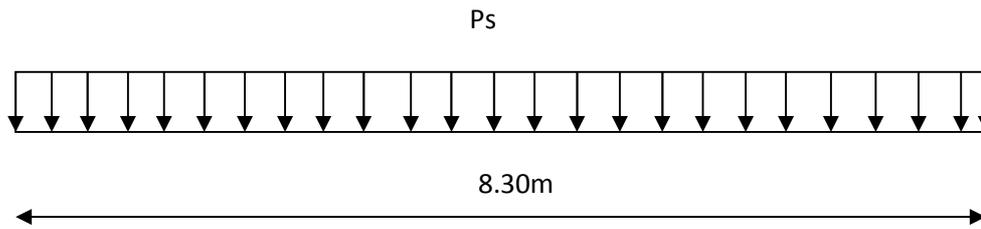


Figure 5. 11: Schéma statique du sommier typel.

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



**Figure 5.12: Sommier sous charge répartie.**

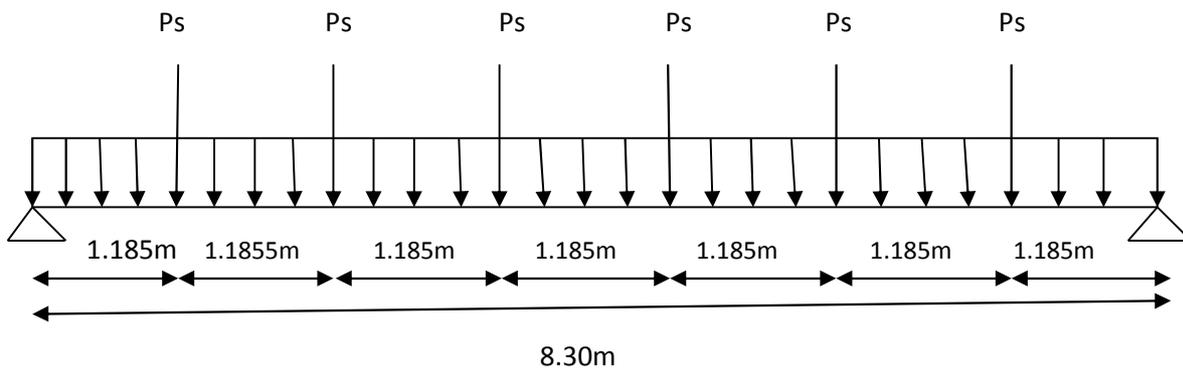
**c) Combinaisons de charges :**

$$P_s = (G + Q) e_{\text{sommier}} = (4.59 + 5) \cdot 6.2 = 59.45 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } f_{\text{cal1}} = \frac{5 P_s L^4}{384 E I_{y1}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I_{y1} = 250 \frac{5 P_s \cdot L^3}{384 E} = 250 \frac{5 \cdot 59.45 \cdot 8.30^3}{384 \cdot 2.1} = 52692.11 \text{ cm}^4$$

**Cas N°2 :** on considère le sommier soumis à 6 charges concentrées  $P_{\text{solive}}$ .



**Figure 5.13: Schéma statique du sommier.**

Utilisons la méthode d'intégration direct de la RDM on trouve :

$$f = \frac{P_{\text{solive}}}{24 \cdot E I_{y2}} [ a (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) + b (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2) ]$$

$$I_{y2} = 250 \frac{P_{\text{solive}}}{24 \cdot E L} [ a (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) + b (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2) ]$$

Avec  $a = 1.185\text{m}$  et  $b = 4.15\text{m}$

$$I_{y2} = 250 \frac{1.62}{24 \cdot 2.1 \cdot 8.30} [ 1.185 (3 \times 8.3^2 - 4 \times 1.185^2) + 4.15 (3 \times 8.30^2 - 4 \times 4.15^2) ]$$

$$I_{y2} = 802.448 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } I_y = I_{y1} + I_{y2} = 52692.11 + 802.448 = 53494.558 \text{ cm}^4$$

On choisit : HEB450

**d) Classe de la section :**➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 24} = 6.25 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{298}{13.5} = 22.07 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc l'**HEB450** est de classe 1

**e) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**➤ **La flèche :**

$$P_s' = P_s + G_{\text{profil}} = 59.45 + 1.711 = 61.16 \text{ Kn/m}$$

**Cas N°1 : Charge répartie**

$$I_{y1} = \frac{5}{384} \frac{61.16 \cdot 8.30^4}{2.1 \times 79887.6} \cdot 10^2 = 2.25 \text{ cm}$$

**Cas N°2 : Charge concentrée**

$$f = \frac{P_{\text{solive}}}{24 \cdot EI_{y2}} [a(3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) + b(3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)] = 0.012 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f = 2.25 + 0.012 = 2.26 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 3.32 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

**f) Vérification de la résistance :****Cas N°1 : Charge répartie**

$$P_u = 1.35(G \cdot e_{\text{sommier}} + G_{\text{profil}}) + 1.5Q \cdot e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1.35(4.59 \cdot 6.2 + 1.71) + 1.5 \cdot 5 \cdot 6.2$$

$$P_u = 87.22 \text{ Kn/m}$$

$$M_{\text{sd1}} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{87.22 \cdot 8.30^2}{8} = 751.14 \text{ Kn.m}$$

**Cas N°2 : Charge concentrée**

$$P'_{\text{solive}} = P_{\text{solive}} = 1.62 \text{ Kn/m}$$

$$M_{\text{sd2}} = P'_{\text{solive}}(a + b) = 8.64 \text{ kn.m}$$

Finalemnt, le moment max est :

$$M_{\text{sd}} = M_{\text{sd1}} + M_{\text{sd2}} = 759.78 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{plRd}} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3550.6 \cdot 23.5}{1} = 83439.1 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée.

**g) Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2P'_{solive} = \frac{87.22.8.30}{2} + 2 \cdot 1.62 = 365.20 \text{ Kn}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{79.7 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 1081.35 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} < V_{Pl,Rd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEB 450** comme sommier pour le plancher.

**5.6. Ferrailage de la dalle du plancher :**

**1) Combinaisons d'actions :**

➤ Etat Limite Ultime :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \cdot 4.59 + 1.5 \cdot 5 = 13.69 \text{ Kn/m}$$

➤ Etat Limite de Service :

$$P_s = G + Q = 9.59 \text{ Kn/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.185}{8.3} = 0.14 < 0.4 \dots \dots \dots \text{ la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{13.69 \cdot 1.185^2}{8} = 2.403 \text{ Kn/m}$$

**2) Moment en travée et en appuis :**

• Moment en travée  $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 2.403 = 2.042 \text{ KN.m.}$

• Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 \times M_0 = 0.4 \times 2.403 = 0.96 \text{ KN.m.}$

**3) Calcul des armatures en travée :**

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 10 - 3.5 = 6.5 \text{ cm} = 0,065 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.058 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,042 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,053$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5.67 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1.035 \text{ cm}^2$$

Donc ; on ferraille avec **5HA8=2.51cm<sup>2</sup>**

**4) Les armatures de répartition sont donnée par :**

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8 avec A=2.01cm<sup>2</sup>

**5) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,23 \frac{100 \cdot 0,058 \cdot 10^2 \cdot 2,1}{400} = 0,7 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

**Condition vérifiée.**

**6) Calcul des armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,02 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,025$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,74 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Donc ; on ferraille avec 5HA8=2,51cm<sup>2</sup>

**7) Espacement des barres :**

$$S_{t//x} = \min[(3 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t//x} = 20 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t//x} = \frac{100}{5} = 20 \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$S_{t//y} = \min[(4 \cdot h_c); 45] \rightarrow S_{t//y} = 26 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t//y} = \frac{100}{4} = 25 < 26 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

**8) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{13.69 \cdot 1.185}{2} = 8.11 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{8.11}{1 \cdot 0,058} \cdot 10^{-3} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{MPa} > \tau = 0.13 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

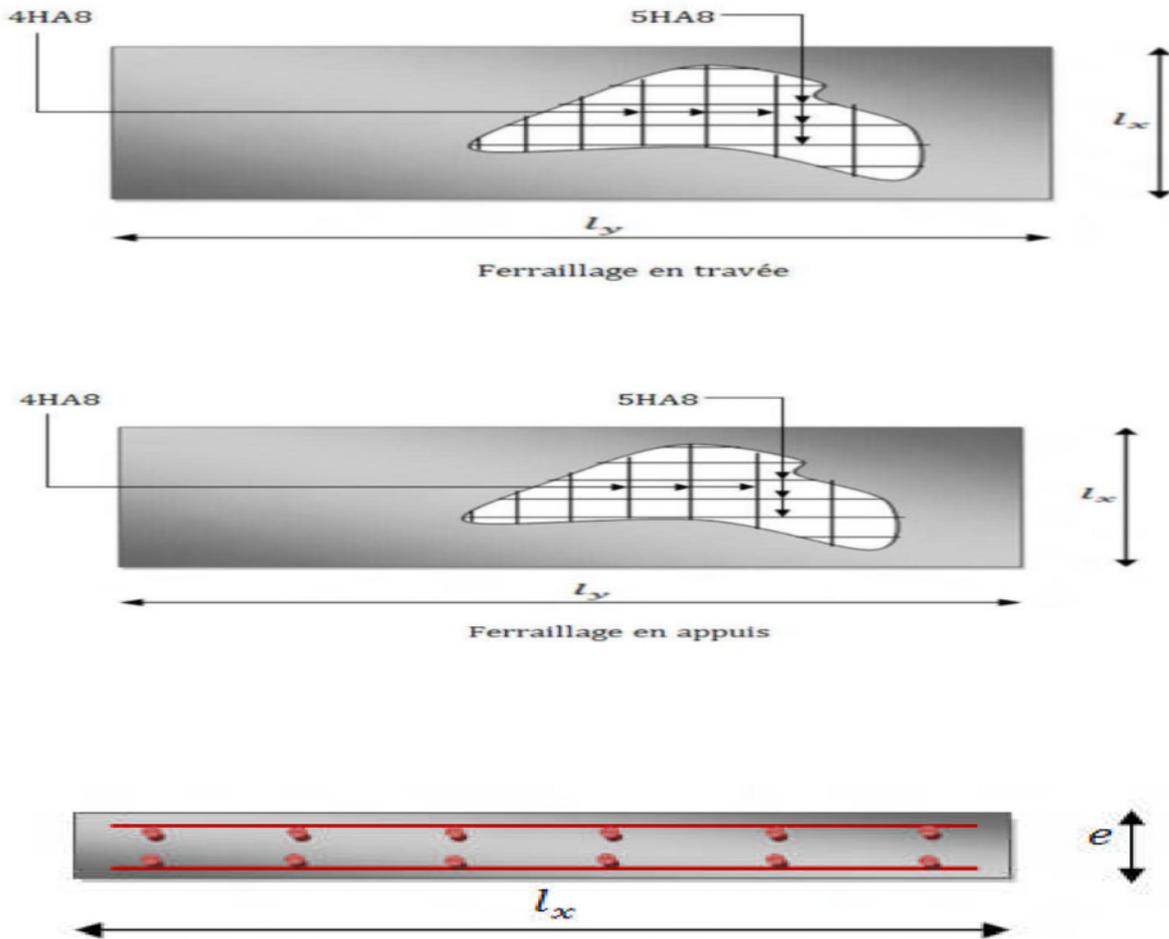


Figure 5.14 : Ferrailage de la dalle.

### Conclusion:

À travers cette étude nous avons montrés que le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE220.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 20mm, espacés de 34 ,44cm entre eux.

## 6.1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposent à l'action des forces horizontales : vent, effets de séisme, chocs etc....

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontales appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

## 6.2. Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

## 6.3. Contreventement 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.

### 6.3.1. 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.

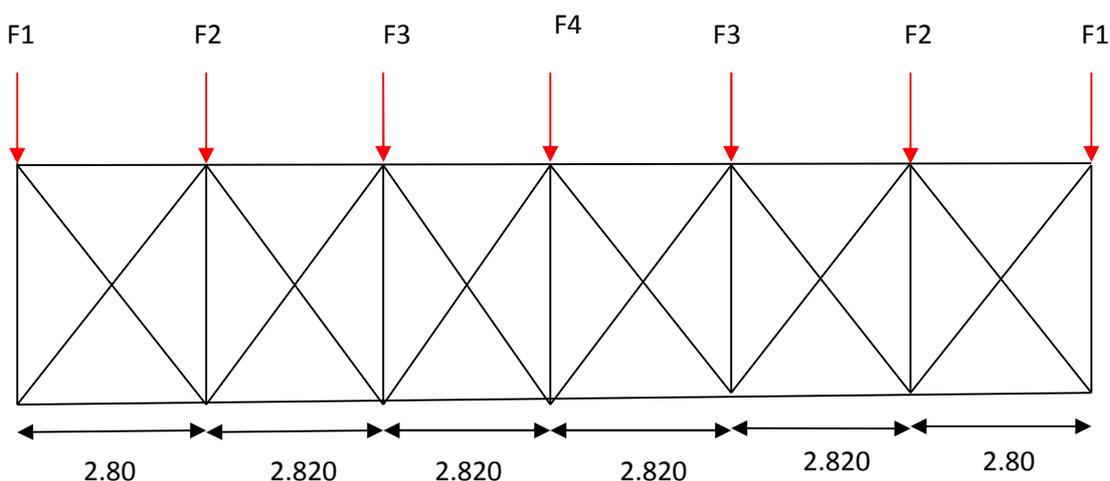
Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- 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).

**Remarque :**

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.

**6.3.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :**



**Figure 6.1: schéma statique de la poutre au vent en pignon.**

**a) Evaluation des efforts horizontaux :**

$$\text{On a : } F_i = 1.5 \left[ (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \quad \text{Avec : } i = 1, 2, \dots, 7$$

- $W_i$  : Vent extrême suivant le pignon  $w_i = 102.512 \text{ daN/m}^2$ .  
 $F_{fr}$  : Force de frottement pour parois verticales.
- Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous n'avons une force de frottement.  
 $F_{fr} = 3296.8 \text{ daN}$ .
- $S_i$  : La surface sous le vent.

Avec  $S_i = h_i \times e_i$

$e_i = \text{espacement}$

: Nombre de nœuds au niveau de la toiture  $n = 7$

Donc  $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{3296.8}{7} = 470.97 \text{ daN}$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau suivant :

Neud	1	2	3	4
$\frac{h_i}{2}$ (m)	4.25	4.437	4.625	4.812
$e_i$ (m)	1.4	2.82	2.82	1.4
$S_i$ (m <sup>2</sup> )	5.95	12.512	13.04	6.736
$W_i$ (daN/m)	102.512	102.512	102.512	102.512
$F_{fr}/n$ (daN)	470.97	470.97	470.97	470.97
$F_i$ (daN)	1080.91	1753.60	1807.72	1161.49
$1.5F_i$ (daN)	1621.36	2630.4	2711.58	1742.23

Tableau6-1: Les valeurs Des forces du au vent du au nouds

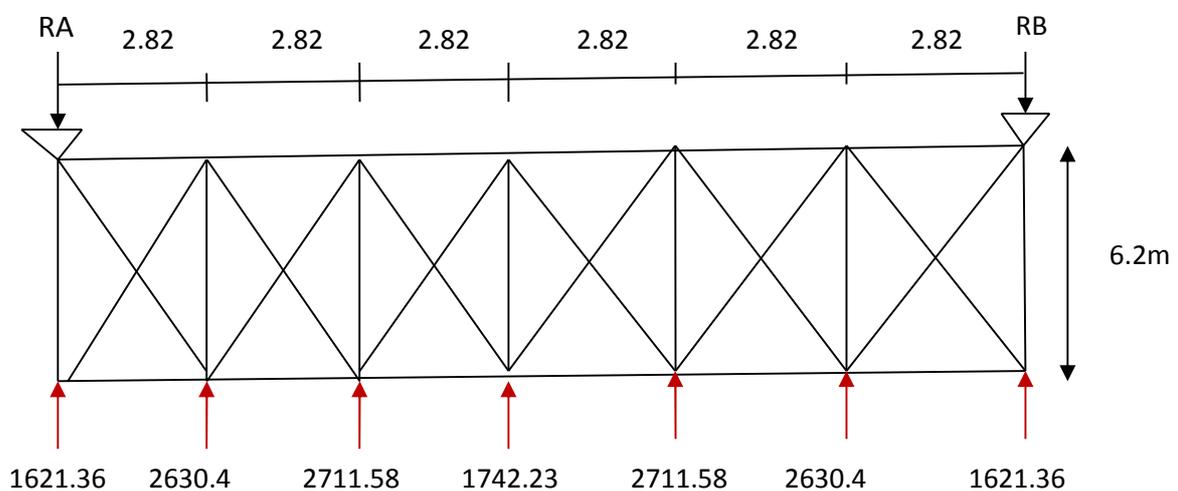


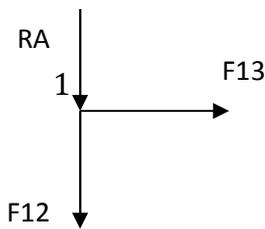
Figure6-2 : Disposition des efforts sur la poutre au vent

6.3.1.2 Calcul des réactions RA, RB :

$$\sum F_{Ext} = 0 \implies R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = 7834.45 \text{ daN}$$

## a) calcul des efforts dans les diagonales :

Nœud 1 :



$$\tan \alpha = \frac{2.82}{6.2} = 0.45 \implies \alpha = \arctg \frac{2.82}{6.2} = 24.45^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\implies F_{12} = -7834.45 \text{ daN (compression).}$$

Nœud 2 :

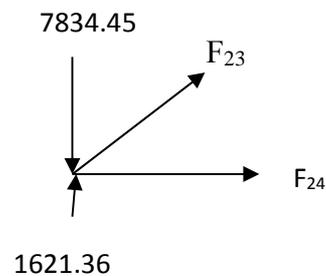
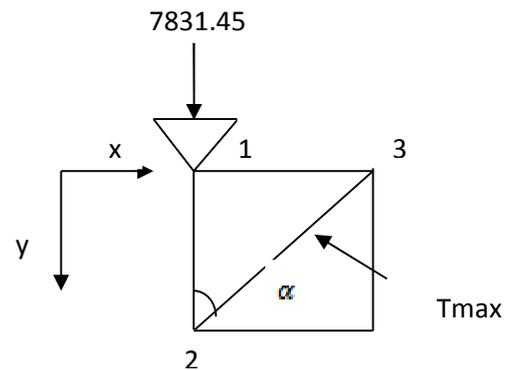
$$\Sigma F_y = 0$$

$$7834.45 - 1621.36 - F_{23} \cos \alpha = 0$$

$$F_{23} = \frac{7834.45 - 1621.36}{\cos 24.45} = 6825.15 \text{ daN.}$$

L'effort de traction max:

$$N_{t,sd} = 68.25 \text{ KN}$$



## 6.3.1.3. Section de la diagonale :

## Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_2}{f_y} = \frac{68.25 \cdot 1}{23.5} = 2.90 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L50 x 50 x 5**

$$\text{Section nette : } A_{\text{nett}} = A_1 + \xi A_2$$

$$A_1 = (5 \times 0.5) - (1.6 \times 0.5) = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.5) \times 0.5 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A1}{3 \times A1 + A2} = 0.69$$

$$A_{nette} = 1.7 + 0.69 \times 2.25 = 3.25 \text{ cm}^2$$

**Vérification à la résistance ultime de la section :**

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

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

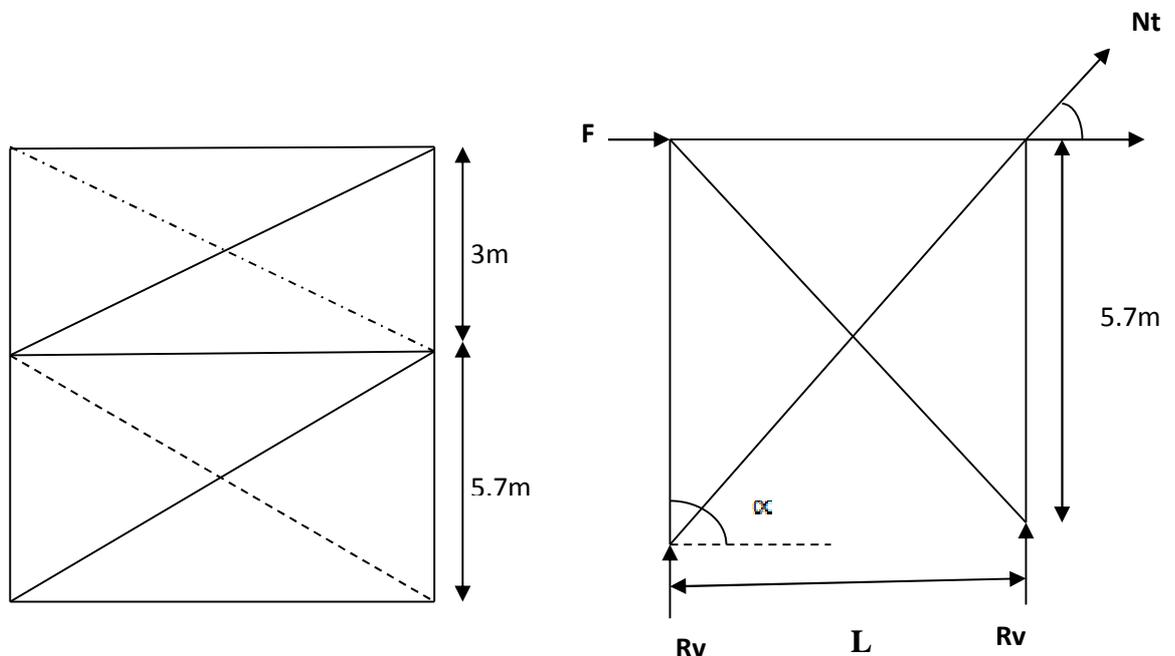
$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,25 \cdot 36}{1,25} = 84,24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 68.25 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 84.24 \text{ KN}$$

Donc la cornière **L50x50x5** convient pour les diagonales de la poutre au vent du pignon.

#### 6.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



**Figure 6. 1: Schéma statique de palée de stabilité en long pan**

### 6.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures.

$$F = RA$$

RA : réaction d'appuis de la poutre au vent  $F = 7834.45 \text{ daN}$

$$R_v = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$R_H = -F$$

$$N_t = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg} \theta = \frac{5,7}{6,2} = 0,91$$

$$\theta = \text{arctg} 0,91 = 42.30^\circ$$

$$\begin{cases} R_v = \frac{7834,45 \times 6,7}{6,2} = 10993.5 \text{ daN} \\ R_H = -7834.45 \text{ daN} \end{cases}$$

$$N_t = \frac{7834.45}{\cos 42.30} = 10592.37 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{10592.37 \cdot 1}{2350} = 4.50 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L60×60×6**

Section nette :  $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (6 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6) = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0,6) \times 0,6 = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,71$$

$$A_{net} = 2,64 + 0,71 \times 3,24 = 4,94 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 4,94 \cdot 36}{1,25} = 128,04 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 92,74 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 128,04 \text{ KN} \quad \text{Vérifie}$$

### 6.5. Calcul de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

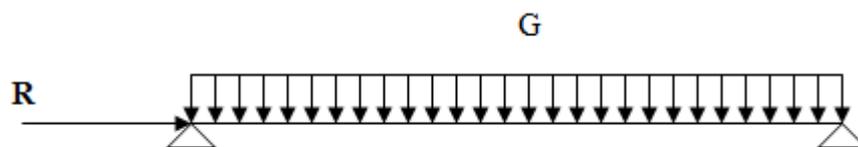


Figure 6.4 effort sur la poutre sablière

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

$$R = 117,51 \text{ KN}$$

### 6.5.1 Pré dimensionnement :

Compression seule .N=161KN

On opte pour un HEA100 dont A=21,2 Cm<sup>2</sup> P=16,4 kg/ml

### 6.5.1. Vérification de la résistance de la poutre sablière :

#### 6.5.1.1) Vérification aux instabilités :

##### a) Vérification au flambement :

$$I_{ky} = 620 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_y = (I_{ky}/i_y) = (620/4,06) = 152,70$$

$$I_{kz} = 620 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_z = (I_{kz}/i_z) = (620/2,51) = 247,01$$

ou  $\epsilon = 1$  pour une section de classe 01 =  $\frac{\lambda_y}{93,9} \bar{\lambda}_y$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{152,7}{93,9} = 1,62 \\ &= 2,63 = \frac{247,01}{93,9} \bar{\lambda}_z \end{aligned} \right\} \bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 2,63 > 0,20$$

$\bar{\lambda}_z \text{ max} > 0.2$  donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

##### b) Vérification au déversement sous le poids propre :

Le moment critique de déversement

$$C_1 = 1,132 \quad ; \quad C_2 = 0,459 \quad ; \quad C_3 = 0,529 \quad (\text{charge uniformément répartie})$$

$$K = K_w = 1 \quad \text{extrémités libres.}$$

$$\frac{I_w}{I_t} = \left( \frac{h-t_w}{2} \right)^2 = \left( \frac{9,6-0,5}{2} \right)^2 = 20,70$$

$$I_t = 5,24 \text{ Cm}^4 \quad I_w = 2,58 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique.}$$

$$Z_g = -4,8 \text{ Cm} \quad \text{le chargement sur la semelle tendue.}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 1338}{(1 \times 6,2)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2,63}{1338} + \frac{(6,2)^2 \times 0,4 \times 5,24}{3,14^2 \times 1338} + (0,459 \times (-0,048) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,048) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 23.252 \text{ KN.m}$$

##### L'élancement réduit :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.83.23,5}{2325.28}} = 0.915$$

$$> 0,4 \quad \overline{\lambda}_{LT}$$

donc il y a lieu de tenir compte du risque de déversement

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

## 2.2) Calcul des coefficients réducteurs

Flambement

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_{\max} > 0,2 \\ Z - Z \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe C} \\ \alpha = 0,49 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{\min} = 0,599$$

$$\chi_{lt} = 0,569$$

$$K_{lt} = 1 - \left[ \mu_{lt} \cdot \frac{N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \right]$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{mt} - 0,15 = 0,15 \cdot (2,63 \cdot 1,8) - 0,15 = 0,560$$

$$\text{avec } \mu_{lt} \leq 0,9$$

$$k_{lt} = 1 - \left[ 0,56 \cdot \frac{161}{0,599 \cdot 31,4 \cdot 23,5} \right] = 0,796$$

$$K_{lt} = 0,796$$

## 3) Vérification de la condition de résistance

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / 1,1} + \frac{K_{lt} \cdot M_y}{\chi_{lt} \cdot M_{ply}} < 1$$

$$M_y = M_g = 1,35 \cdot \frac{16,7 \cdot 36}{8} = 101,45 \text{ Kg} \cdot m$$

$$\frac{161}{0,599 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,1} + \frac{0,796 \cdot 101,45}{0,569 \cdot 83 \cdot 23,5 / 1,1} = 0,673 < 1$$

**Donc vérifier**

## 2.3) Vérification à l'effort normal : il faut vérifier si :

$$N > \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot A_w \cdot f_y \\ 0,25 \cdot N_{pt} \end{array} \right.$$

$A_w$  : section de l'âme.

$$A_w = 8 \times 0,5 = 4 \text{ Cm}^2$$

$$0,5 \cdot A_w \cdot f_y = 0,5 \times 4 \times 23,5 = 47 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{PL} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \cdot \frac{21,2 \cdot 23,5}{1,1} = 113,227 \text{ KN}$$

$$N = 161 \text{ KN} > \min \left[ 0,5 \cdot A_w \cdot f_y ; 0,25 \cdot N_{PL} \right] = 47 \text{ KN}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal  $\Rightarrow$  réduction du moment résistant  $M_{Ry} = M_{Ny}$

$$\text{Où : } M_{Ny} = M_{ply} \left[ \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right]$$

$$n = \frac{N}{N_{PL}} = \frac{161}{452,91} = 0,355$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right) = \min \left( \frac{4}{21,2} ; 0,5 \right) = 0,188$$

$$M_{ny} = \frac{83}{1,1} \cdot 23,5 \cdot \left[ \frac{1-0,355}{1-(0,5 \cdot 0,188)} \right] = 1262,36 \text{ KN.Cm}$$

$$M_{ny} \geq M_y$$

**Donc : HEA100 convient pour les sablières.**



## 7.1. Introduction :

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du nouveau règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

## 7.2. Présentation du logiciel ROBOT :

Le Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

## 7.3. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## 7.4. Analyse de la structure :

### 7.4.1. 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.

### 7.4.2. Méthodes de calcul :

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

➤ Méthode statique équivalente.

#### 7.4.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. 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 calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

##### a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques 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 :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} W$$

$A$  : 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 II<sub>a</sub> et un Groupe d'usage 2

Nous trouverons :  $A = 0.15$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de l'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) :

$$\begin{cases} T_1(sec) = 0.15s \\ T_2(sec) = 0.5s \end{cases}$$

( $\eta$ ) : 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 V 2003**

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 5 \%$

D'où :  $\eta = 1 > 0.7$

$$\eta = 1$$

**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 :

$$h_N = 10\text{m}$$

$C_T$ : 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**.

« Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie »

D'où :  $C_T = 0.085$  on prend  $C_T = 0.085$

Donc :  $T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \cdot 10^{(3/4)} = 0.47 \text{ s}$

$$0 \leq T = 0.47\text{s} \leq T_2 = 0.5\text{s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta \Rightarrow D = 2.5 \times 1 \times 1 = 2.50$$

**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 longitudinal:**  $R_y = 4$  (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

**Sens transversal :**  $R_x = 4$  (Portiques auto stables ordinaires).

Donc :  $R_y = 4$

$$R_x = 4$$

**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 »	$P_q(x)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0.05
2. Redondance en plan	0.05
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
$\sum P_q$	<b>0.1</b>

**Tableau 7. 1: Pénalité de vérification.**

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

**W** : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$  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.

**β**: 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 : **β = 0.5**

$$W_{Gi} = 1018.9 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 623.70 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_i = 1018.9 + 0.5 \times 623.70 = 1330.75 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \cdot 1.1 \cdot 2.5}{4} 1330.75 \Rightarrow V_y = 137.23Kn$$

$$V_x = \frac{0.15 \cdot 1.1 \cdot 2.5}{4} 1330.75 \Rightarrow V_x = 137.23Kn$$

### 7.5. La méthode modale spectrale :

#### 7.5.1 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.

#### 7.5.2 Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients  $A, \eta, R, T_1, T_2, Q$  (déjà déterminés plus haut) .

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

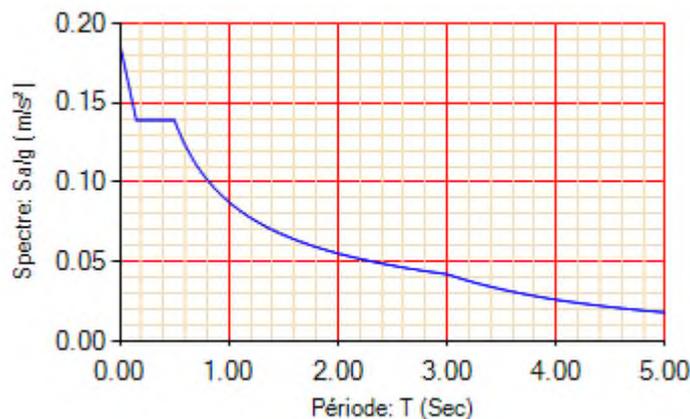


Figure 7.1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

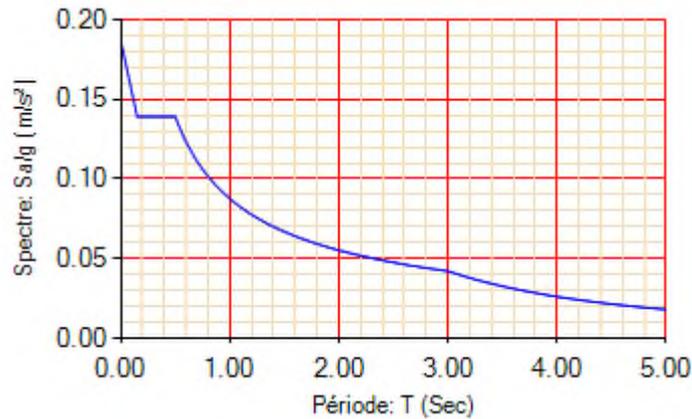


Figure 7.2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

### 7.5.3 Nombre de modes de vibrations à considérer :

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.

### 7.5.4 Résultat de calcul :

#### a. Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
12/ 1	1.86	0.54	95.81	0.13	0.0	95.81	0.13	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 2	2.20	0.45	96.37	84.24	0.0	0.57	84.11	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 3	2.66	0.38	96.98	92.62	0.0	0.61	8.38	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 4	2.74	0.37	97.25	99.51	0.0	0.27	6.89	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 5	3.32	0.30	99.26	99.57	0.0	2.01	0.05	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 6	3.67	0.27	99.26	99.63	0.0	0.00	0.06	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 7	5.96	0.17	99.90	99.63	0.0	0.63	0.00	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 8	6.34	0.16	99.90	99.64	0.0	0.00	0.01	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 9	6.62	0.15	99.90	99.64	0.0	0.00	0.00	0.0	95313.10	95313.10	0.0
12/ 10	6.97	0.14	99.90	99.64	0.0	0.00	0.00	0.0	95313.10	95313.10	0.0

Tableau 7.2: Pourcentage de participation de masse.

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

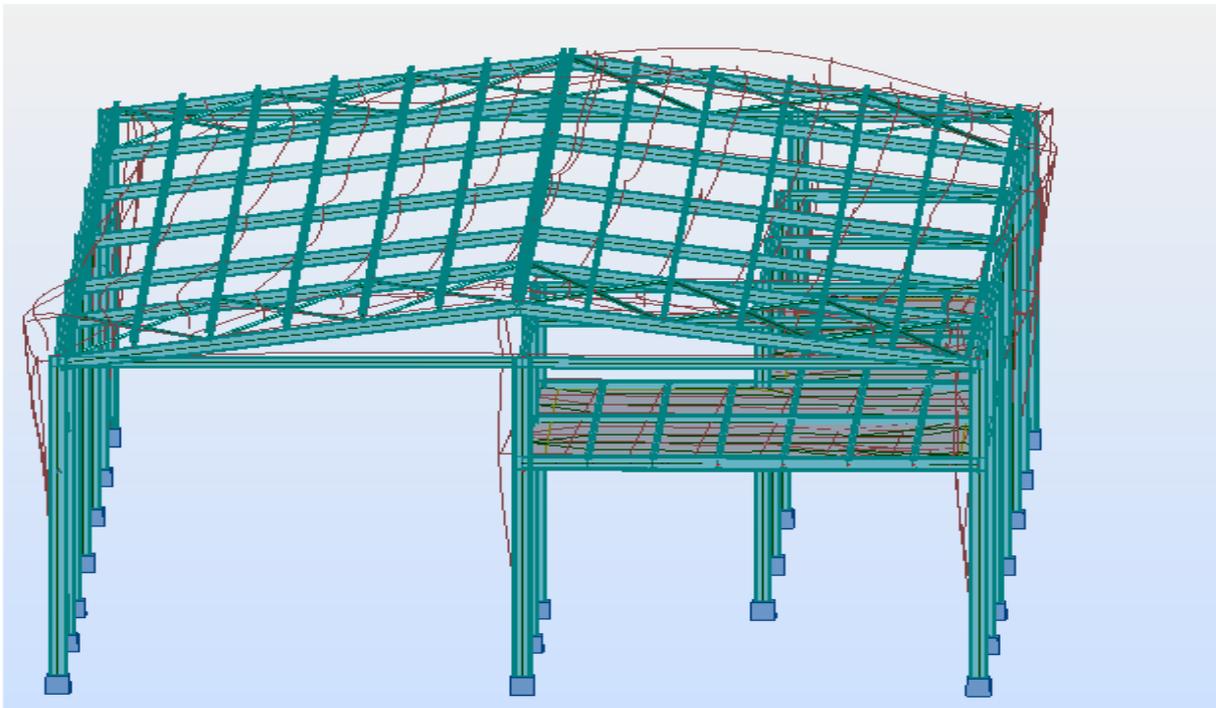
Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

**b. Les réponses modales de la structure :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

**Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0.54$  s, taux de participation de la masse 95.81%**



**Figure 7.3: Mode de déformation (01).**

**Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période  $T = 0.45$  s , taux de participation de la masse 84.24%**

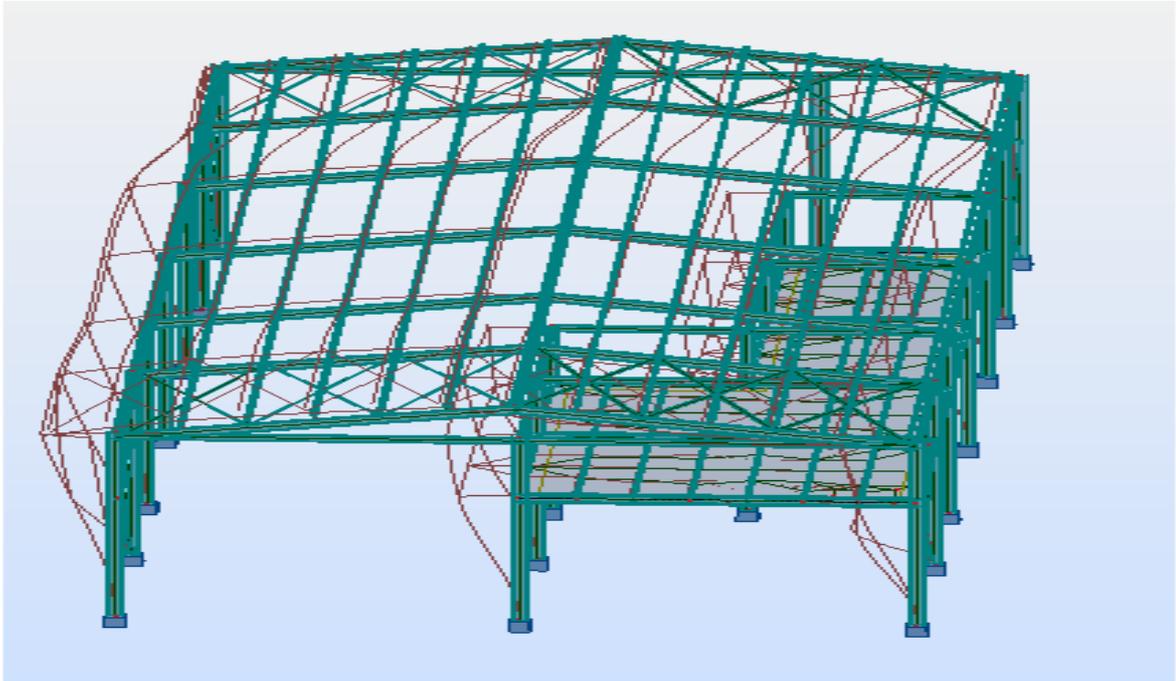


Figure 7.4: Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période  $T = 0.38$  s

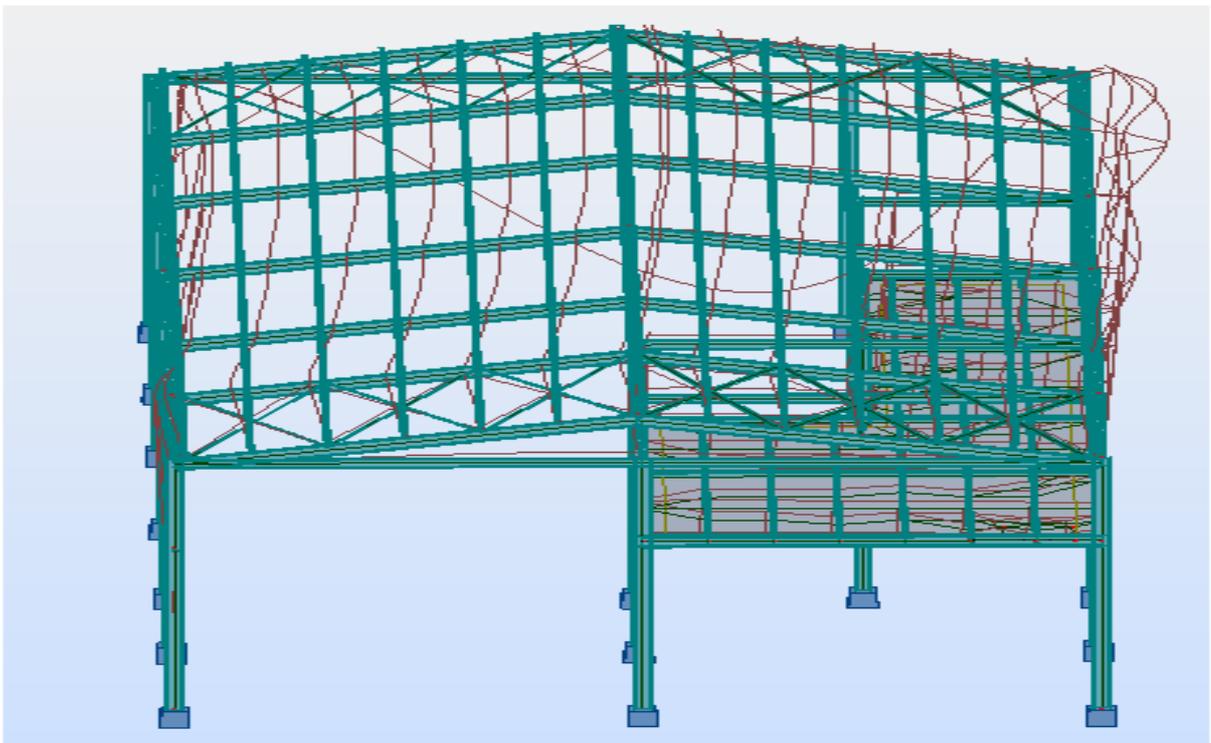


Figure 7.5: Mode de déformation (3).

**7.5.5 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.

**a. Les combinaisons de calcul :****Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V1 : Vent sur le long pan
- V2 : Vent sur le pignon.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + V1S	G + Q + E <sub>x</sub>
G+1.5V1S	G + V1D	G + Q - E <sub>x</sub>
G+1.5V1D	G+V2S	G + Q - E <sub>y</sub>
G + 1.5V <sub>2</sub> S	G+V2D	G + Q + E <sub>y</sub>
G+1.5V2D	G + Q	0.8G + E <sub>x</sub>
	G + N	0.8G - E <sub>x</sub>
	G+0,9(Q+S)	0.8G - E <sub>y</sub>
	G+0,9(Q+V <sub>1</sub> )	0.8G +E <sub>y</sub>
	G+0,9(Q+V <sub>2</sub> )	

**Tableau 7.3: Combinaisons de calcul.**

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

**a. Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par 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	137.23	109.78	151.80	Vérifiée
Sens yy	137.23	109.78	228.60	Vérifiée

**Tableau 7.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.**

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

**7.6. La Vérification des déplacements :****1<sup>er</sup> Cas : situation durable :**

Les déplacements sont limités à :

- **Déplacement horizontal :**  
 $h/125$  Sans charge du vent  
 $h / 150$  Avec charge du vent                      **EC3 Art 4.2.2(1) I**  
 Ou  $h$  : hauteur du poteau
- **Déplacement vertical :**  
 $L/200$   
 Avec :  $L$  : longueur de la travée                      **EC3 tab 4.1**

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
<b>Suivant X</b>	G+1.5V2D	G+Q+EX	0.4	4.1
<b>Suivant Y</b>	G+1.5V1D	G+Q+EY	1.1	4.2
<b>Suivant Z</b>	G+1.5V1S	1.35G + 1.5Q	0.9	1.1

Tableau 7. 5: Déplacement max en situation durable.

$$h/125 = 850 / 125 = 6.8 \text{ cm}$$

$$h / 150 = 850 / 150 = 5.66 \text{ cm}$$

$$L / 200 = 1705 / 200 = 8.52 \text{ cm}$$

On voit que les déplacements maximaux suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

### 2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA99 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 suit

$$\delta_k = R \delta_{eK}$$

$\delta$ : Déplacement dû aux forces sismiques.

**R** : coefficient de comportement **R<sub>y</sub>=4** et **R<sub>x</sub>= 4**

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1.9	1.2	7.6	6

Tableau 7.6: Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.

$$\frac{h}{100} = \frac{1000}{100} = 10 \text{ cm}$$

### Conclusion :

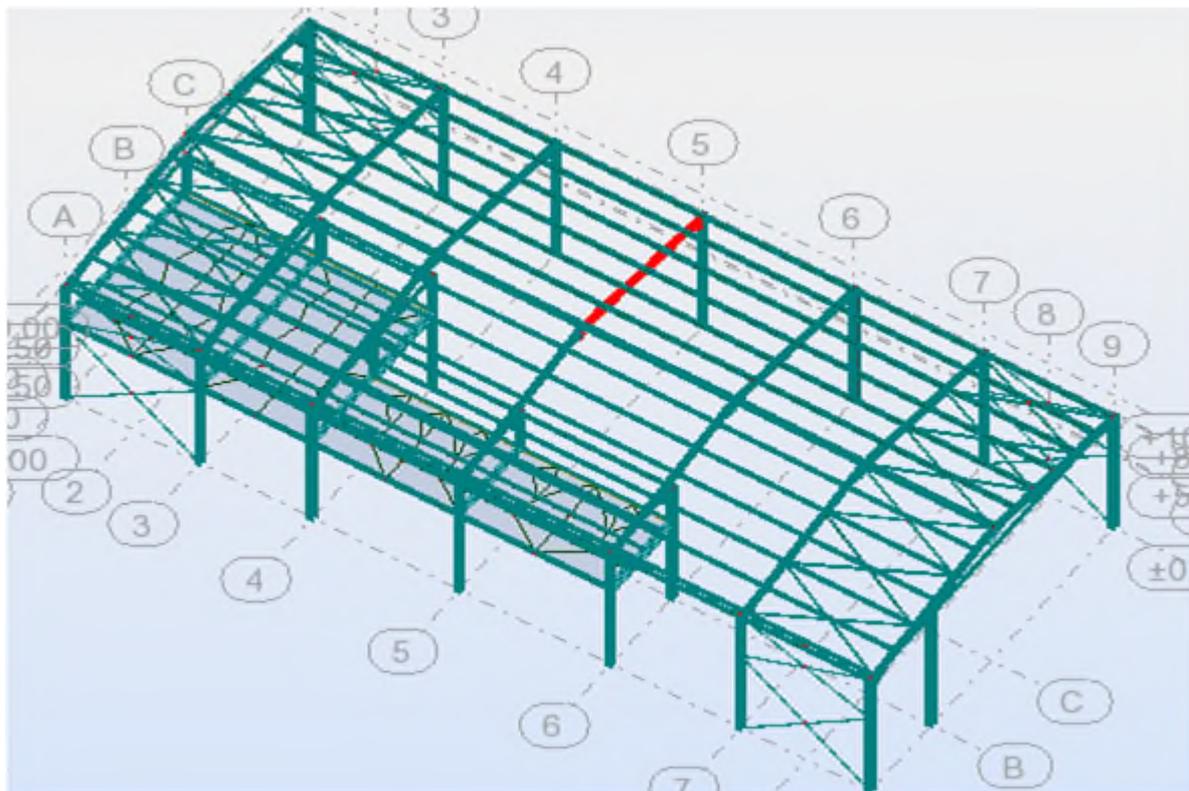
Tous les déplacements sont inférieurs à 10 cm, donc ils sont vérifiés.

## 8.1 Introduction

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; et à l'aide du logiciel **ROBOT** qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

## 8.2. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°101 de longueur  $L = 8.50 \text{ m}$  ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :



**Figure 8.1: Illustration de la traverse la plus sollicité.**

### 8.2.1 Charges repaires sur la traverse

- Poids du panneau sandwich
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

### 8.2.2 Caractéristiques de la traverse

IPE 360	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf (mm)	r(mm)
	360	170	8	13	18
	A(cm2)	Iy(cm4)	Iz(cm4)	Wply(cm3)	Wplz(cm3)
	72.7	16265,6	1043,20	1019,10	191,10

**Tableau 8-1: Caractéristiques du profile IPE360**

### 8.2.3 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel robot sont :

$$M_{ysd}^{\max} = 109.94 \text{KN.m}$$

$$N_{sd}^{\max} = 23.17 \text{KN}$$

$$V_{zsd}^{\max} = - 3.46 \text{KN}$$

### 8.2.4 Classe de la section transversale

#### 8.2.4.1 Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{23.17}{0.8 \times 23.5} = 1.23$$

$$\alpha = \frac{1}{29.66} \left( \frac{29.66+1.23}{2} \right) = 0.52 \leq 1 \quad \text{avec} \quad \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{29.66}{0.8} = 37.07 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.52 - 1)} = 68.75$$

Donc :

- $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \hat{\text{Ame de classe 01}}$

### 8.2.4.2 Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{170}{2 \times 13} = 6.54 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

Donc La section **IPE360** est de classe 1.

Pour les sections de classe 1 :

## 8.2.5 Condition de résistance

### 8.2.5.1 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 3.46 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35.1 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 476.22 \text{KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{3.46}{476.22} = 0.01 < 0.5 \quad \text{OK c'est vérifier donc pas de réduction du moment}$$

### 8.2.5.2 Vérification de la résistance

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.1 \times 23.5}{1} = 239.48 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 109.94 \text{KN.m} < M_{plyrd} = 239.48 \text{KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

### 8.2.5.3 Vérification de l'élément aux instabilités

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1 \text{ Dont la partie supérieure de la traverse (neige, poids propre...)}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

➤ **Flexion composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

**a. Calculons la longueur de flambement**

- Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : la traverse risque de flamber sur toute sa longueur

Donc la longueur de flambement  $l_{ky} = 8.50m$

- Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), la traverse est empêchée de flamber sur toute sa longueur par les pannes.

Donc la longueur de flambement  $l_{kz} = 1.41m$

Pour l'IPE360, les rayons de giration sont :  $i_y = 14.95cm$

$$i_z = 3.79c$$

**b. Calcul Les Élançement**

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{425}{14.95} = 28.42$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{140}{3.79} = 36.94$$

**c. Calcul les élançements critiques**

Acier S235

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

#### d. Calcul les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{28.42}{93.9} \sqrt{1} = 0,30 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{36.94}{93.9} \sqrt{1} = 0,39 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\text{Avec } \sqrt{\beta_w} = 1 \Rightarrow \text{L'IPE 360 est de classe 1}$$

#### e. Calcul le coefficient de réduction

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau **5. 5. 3 Eurocode 3**:

Pour L'IPE360:  $h = 360 \text{ mm}$   $b = 170 \text{ mm}$   $t_f = 13 \text{ mm}$ .

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2. \text{ et } t_f = 13 < 40 \text{ mm.}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
$y-y'$	A	$\alpha_y = 0,21$
$z-z'$	B	$\alpha_z = 0,34$

**Tableau8-2: Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 360.**

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0,21(0,3 - 0.2) + 0,3^2] = 0.55 \quad \Rightarrow \chi_y = 0,989$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34(0.39 - 0.2) + 0.39^2] = 0.61. \quad \Rightarrow \chi_z = 0.926$$

$$\chi_{\min} = \min(0.989; 0.926)$$

$$\text{Donc} \quad \chi_{\min} = 0.926$$

### b. Calculons l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

(Partie inférieure de la traverse dans le cas de sou lèvement)

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{141}{3.79}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{141}{3.79}}{\frac{36}{1.3}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 34.22$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 0.36$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.36 < 0.4 \longrightarrow$  il n'y a pas de risque de déversement

**Vérification avec le logiciel robot :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 2 Traverse						
101 Poutre_101	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 360	ACIER E24	56.93	224.76	0.85	31 G+Q-EX

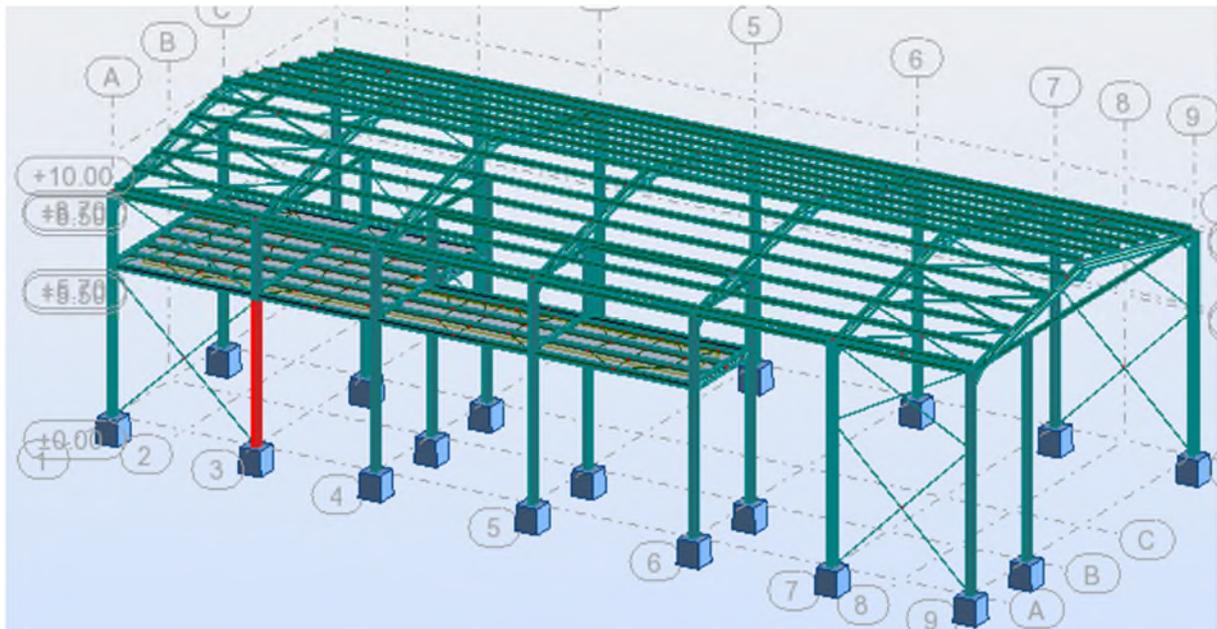
**Conclusion :**

Le profilé choisi **IPE 360** est adéquat comme traverse.

**8.3. Vérification des poteaux :**

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités

Le poteau N°4 de hauteur  $H=5.5\text{m}$  ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :



**Figure 8.2: Illustration du poteau le plus sollicité.**

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

h (m)	N (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)	$V_z$ (kN)
5.5	351.99	$M_y^+=261.40$ $M_y^-=-118.72$	$M_z^+=121.76$ $M_z^-=-14.62$	35.63

**8.3.1 Vérification à la résistance :**

**Classe de la section (HEA280)**

- **Classe de la semelle**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{280}{2} = 140\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{140}{13} = 10.76 > 10\varepsilon < 11\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 2

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{351.99}{0.8 \times 23.5} = 18.72$$

$$\alpha = \frac{1}{196} \left( \frac{196 + 18.72}{2} \right) = 0.54 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 < 83\varepsilon \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.54 - 1)} = 65.78$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \text{Âme de classe 02}$$

La section globale étant de classe 2.

**8.3.2 Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 35.63 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0\sqrt{3}}} = 430.64 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 215.32 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 35.63 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 215.32 \text{ KN} \quad ok$$

➤ **Vérification au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 118.72 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 1112.10^{-2}}{1.1} = 237.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \rightarrow ok$$

➤ **Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 351.99 \text{ KN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 97.3}{1.1} = 2078.7 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} < N_{pl,rd} \rightarrow ok$$

➤ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

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

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.

$$\lambda_y = \frac{0.5l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{275}{11.86} = 23.18$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{23.18}{93.9} \times 1 = 0.24$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$$h/b = 270/280 = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement y-y  $\longrightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.34$  (tableau 3).

$$\chi_y = 0.951$$

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

$$\lambda_z = \frac{275}{7} = 39.28$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{39.28}{93.9} \times 1 = 0.41$$

Axe de flambement z-z  $\longrightarrow$  courbe de flambement c ;  $\alpha = 0.49$  (tableau 3).

$$\chi_z = 0,892$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,892$$

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{275}{7}}{(1,132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{275}{7}}{\frac{27}{1,3}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 36,09$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,38$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,38 < 0,4 \longrightarrow$  Il n'y a pas de risque de déversement

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}, \quad \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

### ➤ Calcul des coefficients réducteurs

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{118,72}{261,40} = -0,45$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,11$$

$$\mu_y = 0,24(2 \times 2,11 - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = 0,20 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

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

$$k_y = 1 - \frac{0,20 \times 351,99}{0,951 \times 97,3 \times 23,5} = 0,96 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 408,65 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 118,72 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,3 \times 23,5}{1} = 2286,55 \text{ KN}$$

$$M_{plz, Rd} = 1112,2 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 237,60 \text{ KN.m}$$

### Suivant (Z-Z)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{14,62}{121,76} = -0,12$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,88$$

$$\mu_z = 0,41(2 \times 1,88 - 4) + \frac{518,1 - 340,2}{340,2} = 0,48 \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_z = 1 - \frac{0,48 \times 351,99}{0,892 \times 97,3 \times 23,5} = 0,91 \quad \text{Avec } k_z \leq 1,5$$

$$N_{sd} = 351,99 \text{ KN}$$

$$M_{z, sd} = 14,62 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,3 \cdot 23,5}{1} = 2286,55 \text{ KN}$$

$$M_{plz.Rd} = 518.1 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 110.68 \text{ KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{351.99}{0.892 \times 2286} + \frac{0,91 \times 118.72}{237.60} + \frac{0,91 \times 14.62}{110.68} = 0,74 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 9 Poutaux						
4 Poteau_4	HEA 280	ACIER E24	46.39	78.60	0.71	31 G+Q-EX

Conclusion :

Le profilé choisi **HEA280** est adéquat comme poteau.

### 8.4 Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°267) sous la combinaison **1.35G+1.5Q** (L60×60×6)



Figure 8.3: Illustration de la barre la plus sollicitée.

L'effort dans la poutre au vent est :

$$N_{sd}^{MAX} = 24.06 \text{ KN (traction)}$$

➤ **Vérification à la traction :**

L'effort de traction  $N_{sd} = 24.06 \text{ Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :  $A = 6.91 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{6.91 \cdot 23.5}{1} = 162.39 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 24.06 \text{ Kn} < N_{rd} = 162.39 \text{ Kn}$$

⇒ **Vérifiée**

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda = 341 / 1.8 = 189.44$$

$$\lambda_{\bar{}} = \lambda / \lambda_1 = 189.44 / 93.9 = 2.01$$

$$\lambda_{\bar{}} = 2.01 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.195$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.195 \times 6.91 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 28.78 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 24.06 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 28.78 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 Poutre au vent						
267	 CAE 60x6	ACIER E24	187.53	187.53	0.94	10 1.35G+1.5Q

**Conclusion :**

Le cornière L60x60x6 est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

**8.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilités de long pan :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°206) sous la combinaison **G+Q+EX** L(20X20X3)

L'effort max dans les diagonales est  $N_{max} = 19.86 \text{ Kn}$

$$l_k = l_0 = 4.14 \text{ m} = 414 \text{ cm}$$

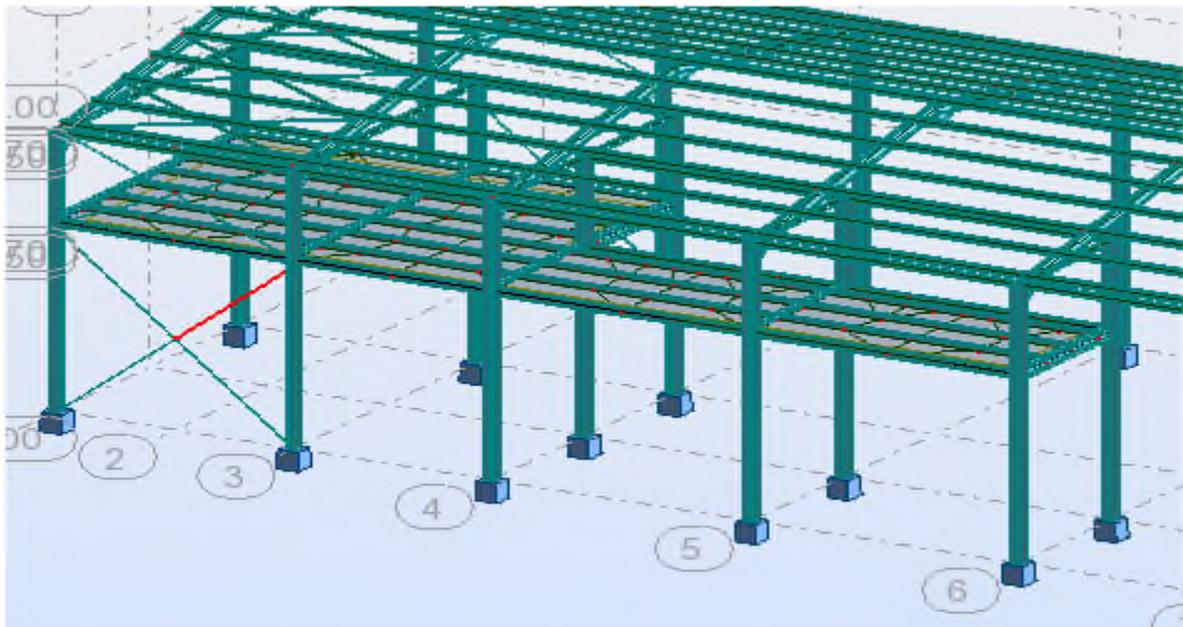


Figure 8.4: Illustration de la barre la plus sollicitée.

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a :  $A = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{1.13 \times 23,5}{1} = 26.55 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 19.86 \text{ KN} < N_{rd} = 26.55 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 PALIE STAB						
206	CAE 20x3	ACIER E24	704.50	704.50	0.83	37 G+Q+EX

**Conclusion :**

Le cornière L (20x20x3) est adéquat comme diagonale de la palée de stabilité.

**8.6. Résumé des résultats obtenus :**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

<b>Éléments</b>	<b>Section choisie</b>
Poteaux	<b>HEA280</b>
Traverse	<b>IPE360</b>
Poutre principale	<b>HEB 300</b>
Poutre secondaire	<b>IPE 240</b>
Pannes	<b>IPE 200</b>
Palé de stabilité	<b>L(20X20X 3)</b>
Poutre au vent	<b>L(60X60X6)</b>
Poutre sablière	<b>IPE 180</b>
Solive	<b>IPE240</b>

**Tableau 8.2: liste des éléments et de leurs sections choisies**

### 9.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

### 9.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau 9. 1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.**

#### b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

**c) Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

**d) Coefficients partiels de sécurité :** (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

**e) Coefficient de frottement :** (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

**Tableau 9.2 : Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.**

**9.3. Rôle des assemblages :**

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 torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout à bout (éclissage, rabotages).

-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux , il y a lieu de distinguer ,parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b>φ rondelle (mm)</b>	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
<b>φ clé (mm)</b>	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
<b>Tôle usuelle (mm)</b>	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
<b>Cornière usuelle (mm)</b>	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

**Tableau 9. 3: Principales caractéristiques géométrique.**

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d<sub>0</sub> : diamètre nominal du trou.

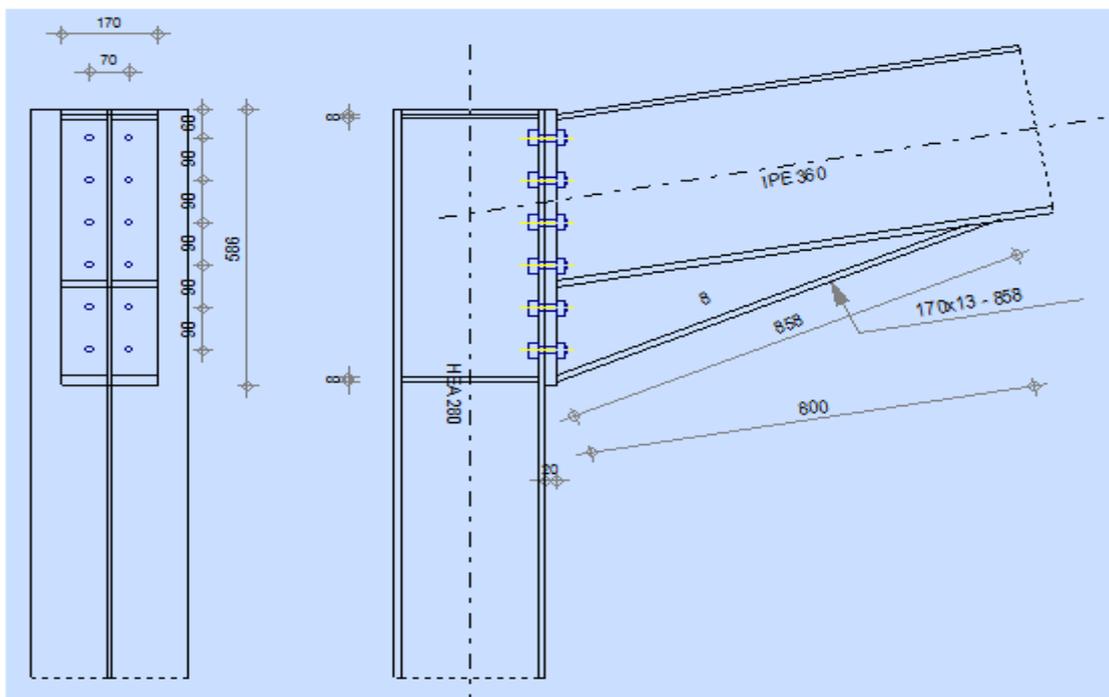
A : section nominale du boulon.

$A_s$  : section résistante de la partie filetée.

## 9-4. Calcul des assemblages :

### 9-4.1 Assemblage poteau - traverse :

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure9-1 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.**

On choisit des boulons M 20 de diamètre  $\phi$  20 de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files :  $n = 2$

Poteau HEA280

Traverse : IPE360

$$M_{\max} = 144.68 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = 60.52 \text{ KN.}$$

$$V_{sd_{\max}} = 67.33 \text{ KN.}$$

**Condition de résistance des boulons :*****Distance entre axe des boulons :*****•Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48.4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 90 \text{ mm}$$

**•Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_1 = 50 \text{ mm.}$$

**•Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

**Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 500 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 400 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 300 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0,5m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{144.68 \times 0.50}{0.5} = 144.68 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{144.68 \times 0.40}{0.50} = 115.74 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{144.68 \times 0.30}{0.50} = 86.80 \text{ KN}$$

❖ **Le Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum di^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum di^2}{d_i}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{171.5 \times 2 \times 0.5}{0.5} = 343 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 144.68 \text{ KNm} < 343 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

Condition vérifiée

❖ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

$\mu =$  coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$  coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma M_s = 1.25$$

$n =$  nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 392.7 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{3} = \frac{144.68}{3} = 48.22 \text{ KN}$$

❖ Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{67.33}{12} = 5.61 \text{ KN}$$

❖ Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (392.7 - (0.8 \times 48.22))}{1.25} = 84.98 \text{ KN}$$

$$V_{sd} 5.61 \text{ KN} < V_R = 84.98 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

❖ **Vérification au poinçonnement :**

il faut vérifier que :  $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA280})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3.14 \times 32.4 \times 13 \times \frac{360}{1.25} = 228.54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } F_{t.sd} = 48.22 \text{ KN} < B_{prd} = 228.54 \text{ KN} \text{ vérifier}$$

❖ **Vérification à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que  $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{fub}{fu}, 1\right) = \min\left(\frac{60}{66}, \frac{90}{66} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0.9$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0.9 \times 2 \times 1.3 \times \frac{36}{1.25} = 168.48 \text{KN} > 5.61 \text{KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

On doit vérifier que :  $F_V \leq F_{t.Rd}$

Avec :

$$F_{t.Rd} = t_w \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_w$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$  : entraxe des rangées de boulons. ( $P=11\text{cm}$ ) .

$$\text{Donc : } F_{t.Rd} = 7 \times 0.8 \times \frac{23.5}{1} = 131.60 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \quad (\text{EC03-1-8 art 6.2.6.7})$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{144.68}{0.27 - 0.013} = 562.95 \text{KN} > F_{t.Rd} = 131.60 \text{KN} \dots \dots \text{Non vérifiée .}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 15mm)

## ❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier que :  $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3(b_{eff} / h)^2)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$

- Lorsque :  $\sigma_{c.Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

Avec :

$\sigma_{c.Sd}$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{67.33}{97.3} + \frac{144.68 \times 10^2}{1012.8} = 14.90 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 14.90 < 0.7 f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Donc :  $k_c = 1$

Avec :

$t_p = 20 \text{ mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 13 + 2 \times 5 \sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 252.14 \text{ mm}$$

$t_{fb}$  : épaisseur de la semelle du poutre.

$t_{fc}$  : épaisseur de la semelle du poteau.

$r_c$  : rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

$a_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

$$\text{- Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\text{Et : } \bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{wc}} \cdot f_y}{E \cdot t_{\text{wc}}^2}} \text{ élanement réduit de la partie efficace de l'âme.}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{25,21 \times 19,6 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,8^2}} = 0,866 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,869 - 0,2) / 0,869^2 = 0,888$$

$$\text{On aura : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{wc}} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1,3(b_{\text{eff}} / h)^2)}} = \frac{1 \times 0,888 \times 25,21 \times 0,8 \times 23,5}{1,1 \sqrt{(1 + 1,3(25,21 / 27)^2)}} = 261,20 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = (144,68 + 115,74 + 86,80) = 347,22 \text{ KN} \quad \dots \text{Non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur. (Raidisseur d'épaisseur 15mm)

#### ❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :  $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0,58 \times 23,5 \times 27 \times \frac{0,8}{1} = 294,40$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{144,68}{0,27 - 0,013} = 562,95 \text{ KN} > V_R = 294,4 \text{ KN} \dots \text{Non vérifiée}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme de chaque coté (épaisseur 16mm)

D'où :  $t_w = 0,8 + 3,2 = 40 \text{ mm}$

$$\text{Et : } V_R = 0,58 \times 23,5 \times 27 \times \frac{4}{1} = 1472,04 \text{ KN}$$

$V_R = 1472,04 \text{ KN} > F_V = 562,95 \text{ KN} \dots \text{Vérfié}$

### 9-4.2 Assemblage Traverse \_ traverse :

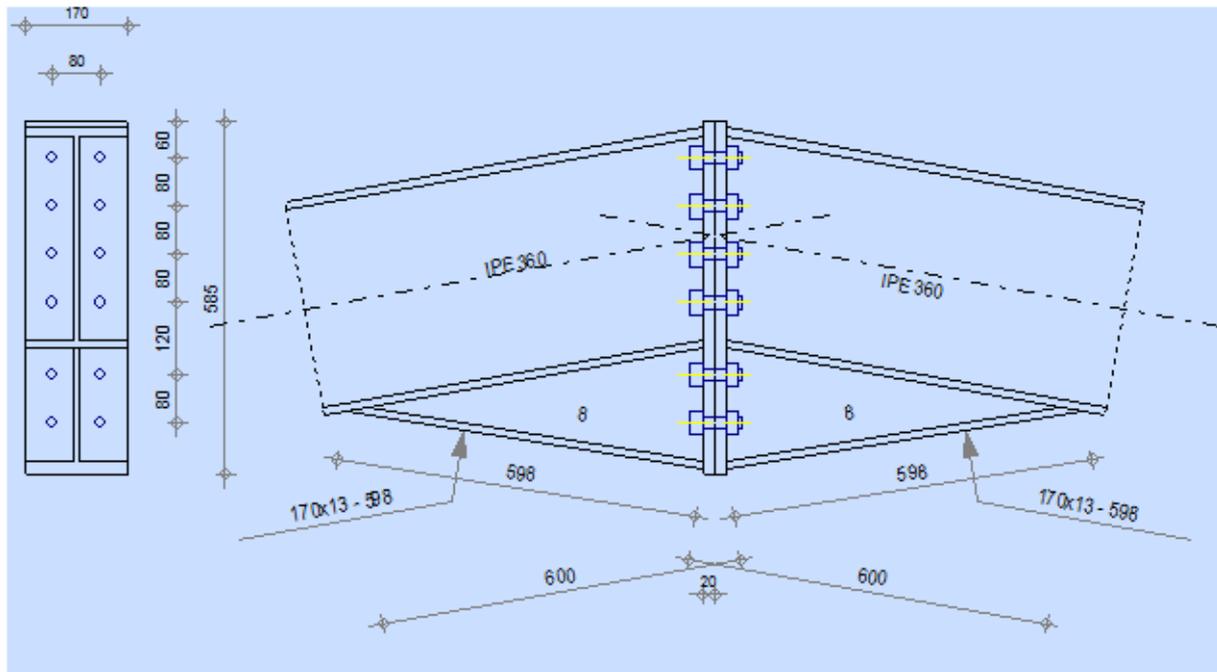


Figure 9-2 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

#### ❖ La disposition constructive des boulons

On choisit des boulons M 20 de diamètre  $\phi$  20 de classe 10.9

Nombre de boulons = 12

Nombre de files :  $n = 2$

Section nominale du boulon  $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie filetée :  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Traverse : IPE360

$M_{\max} = 102.71 \text{ KN.m.}$

$N_{\max} = 25.22 \text{ KN.}$

$V_{sd_{\max}} = 0.57 \text{ KN.}$

**Condition de résistance des boulons :**

*Distance entre axe des boulons :*

● **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 80 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 80 \text{ mm}$

● **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 60 \text{ mm}$ .

● **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

**On prend:  $e_2 = 40 \text{ mm}$ . Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 400 \text{ mm}.$$

$$d_2 = 300 \text{ mm}.$$

$$d_3 = 200 \text{ mm}.$$

$$\sum di^2 = (400)^2 + (300)^2 + (200)^2 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Me \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{102.71 \times 0.40}{0.29} = 141.66 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{102.71 \times 0.30}{0.29} = 106.25 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{102.71 \times 0.20}{0.29} = 70.83 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons :**

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \times F_P$  avec :  $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{141.66 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 101.18 \text{ mm}^2 > \text{à } A_S \text{ de boulon}$$

Soit un boulons de diamètre  $d_0 = 20 \text{ mm}$  et de classe 10.9 ;  $A_S = 247 \text{ mm}^2$

$$D'où \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{102.71 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 3} = 48.90 \text{ mm}^2$$

Avec  $P_2 = 70 \text{ mm}$

Soit des boulons de diamètre  $d_0 = 22 \text{ mm}$  ; de classe 10.9 ;  $A_S = 245 \text{ mm}^2$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

Soit  $171,5 \times 3 = 514.5 \text{ KN}$  pour la première et la dernière ranger

$$M_R = \frac{514.5 \times 0.5}{0.5} = 514.5 \text{ KN.m} > M_{sd} = 102.71 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

## ❖ Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que : 
$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

$\mu$  = coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_S = 1$  coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$n$  = nombre d'interfaces de frottement

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 392.7 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{141.66}{2} = 70.83 \text{ KN}$$

## ❖ Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{0.57}{12} = 0.04 \text{ KN}$$

## ❖ Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (392.7 - (0.8 \times 70.83))}{1.25} = 80.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.04 \text{ KN} < V_R = 80.64 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

## ❖ Vérification

## ❖ Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :  $B_{prd} > F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$t_p = 15\text{mm}$  épaisseur de la platine

$f_u = 360\text{ Mpa}$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 3,24 \times 1,5 \times \frac{36}{1,25} = 263,7\text{ KN}$$

Donc  $B_{prd} = 263,7\text{ KN} > F_{t.sd} = 70,83\text{ KN}$  vérifier

#### ❖ Vérification a la pression diamétrale

il faut vérifier que  $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{60}{66}, \frac{80}{66} - \frac{1}{4}, \frac{600}{480}, 1\right) = 0,90$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0,9 \times 2 \times 1,5 \times \frac{36}{1,25} = 194,4\text{ KN} > 0,04\text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale

### 9.4.3 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

#### ❖ 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 maximum :  $N_{\max} 35,02\text{ KN}$

On utilise 3 boulons classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{35,02}{3} = 11,67\text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = \frac{0,5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 11,67 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 48,62\text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec  $A_S = 1,57\text{ cm}^2$  et  $d_0 = 18\text{ mm}$

➤ Disposition des boulons:

$$e_1 = 40\text{mm}$$

$$e_2 = 33\text{mm}$$

$$p_1 = 40\text{mm}$$

On opte pour 3 Boulons ordinaires M16 avec un gousset de 8mm

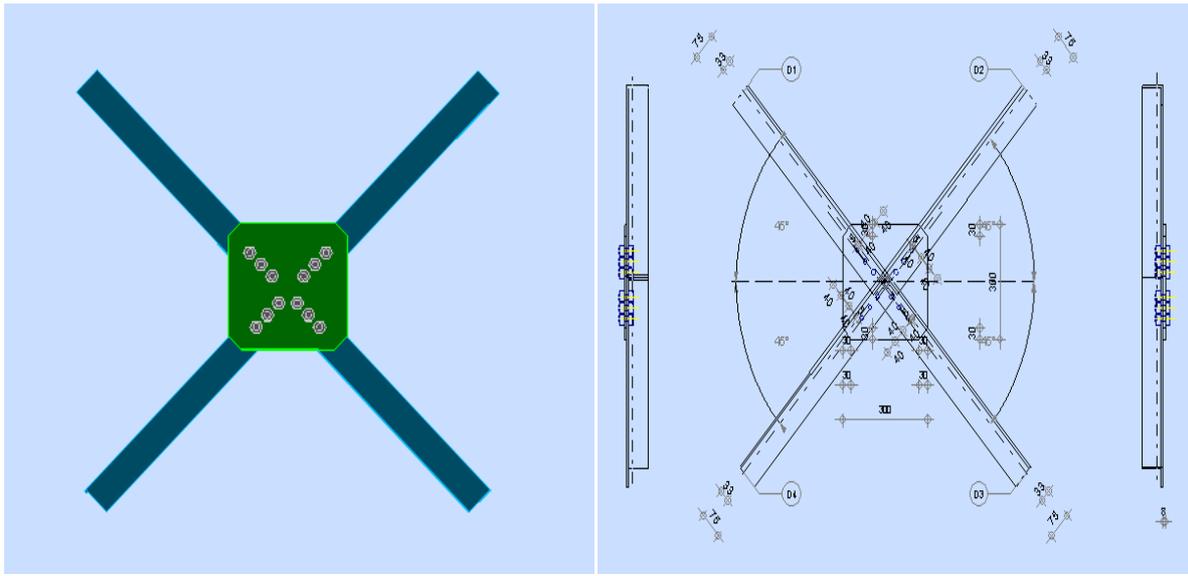


Figure 9-3: Détail d'assemblage des diagonales.

**Vérifications :**

❖ **Vérification de la pression diamétrale**

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.49$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.49 \times 1.6 \times 0.8 \times \frac{60}{1.25} = 75.264 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 75.264 \text{ KN} > F_{V.sd} = 11.67 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

❖ **Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (75 - 16) \times 8 = 472 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1145 - (18 \times 8) - 472 = 529 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.472}{3.472 + 529} = 0,73$$

$$A_{net} = 2(472 + 0,73.529) = 1716,34 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \times 17,1634 \times \frac{60}{1,25} = 741,46 \text{ KN} > F_{v.sd} = 35,9 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs

$$L = (n-1) P_1 = (3-1).6 = 12 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15.1,6 = 24 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

#### Dimensionnement du cordon de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

#### ➤ Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

Avec :

N : effort repris par une cornière N=35.02KN

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0}=1,25$ .

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360$  MPa

$a$  : Gorge de la soudure  $a = 4$ mm.

$d$  : Distance du centre de gravité au talon

$d'$  : Distance du centre de gravité au bord

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{35.06 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \times \left(1 + \frac{2.14}{5.36}\right)} = 3.01 \text{ cm}$$

Soit  $L_{\text{talon}} = 3.5 \text{ cm}$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{35.06 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36 \times \left(1 + \frac{5.36}{2.14}\right)} = 1.20 \text{ cm}$$

Soit  $L_{\text{bord}} = 1.20 \text{ cm}$

#### 9.4.4 Assemblage de l'échantignolle :

##### ❖ Assemblage de la panne sur l'échantignolle

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

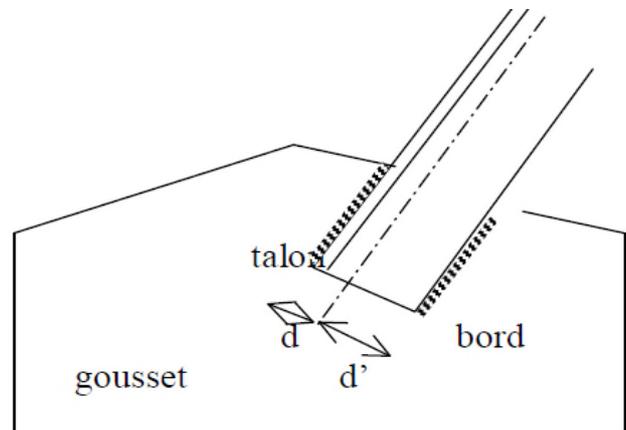
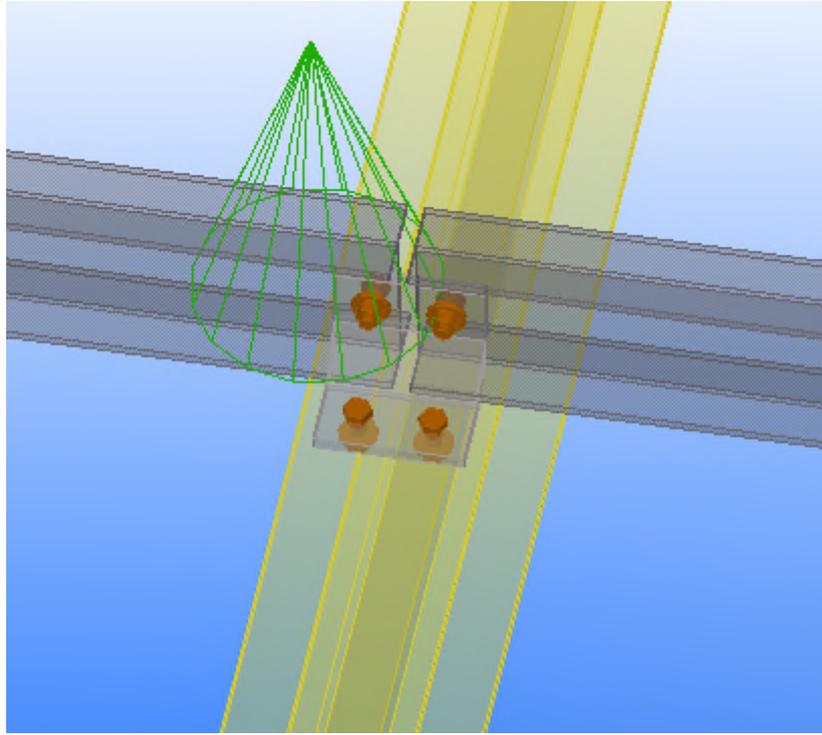


figure9-4: longueurs des soudures.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vz} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).



**Figure9-5: Vue perspective de l'échantignolle.**

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

$R_{vz \max} = 20.04 \text{ KN}$  et celui due au vent (voire chapitre pré-dimensionnement calcul de L'échantignolle).

$$F_{Vsd} = \frac{R_{Vz \max}}{n.p} = \frac{20.04}{2} = 10.02 \text{ KN}$$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 10.02 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 41.75 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec  $A_s = 0.843 \text{ cm}^2$  et  $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.23 \text{ KN} > F_{V.sd} = 10.04 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

#### ❖ Assemblage de l'échantignolle sur la traverse

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = 20.04 \text{ KN}$$

$$V_Y = 0.288 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ;  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$ .

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0.9 \times A_S \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.9 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 36.41 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 0.5 \times A_S \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0.5 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 20.23 \text{ KN}$$

$$\frac{0.144}{20.23} + \frac{10.04}{1.4 \times 36.41} = 0.215 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 9.4.5 Assemblage poteau- poutre sablière :

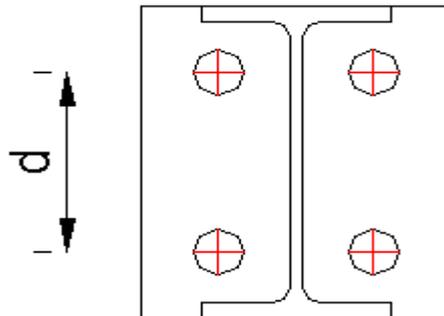


Figure9-5 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière

##### 9-4.5.1 Assemblage platine – poteau :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables :

$$N = 15.13 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.42 \text{ KN}$$

##### 9.4.5.2 Dimensionnement des boulons :

$$N \leq n.F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,9 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n \cdot 0,9 \cdot F_{ub}} = \frac{15,13}{2 \times 0,9 \times 60} = 14 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec  $A_s=84 \text{ mm}^2$

❖ *Vérifications nécessaires :*

Cisaillement plus traction

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{4} = \frac{15,13}{4} = 3,78 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 84 \times \frac{600}{1,25} = 36,28 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} = \frac{0,75}{4} = 0,19 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 84 \times \frac{600}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

Donc :

$$(I) \Rightarrow \frac{0,19}{20,16} + \frac{3,79}{36,28} = 0,4 < 1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p.rd} = 0.6 \times \pi \times 2.05 \times 0.8 \times \frac{36}{1.5} = 74.5 \text{ KN} > 13.79 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement

### 9.4.5.3 Assemblage platine – poutre sablière :

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

Soit :  $e=8\text{mm}$

#### a) gorge reliant l'âme:

$$\begin{cases} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_w \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 5.6 \end{cases} \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 2.8\text{mm}$$

$$\Rightarrow a = 3\text{mm}$$

#### b) gorge reliant la semelle:

$$\begin{cases} 3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_f \\ 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8.6 \end{cases} \Rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 4.3\text{mm}$$

$$\Rightarrow a = 4\text{mm}$$

### Distribution des efforts sur les différents cordons:

#### ❖ cordon âme platine:

Chaque cordon reprend :

$$\frac{V}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ KN}$$

$$L = h - 2t_f = 200 - (2 \times 8.6) = 182.8\text{mm}$$

#### ❖ cordon semelle:

$$L = 2b - 2t_w = (2 \times 100) - (2 \times 5.6) = 188.8\text{mm}$$

**Vérification**

Cordon âme platine:

Chaque cordon reprend :  $\frac{V_{sd}}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375KN$

$L = h - 2tf = 183 \text{ mm}$

$N \geq \frac{a.L.f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a.f_u}$  EC3 Art 6.6.5.3

$L \geq \frac{55.18 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.3 \times 36} = 8.85cm$

$L = 18,2 \text{ cm}$

$> 5,28 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

Cordon semelle:

$L = 2b - 2tw = 188,8mm$

$N \geq \frac{a.L.f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}{a.f_u}$

$L \geq \frac{55.18 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 5.31cm$

$L = 18,8cm > 5.31 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

**9.4.6Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :**

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :  
 $N_{t,Sd}=55.19 \text{ KN}$ .

**9.4.6.1Assemblage gousset-nœud du portique :**

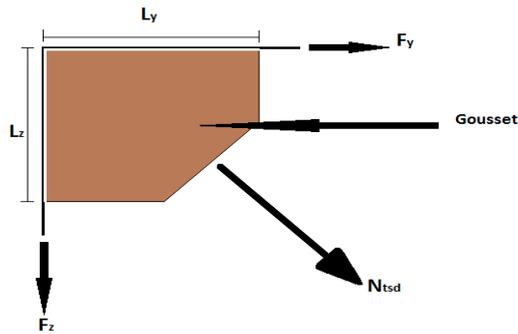


Figure9-6 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

9.4.6.1.1 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau9-1:Épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

On a :

$N_{t,Sd} = 55.19 \text{ kN}$  ; donc on prend :  $e = 8 \text{ mm}$

Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudeur doit vérifier la condition suivante

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\text{max}}$$

Avec :

$t_{\text{max}}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\text{max}} = 8 \text{ mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ cm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ cm}$$

Donc on opte pour  $a = 4 \text{ mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{a} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes (figure 1 ).

$$F_Y = N_{sd} \cdot \cos \alpha$$

$$F_Z = N_{sd} \cdot \sin \alpha$$

$$\text{avec } \operatorname{tg} \alpha = \frac{7}{6} \Rightarrow \alpha = 49.4$$

$$\text{donc } F_Y = 35.92 \text{ KN}$$

$$F_Z = 41.9 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura :

$$L_y \geq \frac{35.92/2 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 2.16 \text{ cm}$$

$$L_z \geq \frac{41.9/2 \times 0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 2.5 \text{ cm}$$

Soit  $L_y = L_z = 5 \text{ cm}$

#### Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

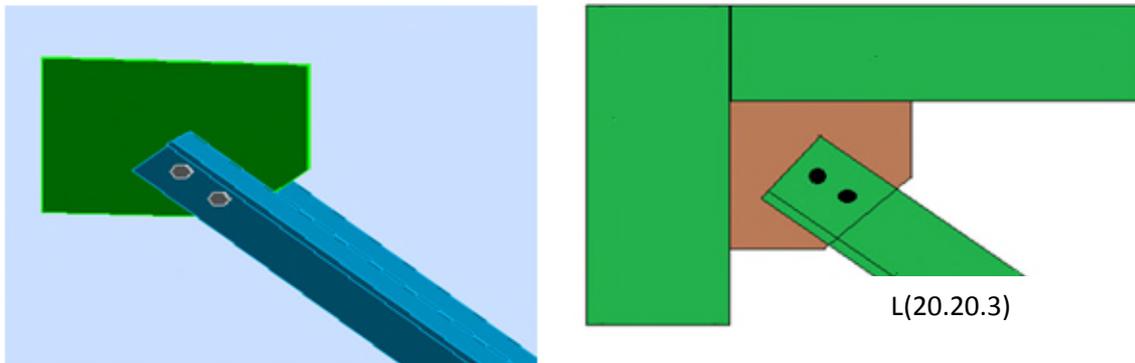


Figure9-7: Assemblage des diagonales sur gousset.

#### ➤ Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n \cdot p} = \frac{55.19}{2 \cdot 2} = 13.8 \text{ KN}$$

Avec : p : nombre de plan de cisaillement

➤ **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.8 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 57.5 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec  $A_s=84.3 \text{ cm}^2$  et  $d_0=13 \text{ mm}$

➤ **Disposition géométrique :**

Cornière 2L (60\*160\*6),  $t = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \begin{cases} 15.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 28.6 \leq d_1 \leq 112 \\ 19.5 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit  $e_1 = 8 \text{ cm}$        $P_1 = 10 \text{ cm}$        $e_2 = 3 \text{ cm}$

➤ **Vérifications :**

Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 10 = 10 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \cdot 13 = 195 \text{ mm} = 19.5 \text{ cm}$$

$L < 15 \cdot d = 180 \text{ mm}$  ; Donc l'assemblage n'est pas long.

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 86.4 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 86.4 \text{ KN} > F_{V,sd} = 55.19 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{V,sd}$$

**Avec :**  $A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 6 = 282 \text{ mm}^2$$

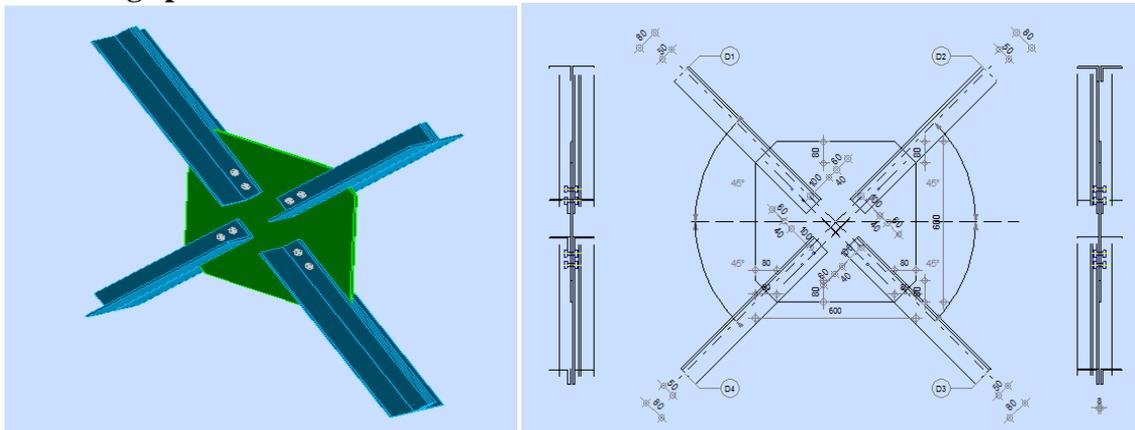
$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 691 - (13 \times 6) - 282 = 331 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3.A_1}{3.A_1 + A_2} = \frac{3.282}{3.282 + 331} = 0,48$$

$$A_{net} = 2(282 + 0,48.331) = 881,76 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \times 8,82 \times \frac{60}{1,25} = 381 \text{ KN} > F_{V,sd} = 13,8 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Assemblage palée en croix de saint André :**



**Figure9-8: Vue de l'assemblage de la palée de stabilité en 3D.**

➤ **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{V,rd} = \frac{0,5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V,sd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 13,8 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 57,5 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec  $A_s=84.3\text{cm}^2$  et  $d_0=13\text{mm}$

➤ **Disposition géométrique :**

Cornière 2L (60\*160\*6),  $t = 8\text{mm}$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq d_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \begin{cases} 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 96 \\ 28.6 \leq d_1 \leq 112 \\ 19.5 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit  $e_1 = 3\text{ cm}$        $P_1 = 10\text{ cm}$        $e_2 = 3\text{ cm}$

➤ **Vérifications :**

Vérification de l'Assemblage trop long :

$$L = (n-1) P_1 = (2-1) 10 = 10\text{cm}$$

$$L < 15.d = 15.1,2 = 18\text{cm}$$

$L < 15 d = 180\text{mm}$  ; Donc l'assemblage n'est pas long.

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.83$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.83 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 71.71\text{KN}$$

$$F_{p,rd} = 71.71\text{KN} > F_{v,sd} = 55.19\text{KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

Avec :  $A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$

$A_{net} = 2(282 + 0,48.331) = 881,76 \text{ mm}^2$

$N_{u,rd} = 0,9 \times 8,82 \times \frac{60}{1,25} = 381 \text{ KN} > F_{v,sd} = 13,8 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**9.4.8 Assemblage poteau-poutre maîtresse :**

On calculera l'assemblage le plus sollicité

M=174.83KN.m V142.83KN

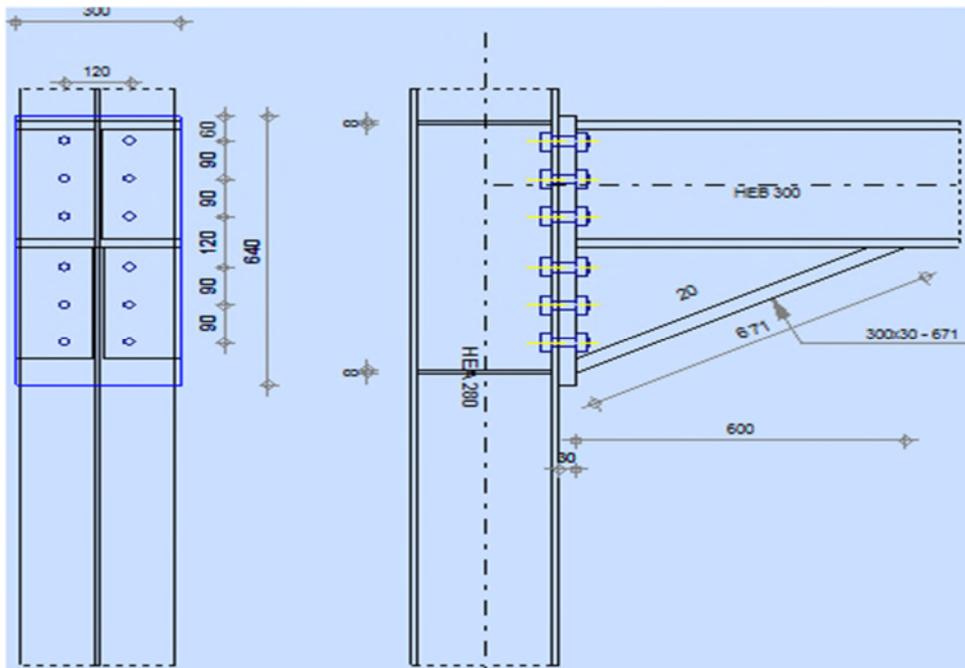


Figure 9. 10: Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.

**I. Assemblage poteau platine:**

**a. Dimensionnements des boulons :**

- Disposition des boulons :

❖ Distance entre axe des boulons :

$P_1 \geq 2,2d_0$   $P_2 \geq 3d_0$  Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Eurocode 3)

$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm}$

On prend :  $P_1 = 90 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$

On prend :  $P_2 = 90 \text{ mm}$

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm.}$$

L'assemblage se fait par une platine : **640 x 300 x 30** , et des boulons **HR** , . On choisit des boulons **M 20** de diamètre **ø 20** de **classe 10.9**

$$d_1 = 860 \text{ mm. } d_2 = 760 \text{ mm. } d_3 = 660 \text{ mm. } d_4 = 560 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 460 \text{ mm. } d_6 = 360 \text{ mm} \quad d_7 = 260 \text{ mm} \quad d_8 = 160 \text{ mm}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**❖ **Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{D'où : } N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

- **L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon.}$$

- **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

- **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (160^2 + 260^2 + 360^2 + 460^2 + 560^2 + 660^2 + 760^2 + 860^2) = 2500800 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 2500800}{860} \times 10^{-3} = 997.41 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 174.83 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 997.41 \text{ KN.m OK}$$

❖ Vérification sous l'effort tranchant :

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{142.83}{12} = 11.90 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 41.16 \text{ KN}$$

$$11.90 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

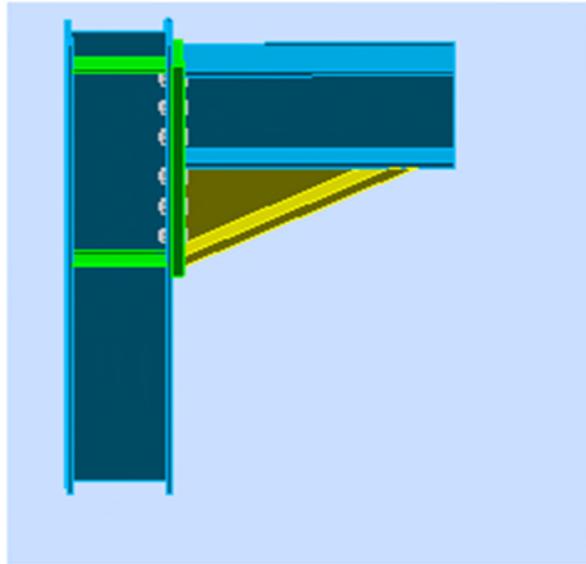
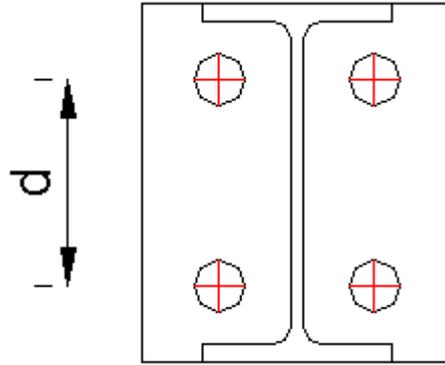


Figure 9.11: Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse.

#### 9.4.9 Assemblage poteau poutre secondaire:

$$M^{\max} = 20.429 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 24.52 \text{ KN}$$



**Figure9-12 : Représentation de l'assemblage Poteau –poutre secondaire**

**La disposition constructive des boulons :**

On choisit des boulons M 18 de diamètre  $\varnothing 18$  de classe 10.9

Nombre de boulons =

Nombre de files :  $n = 2$

Section résistante de la partie filetée :  $A_s = 192\text{mm}^2$

Poteau HEA180

Poutre secondaire : IPE240

$M_{\max} = 20.43 \text{ KN.m.}$

$V_{sd_{\max}} = 24.52 \text{ KN.}$

**Condition de résistance des boulons :**

**Distance entre axe des boulons :**

**●Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_1 = 60\text{mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_2 = 80 \text{ mm}$$

**●Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.5 \times 20 = 20 \text{ mm} \Rightarrow$  On prend :  $e_1 = 30 \text{ mm}$ .

● **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \Rightarrow$  On prend :  $e_2 = 30 \text{ mm}$ .

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire la première rangée supérieure des boulons.

$d_1 = 80 \text{ mm}$ .

$$\sum di^2 = (80)^2 = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{20,429 \times 0,08}{6,4 \times 10^{-3}} = 255,36 \text{ KN}$$

❖ **Dimensionnement des boulons :**

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \times F_P$  avec :  $F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{255,36 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 182,4 \text{ mm}^2 < \text{à } A_s = 192 \text{ mm}^2 \text{ de boulon}$$

Soit des boulons de diamètre  $d_0 = 20 \text{ mm}$  ; de classe 10.9 ;  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

**Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d_1} < M_{sd}$$

$F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,7 \text{ KN}$  par boulon

$$M_R = \frac{134,7 \times 0,08}{6,4 \times 10^{-3}} = 1683,75 \text{ KN.m}$$

$M_R = 1683 \text{ KN.m} < M_{sd} = 152,76 \text{ KN.m}$

Condition vérifiée

**Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement+ traction :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$

$n$  = nombre d'interfaces de frottement 1

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{255.36}{2} = 127.68 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{24.52}{4} = 6.13 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (134.4 - (0.8 \times 127.68))}{1.25} = 7.74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6.13 \text{ KN} < V_R = 7.74 \text{ KN} \quad (\text{vérifiée})$$

### ❖ Vérification

- Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :  $B_{prd} < F_{t.sd}$

$$B_{prd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$t_p = 9 \text{ mm} \quad (t_f \text{ de poteau HEA160})$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\text{D'où } B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 3,24 \times 0,9 \times \frac{36}{1,25} = 142,1 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 142,1 \text{ KN} < F_{t.sd} = 127,68 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification a la pression diamétrale**

Il faut vérifier que  $F_{V.sd} \leq F_{bRd} = 2,5 \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$

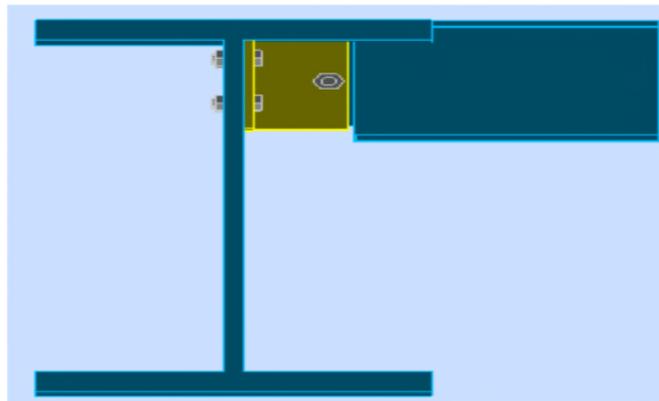
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{30}{60}, \frac{60}{60} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{900}, 1\right) = 0,5$$

$$F_{bRd} = 2,5 \times 0,5 \times 2 \times 0,9 \times \frac{36}{1,25} = 64,8 \text{ KN} > 6,13 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale

#### 9.4.10 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit  $V_{st} = 13,21 \text{ kN}$ .



**Figure9-13 : Assemblage solive-poutre principale.**

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 6.8 caractérisé par :

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$  . (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ . (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L60×60×6)

**Dimensionnement des boulons**

• **Choix des boulons:**

a) **Coté solive :**

$$F_{V,rd} = \frac{0.5 \times A_S \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_S \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.21 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 55.04 mm^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec  $A_S=84.3cm^2$  et  $d_0=13mm$

On choisit des boulons M12 de classe 6.8 avec  $A_S = 84,3mm^2$

b) **Coté poutre principale**

On choisit le même type des boulons M12 avec :  $A_S= 84,3mm^2$

**Disposition constructive**

Distance entre axes des boulons:

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \leq 12t \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 39mm \leq p_2 \leq 84mm \\ 19,5mm \leq e_2 \leq 72mm \\ 15,6mm \leq e_1 \leq 72mm \\ 28,6mm \leq p_1 \leq 84mm \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p_1 = 40mm \\ p_2 = 50mm \\ e_1 = 20mm \\ e_2 = 30mm \end{array} \right.$$

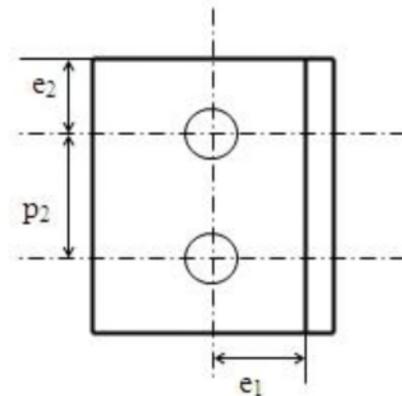


Figure9-14: Disposition des boulons

**Vérifications nécessaires**

Assemblage long :

Assemblage long  $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1) \times P_2 = (2-1) \times 50 = 50 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm} > L$$

→ L'assemblage n'est pas trop long.

### La pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.56$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.56 \times 1.2 \times 0.6 \times \frac{60}{1.25} = 48.38 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 48.38 \text{ KN} > F_{V,sd} = 15.21 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

### Cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

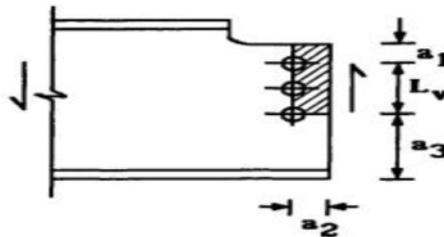


Figure9-15 : Schéma de cisaillement du bloc.

Il faut vérifier :  $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff.rd} = \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{eff} = L + L_1 + L_2$$

$$L = a_1 = e_2 = 30mm$$

$$L = P_2 = 50mm$$

$$L_2 = (a_1 - k) \left( \frac{f_u}{f_y} \right) = 23.6mm$$

$$L_{eff} = 30 + 50 + 23.6 = 103.6mm$$

$$A_{net} = t \cdot L_{eff} = 103.6 \cdot 6 = 661.6$$

D'où

$$v_{eff} = 81.6KN$$

$$v_{eff} = 81.6KN > 15.21KN \text{ Pas de risque de cisaillement du bloc.}$$

#### 9.4.11 Calcul des pieds de poteaux :

##### **Introduction :**

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

##### **Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux:**

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort  $N_t = 154.77KN$  et un moment  $M_y = 69.38KN.m$

Et un effort tranchant  $V = 17.80KN$

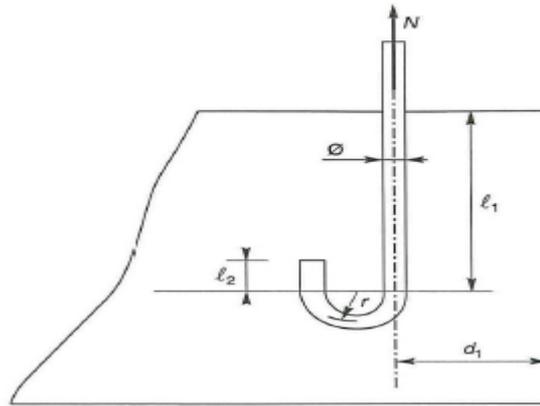


Figure9.9 :Tige d'encrage du pied du poteau.

$$a = h + 2c$$

$$b = b + 2c$$

$$h = 27\text{cm} \text{ et } b = 28\text{cm}$$

$$c = 10\text{cm}$$

$$D'ou : a = 47\text{cm}$$

$$b = 48\text{cm}$$

h : la hauteur de la section de poteau

b :la largeur de la section de poteau

c :le débord on le prend 10cm

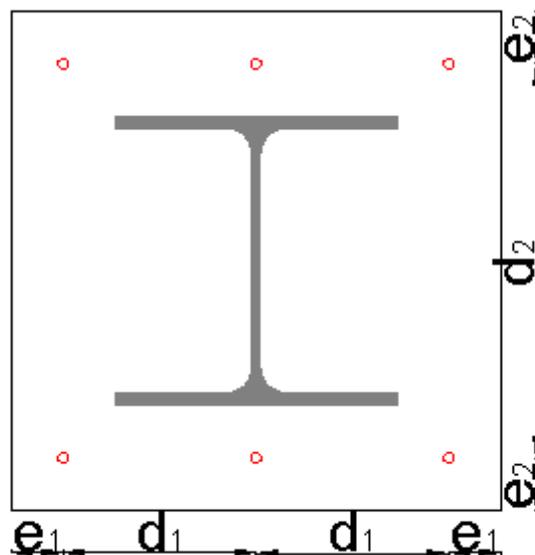
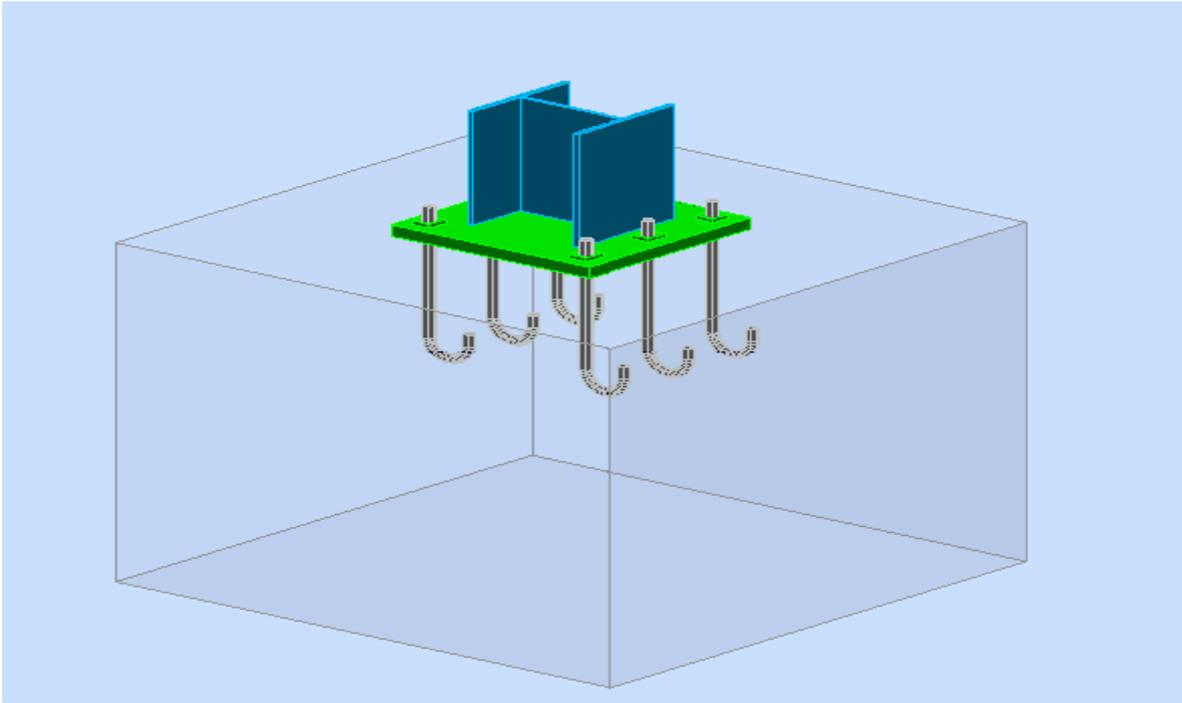


Figure9-10: Dispositions constructives.



**Figure9-11: Vue 3D du pied de poteau encastré.**

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_{st}$ ).

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P_2} = \frac{154.77}{6} + \frac{69.38 \times 10^2}{3 \times 38} = 86.65 \text{ KN}$$

n: l'encrage est réaliser par 6 tiges

$N_t$ : effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 68.79}{3.14 \times 23.5}} = 1.93 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\Phi=2.4$  cm.

### Vérifications

#### Vérification de la tige d'ancrage:

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 2.4 = 48 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 2.4 = 4.8 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 7.2 \text{ cm}$$

$g_c$  : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$N_a$ : effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2.4}{\left( 1 + \frac{2.4}{5} \right)^2} (48 + 6.4 \times 7.2 + 3.5 \times 4.8) = 41.92 \text{ KN} \ll 68.79 \text{ KN}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit .donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement ( ,le diamètre de la tige ,  $l_1$  ,  $l_2$  et  $r$  )

Soit

$$l_1 = 120 \text{ cm}$$

$$l_2 = 70 \text{ cm}$$

$$r = 22.5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{5}{\left( 1 + \frac{5}{5} \right)^2} (120 + 6.4 \times 70 + 3.5 \times 22.5) = 175.61 \text{ KN} > 86.65 \text{ KN}$$

D'où la condition est vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{154.77 \times 10^3}{69.38} = 448 \text{ mm}$$

$$e = 44 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{38}{6} = 6.33$$

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 étant sollicités en traction).

$$A = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$l = 48.5 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$b = 48 \text{ cm}$$

$$h^3 + 3(l-h) \times h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + 4.5h^2 + 3425.61h' - 161046.6 = 0$$

$$h' = 34.01$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 154.77 \times 48.5 \times 10}{48 \times 34.01 \times \left( 47 - \frac{34.01}{3} \right)} = 2.57 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La contrainte est vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{154.77}{37.68} \cdot \frac{48.5 - 47 + \frac{34.01}{2}}{47 - \frac{34.01}{3}} = 3.67 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée

Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

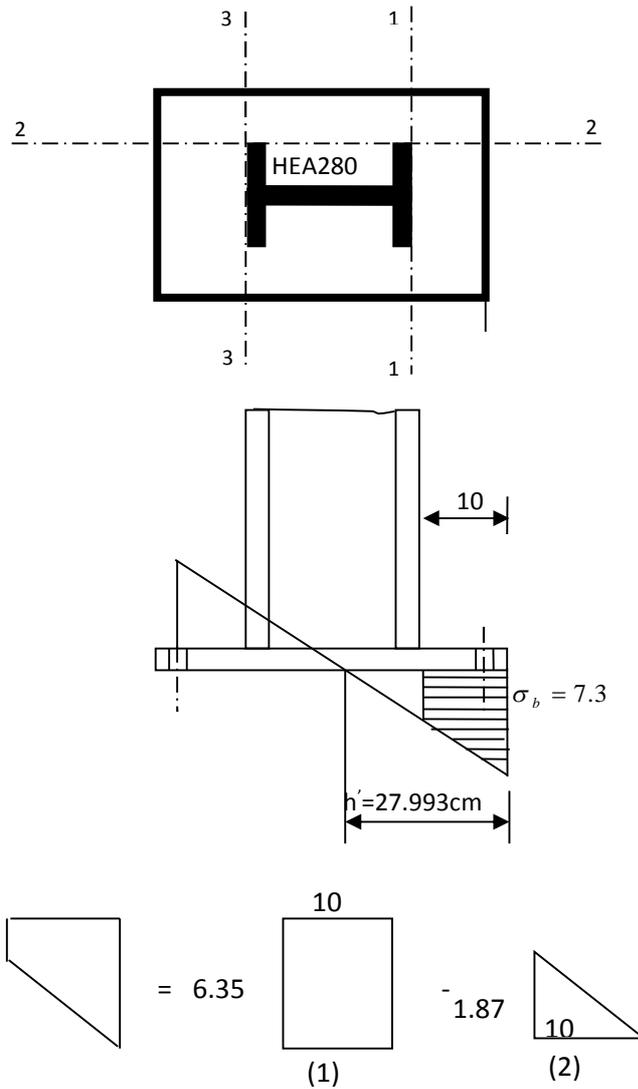


Figure9-12:Vérification dans la section 1-1.

Le module d'inertie de la platine pour  $b = 1 \text{ cm}$  est :  $\frac{I}{V} = \frac{(b.t^3)/12}{(t/2)} = \frac{t^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{0.287 \times 6 \times 10^2}{t^2} \leq f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 ; \text{D'où : } t \geq 2.71 \text{ cm}$$

➤ **contrainte de flexion dans la section 2-2:**

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 6.35 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.365 \text{ KN.m}$$

$$d'où : t \geq \sqrt{\frac{0.365 \times 6 \times 10^2}{23.5}} = 2.85 \text{ cm}$$

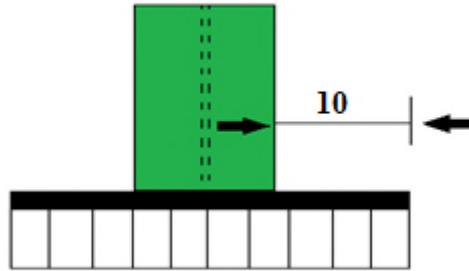


Figure9-13: Vérification dans la section 2 – 2.

### Vérification dans la section 3 - 3

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 37.68 \times 52.5 \times 10^{-1} = 197.82 \text{ KN}$$

$$M = 0.1 \times 197.82 = 19.78 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifiée que

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 19.78 \times 10^2}{50 \times 23.5}} = 3.18 \text{ cm}$$

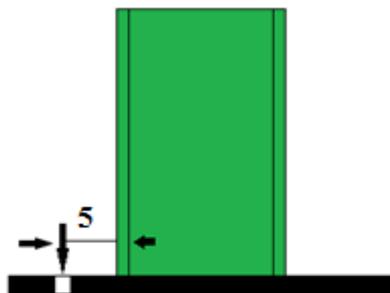


Figure9-14 : Vérification dans la section 3 – 3.

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de 3,5 cm.

**Vérification de la bêche**

Si :  $0,3 \cdot N < V \rightarrow$  La bêche est nécessaire

On a :

$$N = 154.77 \text{ KN}$$

$$V = 18 \text{ KN}$$

$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 154.77 = 46.43 \text{ KN} > V = 18 \text{ KN} \rightarrow$  La bêche est inutile.

### 10.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc l'une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 10.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le type de la structure.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

La stabilité de l'ouvrage (rigidité).

- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.
- Les délits.

### 10.3 Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal,

Sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G+Q$$

[RPA99/2003 ; Article 10.1.4.1]

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

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	1,35G+1,5Q
$N^{\max}$ (KN)	357.57	365.85	257.20
$M_y$ (KN.m)	131.86	131.02	92.99
$M_z$ (KN.m)	3.50	7.69	5.38
$V_y$ (KN)	10.41	13.14	9.32
$V_z$ (KN)	264.09	266.69	186.76

**Tableau 10.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA280.**

### 10.4 Dimensionnement de la semelle

Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

[DTR-BC 2.3.3.1]

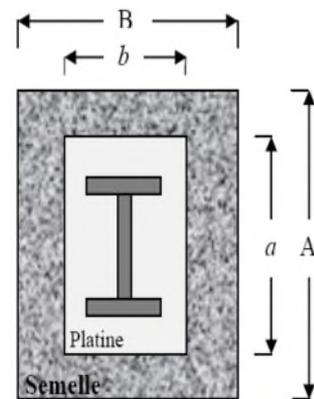
Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \times B} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}$$

Les efforts agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le logiciel Robot.



$$\begin{cases} M = 92.99KN \cdot m \\ N = 257.20KN \\ V = 186.76KN \end{cases} \rightarrow (ELS)$$

#### 10.4.1 Pré dimensionnement de la semelle du poteau

Les dimensions 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 (H\*B).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA280)

H et B : dimension de la semelle.

$h_1 : d + c$  ; avec  $c = 5 \text{ cm}$ . (Béton de propreté)

$d$  : hauteur utile de la semelle est donnée par.

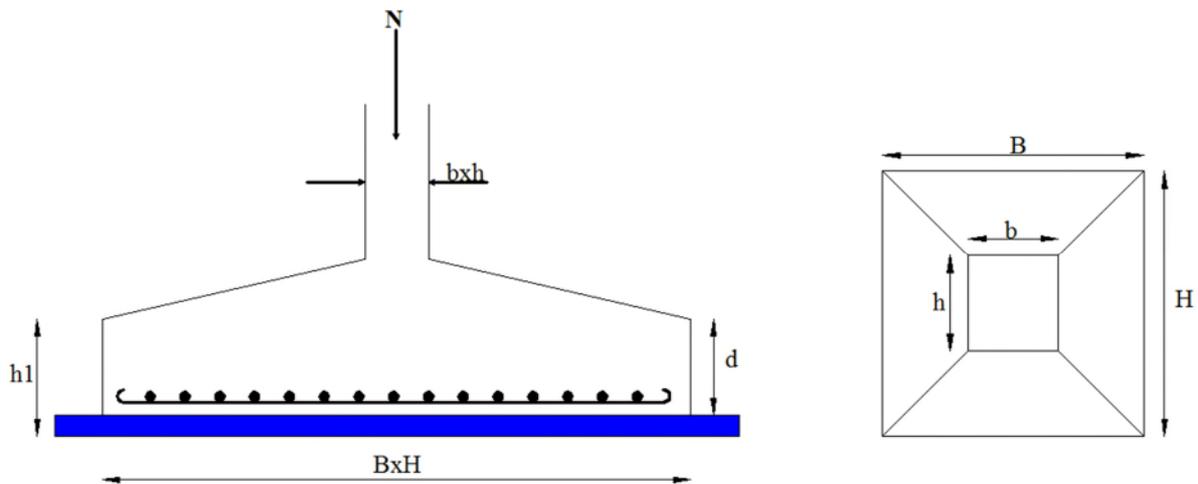


Figure 10.1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

**a. Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

On a :

$$\begin{cases} a = 48 \text{ cm} \\ b = 47 \text{ cm} \\ \bar{\sigma} = 1 \text{ bar} \end{cases} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A$$

$$\Rightarrow B = 0,97A$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{92,99}{257,20} = 0,36 \text{ m}$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{257.20}{0,97A^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0.36}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

$$\frac{265.15}{A^2} \cdot \left(1 + \frac{2.16}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 2.654 A - 0.5727 \geq 0 \Rightarrow A \geq 1.8 m$$

On choisit  $A = 2 m$  et  $B = 1.9m$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{200 - 48}{4}, \frac{190 - 47}{4}\right) + 5 = \max(38 ; 35.75) + 5 = 43 cm$$

On prend :

$$h = 45 cm$$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi + 6 ; 20cm\right) = \min(11.25cm ; 34,8cm ; 20cm) = 11.25 cm$$

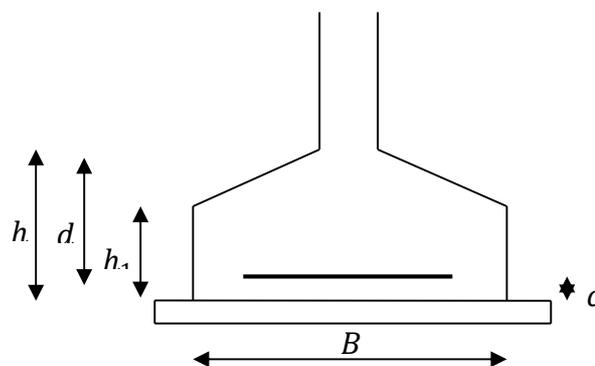


Figure 10 .2 : Schéma de la semelle isolé.

### b. Vérification en tenant compte du poids de la semelle

$$\text{On a : } N_t = N + P_s$$

Avec :

$P_s$  : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (2.0 \times 1.9 \times 0,45) = 42.75 KN$$

$$N_t = N + P_s = 257.20 + (1,35 \times 42.75) = 314.91KN$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{92.99}{314.91} = 0,29 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{314.91}{2,0 \times 1,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,29}{2,0}\right) \times 10^{-3} = 0,0154 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,0145 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Les dimensions choisies sont bonnes

### c. Vérification de la stabilité au renversement

➤ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{92.99}{314.91} = 0,29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{200}{6} = 33.33 \text{ cm} > 29 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Selon RPA 99

$$e \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{G \pm Q \pm E}}{N_{G \pm Q \pm E}} = \frac{131.86}{357.57} = 0,36 \text{ m} = 36.87 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{190}{4} = 47.5 \text{ cm} > 36.87 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

[RPA99/version2003 ; Article 10.1.5]

### 10.5 Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)

➤ Sens « A »

#### 1) ELU

$$e = \frac{131.02 \times 10^2}{365.85} = 30 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{357.57}{2.0 \times 1.9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.3}{2.0}\right) \times 10^{-3} = 0,178 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{357.57}{2 \times 1,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,3}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,093 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,178 + 0,093}{4} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,156 \times 2 \times 1,9 \times 10^3 = 595.65 \text{ KN}$$

$$A_u^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{595.65 \times (2 - 0.5)}{8 \times 0,55 \times 348} \times 10 = 5.83 \text{ cm}^2$$

### 1) ELS

$$N_t = 257.20 + 42.75 = 299.95 \text{ KN}$$

$$e = \frac{92.99}{299.95} \times 10^2 = 31.00 \text{ cm} \leq \frac{A}{6} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{299,95}{2 \times 1,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,31}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{299,95}{2 \times 1,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,31}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,152 + 0,055}{4} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,127 \times 2,0 \times 1,9 \times 10^3 = 485.45 \text{ KN}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s^{//A} = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = 1,53 \times 10 = 15.30 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A^{//A} = 13HA14 = 20,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 200 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 10,86 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{200}{13} = 15,38 \text{ cm}$$

➤ **Sens « B »**

### 1) ELU

$$e = \frac{131,02}{365,85} = 30 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 33,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{365,85}{2 \times 1,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,3}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,182 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{365,85}{2 \times 1,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,3}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,182 + 0,086}{4} = 0,158 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,158 \times 2 \times 1,9 \times 10^3 = 600,4 \text{ KN}$$

$$A_{u//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}} = \frac{600,4 \times (2 - 0,47)}{8 \times 0,45 \times 348} \times 10 = 7,33 \text{ cm}^2$$

### 2) ELS

$$N_t = 257,2 + 42,75 = 299,95 \text{ KN}$$

$$e = \frac{92,99}{257,2} = 0,31 \text{ cm} \leq \frac{B}{6} = 33,33 \text{ cm}$$

⇒ Diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{257,20}{2 \times 1,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,31}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N_t}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{257,20}{2 \times 1,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,31}{2}\right) \times 10^{-3} = 0,068 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3 \times 0,130 + 0,068}{4} = 0,114 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \times A \times B = 0,114 \times 2 \times 1,9 \times 10^3 = 435,1 \text{ KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

Avec :

$$FN \Rightarrow \sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{s//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{435.1 \times (1.9 - 0,48)}{8 \times 0,45 \times 201,63} \times 10 = 8.51 \text{ cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable.

Alors on choisit :

$$A_{s//B} = 15HA12 = 16,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 190 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{190}{15} = 12 \text{ cm}$$

### 10.6 Calcul des longrines

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.

#### 10.6.1 Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S_3 \Rightarrow 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section 30 cm x 35 cm.

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

#### 10.6.2 Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

[RPA99/V2003 ; Article 10.1.1.b]

Avec :

$N$  : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site meuble ( $S_3$ ) et une zone I  $\Rightarrow \alpha = 15$

➤ A l'ELU

$$N_t = \frac{365.85}{15} = 24.39 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{24.39}{348} \times 10 = 0.63 \text{ cm}^2$$

➤ A l'ELS

$$N_t = \frac{257.2}{15} = 17.14 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{17.14}{201.63} \times 10 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{\min}$ , soit 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

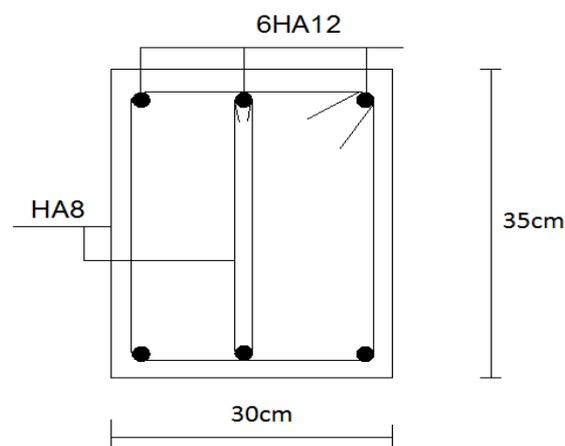
### 10.6.3 Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\varnothing 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St = \min(20 \text{ cm}, 15 \cdot \varnothing_l) = 20 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure 10. 4:** Schéma de ferrailage des longrines.

### 10.7 Ferrailage du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1,4 \text{ m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $0,70\text{m} \times 0,70\text{m}$ .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

➤ ELU :

$$\begin{cases} M = 131.02 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N = 365.85 \text{ KN} \end{cases}$$

➤  $G + Q + E$

$$V = 266.69 \text{ KN}$$

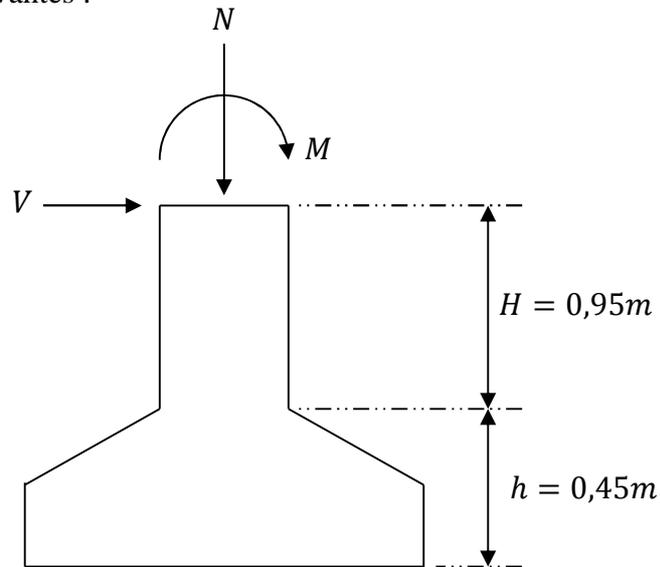


Figure 10.5 : Schéma du fût.

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

$P$  : Poids propre du fût.

$$N' = 365.85 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 0,95) = 397.91 \text{ KN}$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 131.02 + 266.69 \cdot 0,95 = 384.37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Ferrailage:**

$$\begin{cases} M = M' = 384.37 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N = N' = 397.91 \text{ KN} \\ V = 266.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{384.37}{397.91} \cdot 100 = 96.59 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$ .

- **Calcul de  $M_{ua}$  :**

- $M_{ua} = N \cdot [e + (d - \frac{h}{2})] = 397.91 \cdot [0,2 + (0,95 - \frac{0,7}{2})] = 318.328 \text{KN} \cdot \text{m}$

- **Calcul de  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = \frac{318.328}{0,7 \cdot 0,95^2 \cdot 25}$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_l = 0,39 \rightarrow A' = 0$$

**Calcul de A :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

**Calcul de  $A_1$** 

$$A_1 = -\frac{M_Z}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}}{0,8} = 0,012$$

$$\Rightarrow z = 0,95 \times (1 - 0,4 \cdot 0,011) = 94,58 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{318.328 \cdot 10^6}{94,58 \cdot 348} = 9671,31 \text{cm}$$

Donc

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 9671,31 - \left( \frac{397.91 \times 10^3}{348} \right) = 8,52 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de  $A_{min}$  :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 700 \cdot 950 \cdot \frac{2,1}{400} = 8,02$$

$\Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min}$

Le choix de la section est :  $A_{s,min} = 6 \text{HA}12$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12 \text{cm}$$

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA99 et les différents Eurocodes .

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que SAP2000 ou AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.
- L'utilisation du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

Nous souhaitons que ce travail servira comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

---

# Références Bibliographiques

- ↵ RNVA 99 Règlement Neige et Vent Algérien, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- ↵ RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérien, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- ↵ Jean Morel, Calcul des Structures selon l'EUROCODE 3, Edition :EYROLLES, Paris, sixième tirage, 2005.
- ↵ Béton armé aux états limites (BAEL91).
- ↵ Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- ↵ Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97).
- ↵ calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986.M.BELAZOUGUI.
- ↵ DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- ↵ EUROCODE 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- ↵ Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).
- ↵ Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.
  
- ↵ Manfred A.Hert& Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Volume 10, Edition : EYROLLES.
- ↵ Manfred A.Hert&Miche Crisinel, Traité de Génie Civil, Volume 11, Edition : EYROLLES.
- ↵ Bourrier, Jacques BROZZOTI, Construction métallique et mixte acier béton, Edition: EYROLLES 61, Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05.
- ↵ B. BANOUNE, Cours de constructions métalliques 3ème année licence.
- ↵ A.BECHEUR, cours de constructions métalliques 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> année Master.
- ↵ H.CHAIK AMER, cours de Béton Armé 1ère année Master.
- ↵ TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- ↵ O. SADAoui, cours de constructions mixtes Acier-Béton.
- ↵ A. LARABAT ZIANE, cours de calcul d'instabilité et d'assemblage métallique 1ère année Master.
- ↵ Projet de fin d'études (université de BEJAIA).



# Annexe

$\Phi$ (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

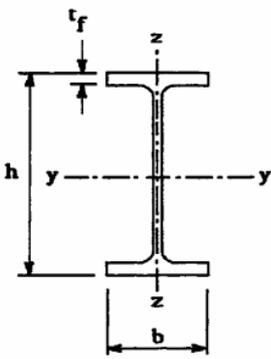
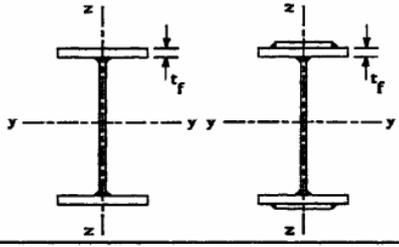
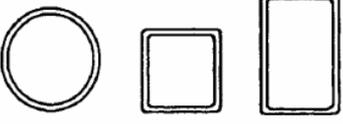
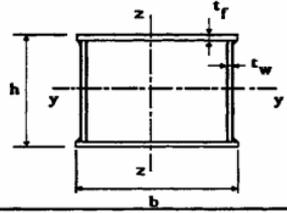
**Tableau des armatures (1)**

**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

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

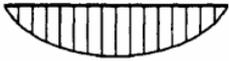
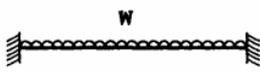
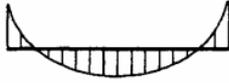
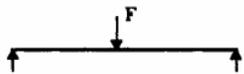
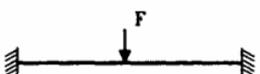
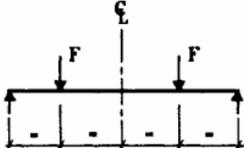
**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

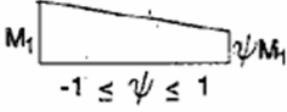
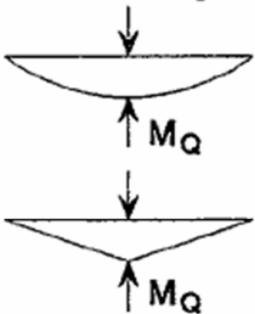
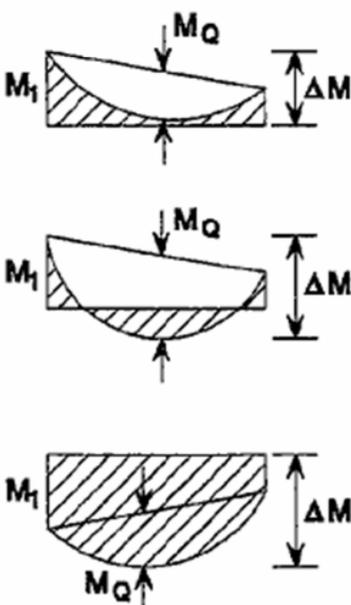
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Tableau F.1.2**

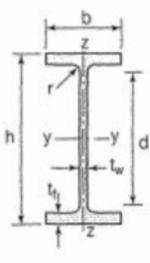
**Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

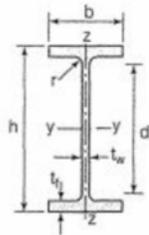
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPE  
(suite)

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

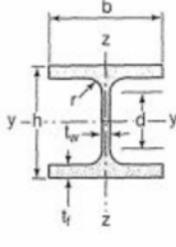


Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	
h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	

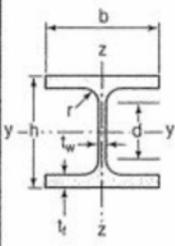
IPE	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

HEA		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

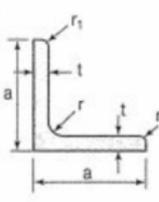
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

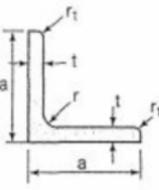
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

HEA  
(suite)

## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

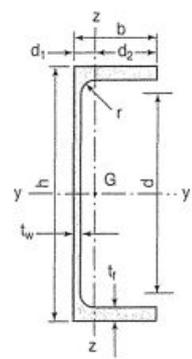
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul			
					Axe yy = Axe zz							
a		a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	Axe yy = Axe zz				
	a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

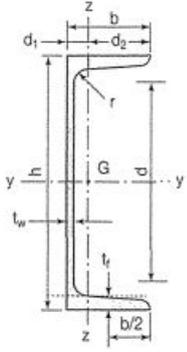
CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



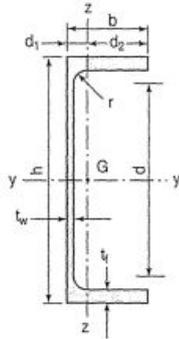
UAP	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
	UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60
	UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05
	UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN	 <p>Inclinaison des ailes :  <math>h \leq 300</math> : 8 %  <math>h &gt; 300</math> : 5 %</p>											
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-255  
Tolérances : NF A 45-255



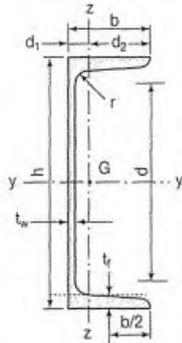
**UAP (suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	
UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

**Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques**

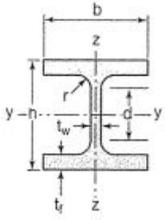
**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-202  
Tolérances : NF A 45-210

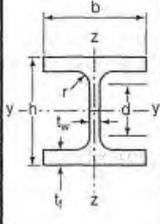


Inclinaison des ailes :  
 $h \leq 300$  : 8 %  
 $h > 300$  : 5 %

UPN (suite)	Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion J
		$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	
		$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	
		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

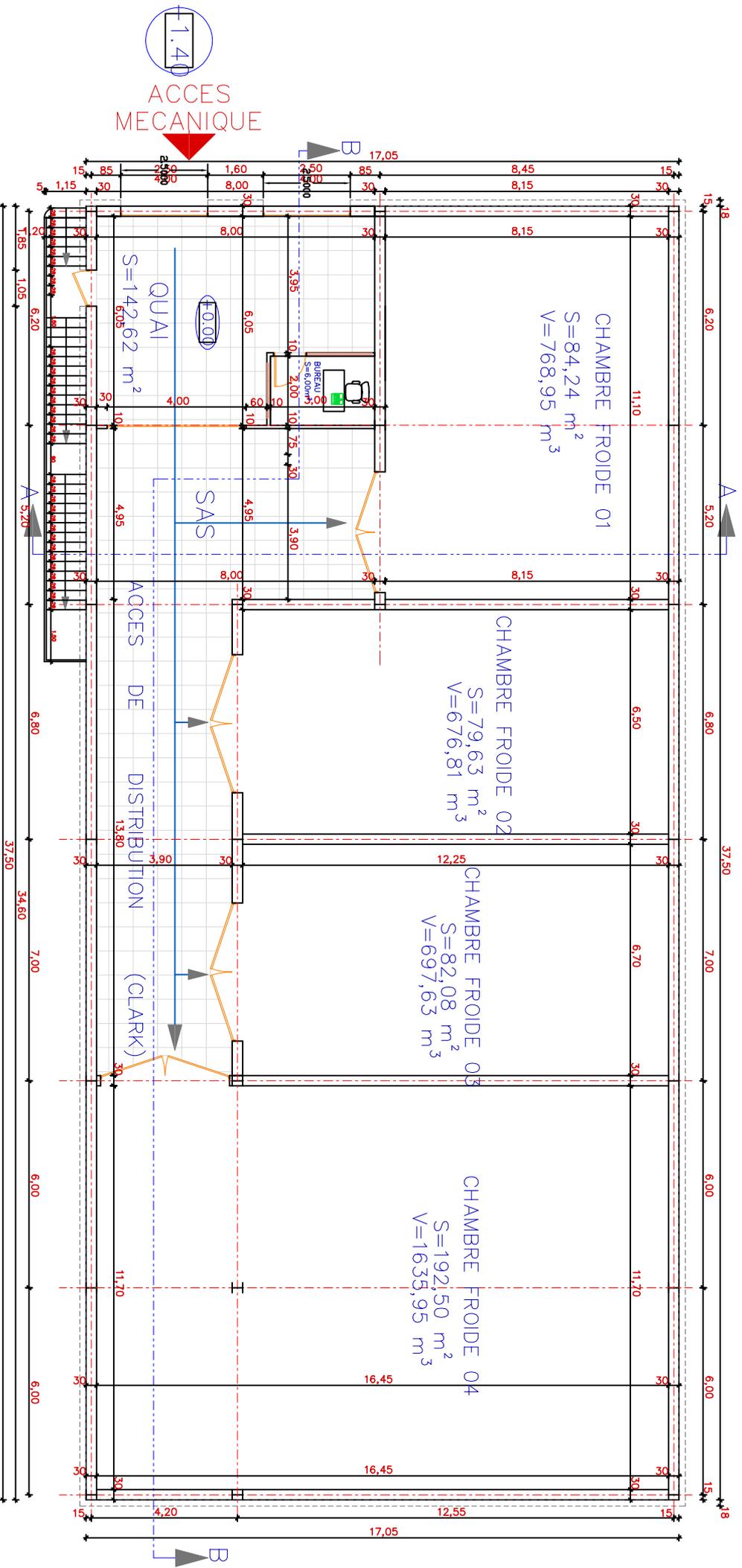
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

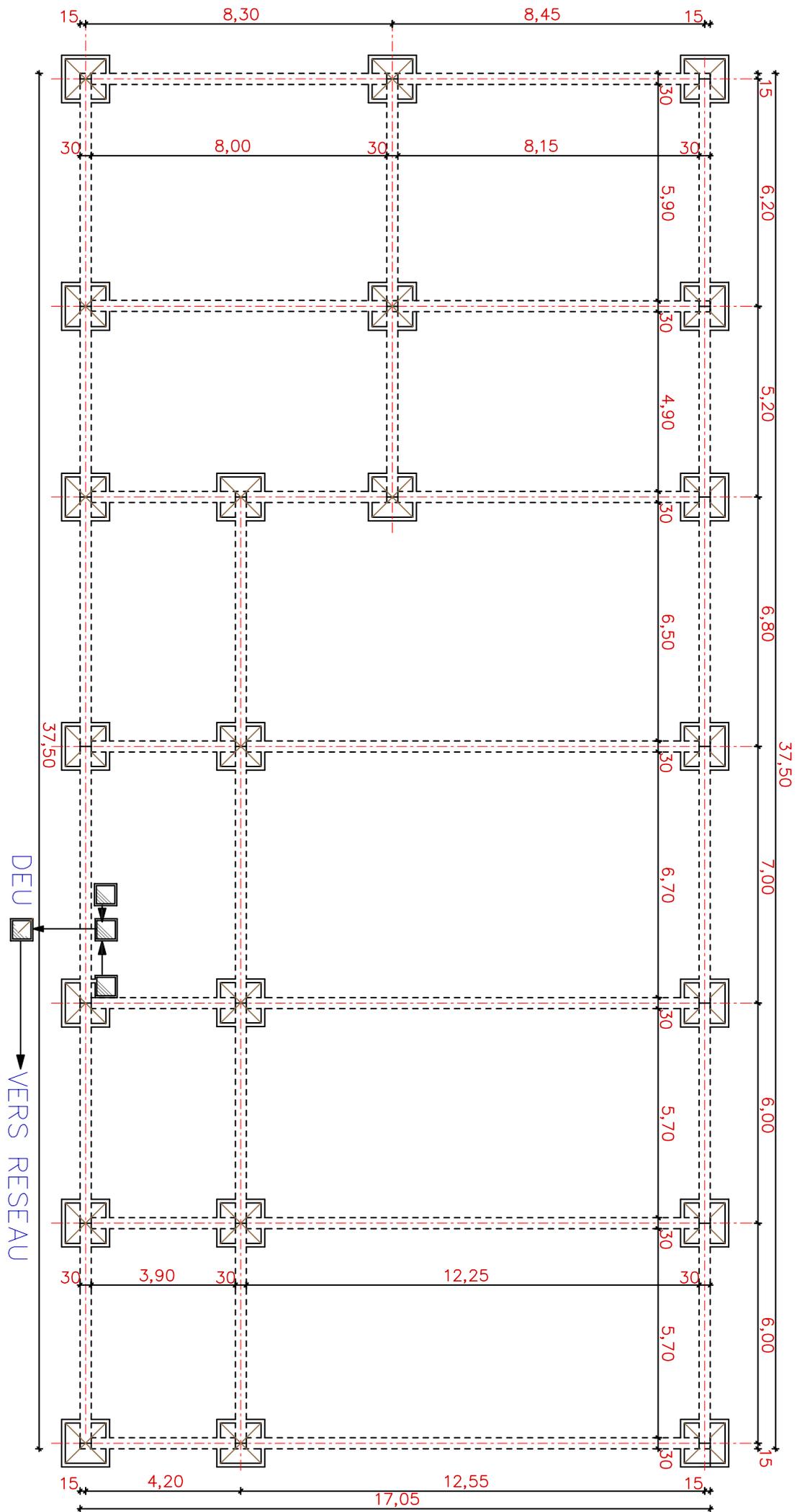
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	109,0	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	175,8	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	272,5	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	400,6	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	568,5	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	784,4	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	1026,8	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	1318,7	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	1712,4	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	1847,5	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	1937,7	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	2027,9	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	2163,3	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	2343,7	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	2524,1	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	2614,6	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	2705,2	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	2795,9	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	2886,1	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	2976,3	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	3066,5	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	3156,7	6,38	1716,3	225,3	1254,42

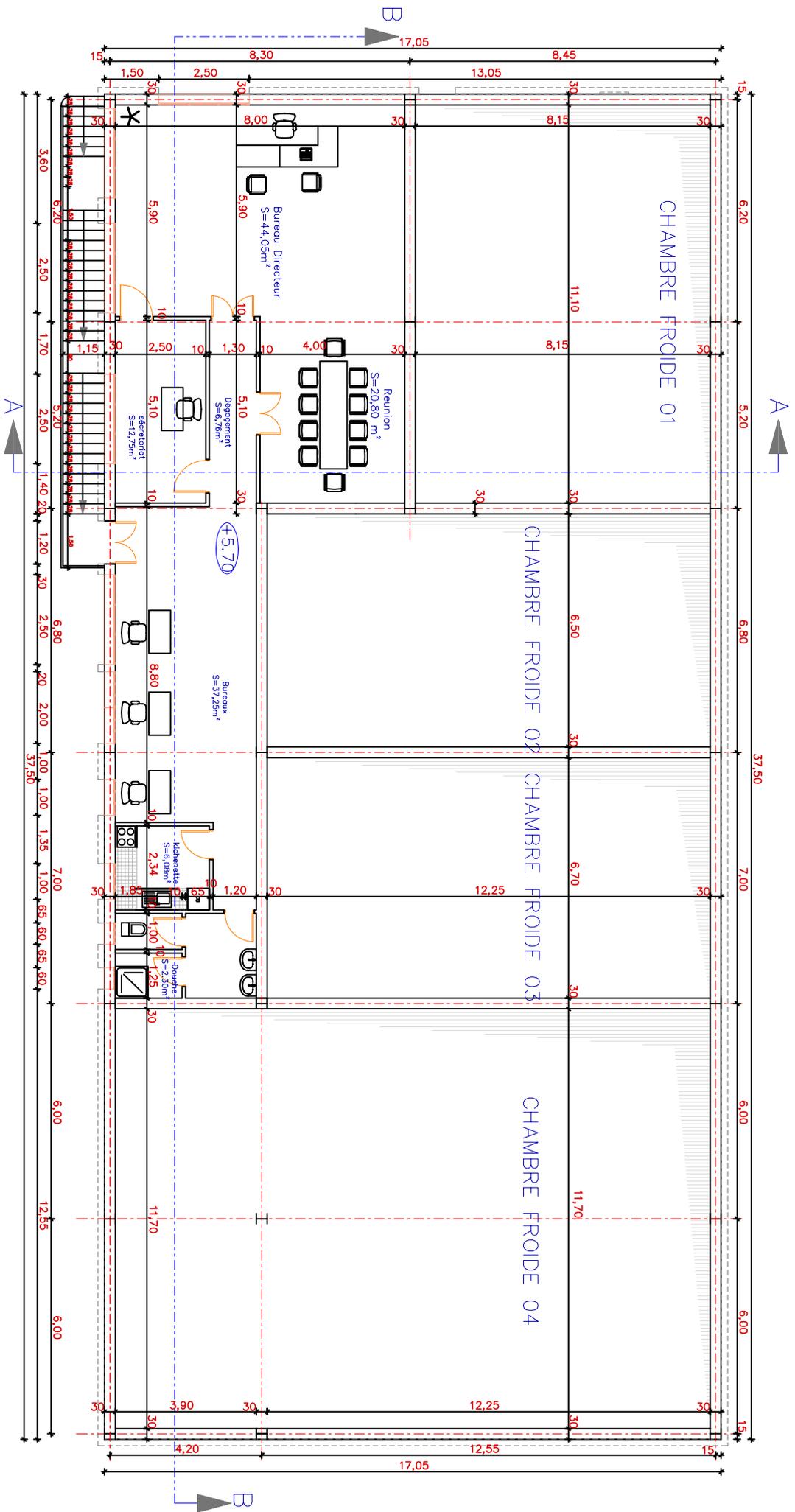
HEB  
(suite)

CHAMBRES FROIDES:  
 Surface totale = 438,45 m<sup>2</sup>  
 Volume total = 3779,34 m<sup>3</sup>

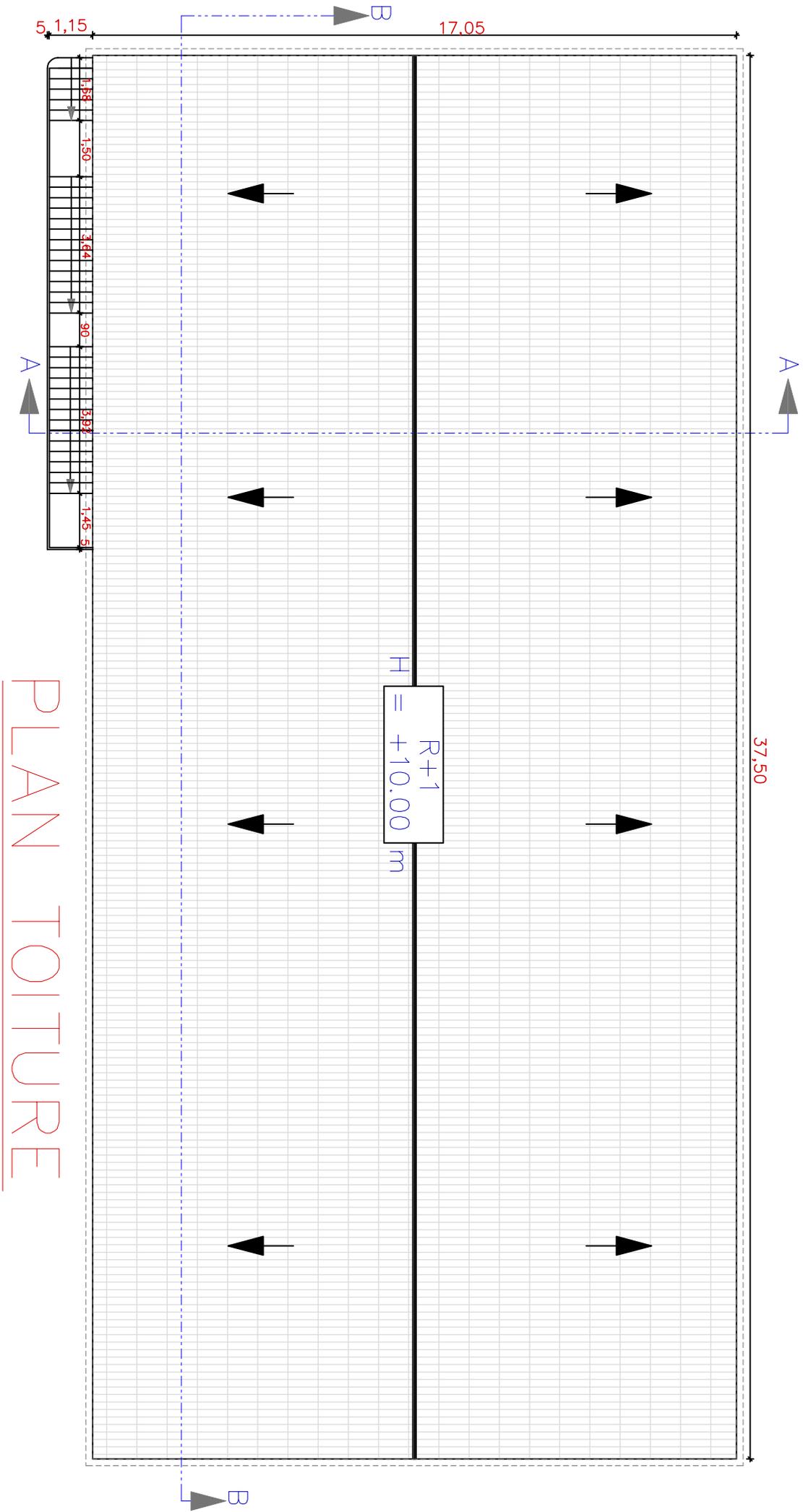
# PLAN DEZ DE CHAUSSEE



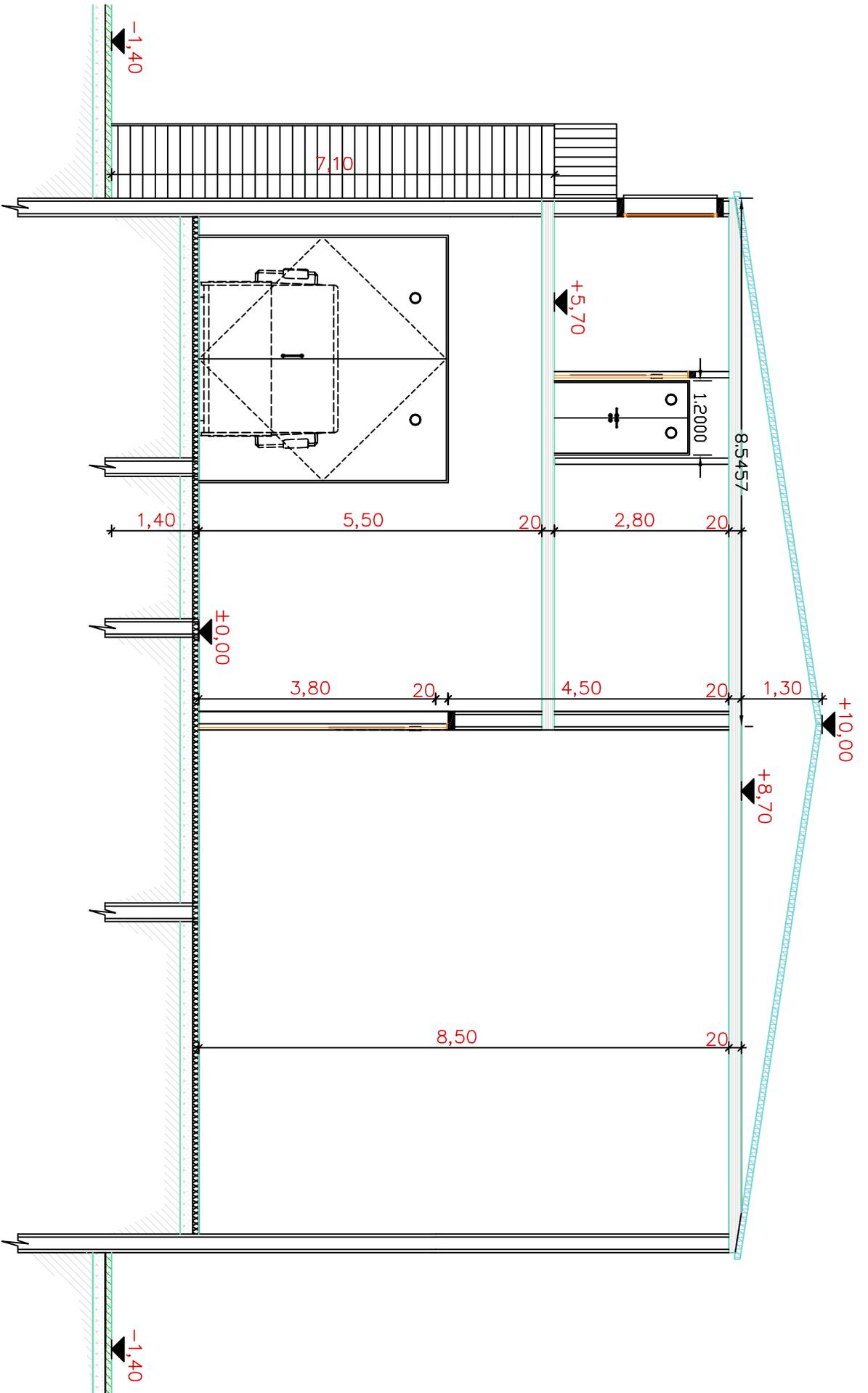




# PLAN ETAGE 01







PLAN DE COUPE A-A

## **Résumé**

Ce projet consiste à étudier une structure industrielle implantée dans la wilaya de Béjaia.

Cette structure est constituée d'un bâtiment à un seul étage avec mezzanine.

La bâtisse est d'une hauteur de 10 m, sa stabilité est assurée par des portiques auto-stables contreventés par des palées de stabilités.

L'analyse dynamique de notre structure a été réalisée par un logiciel de calcul qui est le ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (version 2013).

Le dimensionnement de tous les éléments résistants a été élaboré conformément aux règles en vigueur (Eurocode 3, RPA99, etc...).

## **Abstract**

The project consist in studding an industrial structure which is implanted at Bejaia .

The structure composed with one floor with mezzanine.

The building is height of 10 m; its stability assured by portals braced by bearings.

The dynamic analysis of our structure was realized by software of calculation, which is the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

The sizing of all the resistant elements was developed according to rules in vigor's (Eurocode 3, RPA99, etc....)