



*République Algérienne Démocratique et Populaire*



*Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique*



*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia  
Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil*

*Option : Construction Métallique*

*Thème :*

*Etude d'un hangar en charpente métallique avec  
Mezzanine*

Réalisé par :

M<sup>elle</sup> Ouaret Lydia  
M<sup>elle</sup> Latbi Nassima

Promoteur :

M<sup>er</sup> HAZZAM. M

Membres de jury :

M<sup>er</sup> BENYESSAD. D  
M<sup>er</sup> GUECHARI. L

*Promotion 2014-2015*

# *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 : M. HAZZAM 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 recherche en acceptant d'examiner notre travail 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.*

*Lydia et Nassima*

## *DEDICACES*

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*Mes chers(es) frères et sœurs :*

*zidane, et sa femme Katia et ces adorables enfants Ramy et Ghiles.*

*Massipssa et sa femme Safia.*

*Nabila, et son mari Lahlou et ces adorables enfants, Rahim, Abd-asselam, et Dadou.*

*Latifa, et son mari Tiwi et ces adorables enfants, Fouad, Manel*

*A toute la grande famille : ma tante, mon oncles, ma cousine, mes cousins*

*A Tous ceux que j'aime*

*A ma binôme Nassima*

*Toute la promotion de génie civil*

*Lydia*

# DEDICACES

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*Mes chers(es) frères et sœurs :*

*Wahiba latifa et mazigh*

*Hakim, et sa femme nabila et ces adorables enfants idir et siline.*

*Farouk et sa femme fouzia et ses filles taous, et anaise .*

*Nassim, et sa femme nouara et sont fisse sales.*

*Mon mari : Hassan et ma belle-fille yasmine*

*Mes bons parents : papa brahem et mama djadja*

*Beau frère : leghal et sa femme warda et ces adorable enfants,  
mema, khakha, rouza, sales, rafik, rayan, mimi.*

*Belle-sœur : nassira, et son mari mouhamad*

*A Tous ceux que j'aime*

*A ma binôme lydia*

*Toute la promotion de génie civil*

*Nassima*

## *Table des matières*

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### **Chapitre I : Presentation de l'ouvrage**

I.1 Introduction :.....	3
I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage : .....	3
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage : .....	4
I.4. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage : .....	4
I.5. Eléments de l'ouvrage : .....	4
I.6. Caractéristique du sol :.....	6
I.7. Matériaux de construction : .....	6
I.7.1. Acier :.....	6
I.7.1.1. Définition : .....	6
I.7.1.2. Essai de contrôle des aciers : .....	7
I.7.2. Propriétés de l'acier doux :.....	7
1- Résistance :.....	7
2-Ductilité :.....	7
3-Propriétés mécaniques : .....	8
I.7.3. Béton :.....	8
I.8. Les combinaison d'actions :.....	8
I.8.1 Situation durable : .....	8
I.8.2. Situations accidentelles :.....	9
I.9. Logiciels utilisés : .....	9
I.10. Règlements Utilises : .....	9

### **Chapitre II : Etude climatique**

II.1. Introduction : .....	10
II.2. Etude au vent : .....	10
II.2.1. Détermination des différents paramètres ou coefficients du calcul :.....	11
II.2.1.1. Effet de la région (qref) : .....	11
II.2.1.2. Effet de site : (KT, Z0, Zmin et ε).....	11
II.2.1.3. Coefficient topographique (Ct) :.....	11
II.2.1.4. Coefficient dynamique (Cd) : .....	11
II.2.1.5. Détermination de la pression dynamique (qdym) :.....	12
a) Détermination des coefficients de rugosité : .....	12
b) Détermination de coefficient d'exposition (Ce) :.....	12

II.2.2. Calcul des pressions : .....	13
II.2.2.1. Vent sur façade principale (direction V1) : .....	13
a) Calcul des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ : .....	13
b) Calcul de coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) : .....	15
C) Force de frottement : .....	17
II.2.2.2. Vent sur façade latérale (direction V2) : .....	18
a) Calcul des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ : .....	18
b) calcul des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	20
C) Force de frottement : .....	21
II.2.2.3. Vent sur façade latérale (direction V3) : .....	22
a) Calcul des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ : .....	22
b) calcul des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	24
C) Force de frottement : .....	25
II.2.3 : Calcul des actions d'ensemble : .....	26
II.3 Action de la neige : .....	29
II.3.1 But : .....	29
II.3.2 La charge de neige sur le sol : .....	29
II.3.3. Coefficient de forme de la toiture : .....	29
II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture : .....	30

## **Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments**

<b>III.1 Introduction : .....</b>	<b>31</b>
III.2. Calcul des pannes : .....	31
III.2.1. Données du calcul : .....	31
III.2.2. Détermination des sollicitations : .....	31
III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges : .....	31
a) Les charges permanentes (G) : .....	31
b) Surcharges d'entretien (P) : .....	32
c) Surcharges climatiques : .....	33
III.2.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables : .....	33
a) Les charges et surcharges appliquée : .....	33
b) Décomposition des charges : .....	34
III.2.2.3. Les combinaisons d'actions : .....	34
III.2.3. Principe de pré dimensionnement : .....	35
III.2.3.1. Vérification à l'ELS (flèche) : .....	35

III.2.3.2. Vérification à l'ELU (résistance) .....	35
III.2.4. Pré dimensionnement : .....	37
III.2.5. Dimensionnement des pannes : .....	37
III.2.6 Les combinaisons de calcul : .....	38
III.2.6.1. Détermination des sollicitations : .....	38
III.2.6.2. Vérification de la résistance des pannes (ELU) : .....	39
a).Vérification de la condition de moment : .....	39
b).Vérification de l'effort tranchant : .....	40
c).Vérification au déversement : .....	40
III.3. Calcul des liernes : .....	41
III.3.1. Définition : .....	41
III.3.2. Dimensionnement des liernes : .....	42
III.3.2.1 : Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité : .....	42
III.3.2.2 Calcul de la section des liernes : .....	43
III.4. Pré dimensionnement des traverses : .....	43
III.4.1. Généralité : .....	43
III.4.2. Evaluation des charges et surcharge : .....	43
III.4.3. Combinaison de charge : .....	44
III.4.4. Efforts tranchants : .....	45
III.4.5. Vérification au déversement : .....	46
III.5. Calcul de l'échantignolle : .....	46
III.5.1. Définition : .....	46
III.5.2. Détermination des sollicitations : .....	47
III.5.2.1. Combinaison du calcul : .....	47
III.5.2.2. Calcul des réactions : .....	47
III.5.2.3. Calcul du moment de renversement : .....	47
III.5.2.4. Epaisseur de l'échantignolle: .....	47
III.6. Calcul des lisses de bardage : .....	48
III.6.1. Modes de fonctionnement : .....	48
III.6.2. Données de calcul : .....	48
III.6.3. Evaluation des charges et surcharges : .....	49
III.7. Pré dimensionnement des lisses : .....	49
III.7.1. Vérification à l'état limite ultime : .....	50
III.7.2. Vérification au cisaillement : .....	50
III.7.3. Vérification au déversement : .....	50

III.7.4. Vérification à l'état limite de service :	51
III.7.5. Calcul des liernes :	51
a) Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :	52
b) Calcul de la section des liernes :	52
III.8. Pré dimensionnement des solives :	53
III.9. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale) :	54
III.10. Pré dimensionnement des poteaux :	56
III.10.1. Détermination de $N_{MAX}$ par la descente de charges :	57
a) Planche terrasse inaccessible :	57
b) Planche mezzanine (planche mixte) :	58
III.10.2. Pré dimensionnement :	58
III.11. Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :	59

## **Chapitre IV : Etude du plancher mixte**

IV.1. Introduction :	60
IV.2. Description d'un plancher collaborant :	60
IV.3. Etude de la dalle collaborant :	61
IV.3.1 Disposition des solives :	61
IV.3.2 Caractéristique des éléments constructifs :	61
IV.4. Evaluation des charges :	62
IV.5. Vérification des solives :	62
IV.5.1. Phase de construction :	62
IV.5.2. Phase finale :	64
1. Contraintes dans la poutre d'aciers :	67
2. Contraintes dans la dalle en béton :	67
IV.6. Contraintes additionnelles de retrait :	69
IV.7. dimensionnement des goujons connecteurs :	71
a). Définition :	71
b). L'avantage des goujons connecteurs :	71
c). L'inconvénient des goujons connecteurs :	71
1. Résistance au cisaillement :	72
2. Dimensionnement de la connexion de la poutre:	73
b. Calcul des armatures en appuis :	95
c. Espacement des barres :	95
d. Vérification de l'effort tranchant :	95



## **Chapitre V : Etude des éléments secondaires**

V.1. Etude des escaliers : .....	75
V.1.1 Définitions : .....	75
V.1.2. Choix des dimensions : .....	76
V.2. Pré dimensionnement de l'escalier : .....	76
V.2.1. dimensionnement de la Cornière : .....	77
V.2.1.1. Combinaison de charge : .....	77
V.2.1.2 .Condition de flèche : .....	77
V.2.1.3 : Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	78
V.2.2. Pré dimensionnement du limon : .....	78
V.2.2.1. Evaluation de charges : .....	79
V.2.2.2. Condition de flèche : .....	79
V.2.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	80
V.3. Pré dimensionnement de la console : .....	81
V.3.1. Evaluation de charges : .....	81
V.3.2. Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	81
V.4. Assemblage poteau – poutre (consol) : .....	82
a. Dimensionnements des boulons : .....	82
b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU : .....	83

## **Chapitre VI : Etude des contreventements**

VI.1. Introduction : .....	85
VI.2. Rôle des systèmes de contreventement : .....	85
VI.3. Contreventement de toiture (poutre au vent) : .....	85
VI.3.1. Calcul de la poutre au vent en pignon : .....	85
VI.3.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent : .....	86
a)Evaluation des efforts horizontaux : .....	87
b) Evaluation des efforts dans les barres : .....	87
c) Effort de traction dans les diagonales : .....	87
VI.3.1.2. Section de la diagonale : .....	88
VI.3.1.3. Calcul de la section brute A : .....	88
VI.3.1.4. Vérification à la résistance ultime de la section : .....	88
VI.3.2. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance : .....	89
VI.3.2.1. Vérification de la section à la résistance : .....	89
VI.3.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) : .....	90

a)Vérification au flambement (flambement flexion) :	91
a.1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :	91
a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :	92
b) Vérification au déversement :	93
VI.4. Calcul de la palée de stabilité en long pans :	94
VI.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :	94
VI.4.1.1. Evaluation des efforts :	94
VI.4.1.2. Détermination de la section des diagonales :	95
VI.4.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section :	95
VI.5. Calcul de la poutre sablière :	95
a). Pré dimensionnement :	95

## **Chapitre VII : Etude sismique**

VII.1 Introduction :	99
VII.2. Description de ROBOT :	99
VII.3 Analyse de la structure :	100
VII.3.1 Type d'analyse :	100
VII.3.2. Méthodes de calcul :	100
VII.3.2.1 Méthode statique équivalente :	100
a. Principe de la méthode :	101
b. Calcul de la force sismique totale :	101
VII.3.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	103
a. Principe de la méthode spectrale :	103
b. Spectre de réponse de calcul :	103
c. Nombre de modes de vibrations à considérer :	104
d. Résultat de calcul :	105
1. Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :	105
2. Pourcentage de la participation de masse :	105
3. Les réponses modales de la structure :	105
VII.4. Analyse des résultats :	106
VII.4.1. Les combinaisons de calcul :	107
VII.4.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :	107
VII.4.3. Vérification des déplacements :	108
1 <sup>er</sup> Cas : situation durable	108
2 <sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :	109
VII.4.4. Effet de deuxième ordre :	109

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

VIII.1 Introduction :	111
VIII.2 Vérification des traverses :	111
1. Vérification de la section à la résistance :	111
2. Vérification de la résistance de la section transversale :	112
3. Vérification de l'élément aux instabilités :	112
Conclusion :	116
VIII.3. Vérification des poteaux (hangar) :	116
1. Vérification à la résistance :	117
2. Vérification de l'effort tranchant :	117
3. Vérification à l'effort normal :	117
4. Vérification au moment fléchissant :	117
5. Vérification de l'élément aux instabilités :	118
Conclusion :	120
VIII.4 Vérification des poteaux (plancher) :	120
1. Vérification à la résistance :	121
2. Vérification de l'effort tranchant :	121
3. Vérification à l'effort normal :	121
5. Vérification de l'élément aux instabilités :	121
Conclusion :	121
VIII.5 Vérification de la poutre au vent :	123
a). Vérification à la traction :	124
b). Vérification au flambement :	124
Conclusion :	124
VIII.6. Vérification des palées de stabilités de long pan :	124
a). Vérification à la traction :	125
b). Vérification au flambement :	125
Conclusion :	125
VIII.7. Résumé des résultats obtenus :	126

## **Chapitre IX : Calcul des assemblages**

IX.1. Introduction :	127
IX.2. Fonctionnement des assemblages :	127
a) Le boulonnage :	127
c) Fonctionnement par adhérence :	127
d) Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 –eurocode3)	127

e) Coefficient de frottement : (art.6.5.8.3) .....	128
IX.3. Rôle des assemblages : .....	128
IX.4. Calcul d'assemblages : .....	129
IX.4.1. Assemblage traverse – traverse : .....	129
a. Dimensionnements des boulons : .....	130
b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU : .....	131
IX.4.2. Assemblage poteau - traverse : .....	133
1. Assemblage poteau platine : .....	133
a. Dimensionnements des boulons : .....	133
b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU : .....	134
c. Vérification de la résistance de l'assemblage : .....	135
2. Assemblage platine poutre : .....	139
IX.4.3. Assemblage poteau intermédiaire – traverse : .....	139
1. Assemblage poteau platine : .....	140
a. Dimensionnements des boulons : .....	140
b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU : .....	141
c. Vérification de la résistance de l'assemblage : .....	141
2. Assemblage platine poutre : .....	145
IX.4.4 Assemblage poteau-poutre maîtresse : .....	145
1. Assemblage poteau platine : .....	146
a. Dimensionnements des boulons : .....	146
2. Assemblage platine poutre : .....	148
IX.4.6 Assemblage de l'échantignolle : .....	148
a). Assemblage de l'échantignolle sur la panne : .....	149
IX.4. Assemblage du contreventement(palées de stabilités) : .....	149
1. Assemblage gousset-nœud du portique : .....	149
a. Pré dimensionnement de la gorge de soudure : .....	150
b. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique : .....	150
2. Assemblage palée en croix de saint André : .....	152
IX.4.8 Assemblage des éléments de la Poutre au vent : .....	153
1. Assemblage de la diagonale sur le gousset : .....	153
2. Dimensionnement du cordon de soudure : .....	155
IX.4.9 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) : .....	156

1. Dimensionnement des boulons : .....	157
2. Vérifications nécessaires : .....	158
a. Assemblage long : .....	158
b. La pression diamétrale : .....	158
c. Cisaillement du bloc : .....	158
IX.4.10 Calcule de Pied de poteau : .....	159
IX.4.10.1. Introduction : .....	159
1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux : .....	159
2. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine : .....	162
a. Vérification de la section 1-1 : .....	162
b. Vérification de la section 2-2 : .....	164
c. Vérification de la section 3-3 : .....	164
d. vérification de la bèche : .....	165

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

X.1. Introduction : .....	166
X.2. Calcul des fondations : .....	166
X.2.1 Détermination des sollicitations : .....	166
X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau : .....	167
a) Critère de non poinçonnement : .....	167
X.2.3 Dimensionnement de la semelle : .....	168
X.2.4 Vérification des contraintes : .....	169
X.2.5 Vérification des contraintes : .....	171
X.2.6 Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v2003.Art.10.1.5) : .....	172
X.2.7 Détermination des armatures de la semelle : .....	172
a) Situation accidentelle : .....	173
b) Situation durable : .....	174
c) Condition de non fragilité : .....	175
d) Dispositions constructives : .....	175
X.3. Calcul des longrines : .....	176
X.3.1. Introduction : .....	176
X.3.2. Pré dimensionnement : .....	176
X.3.3. Ferrailage : .....	177
X.4. Ferrailage des futs : .....	178

## **Chapitre XI : Vérification de la stabilité d'ensemble**

XI.1. Introduction : .....	180
XI.2. Détermination des moments renversants (MR) : .....	180
XI.2.1. Cas du vent : .....	180
a). Vent perpendiculaire au pignon sens V1 : .....	180
b). Vent perpendiculaire au long pan sens V2 : .....	182
Conclusion : .....	183
XI.2.2. Cas du séisme : .....	183
a). Réaction à la base : .....	183
b). Calcul des moments résistant (stabilisateurs) : .....	183
Conclusion : .....	184

### **Conclusion générale**

Conclusion générale: .....	185
----------------------------	-----

## *List des figures*

<b>Figure I.1 :</b> Vue en 3D du projet_.....	3
<b>Figure 1.2 :</b> Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS.....	5
<b>Figure I.3 :</b> Composition d'une dalle mixte. ....	6
<b>Figure II.1:</b> Les directions principales du vent. ....	10
<b>Figure II.2 :</b> Vue en plan des zones de pression sense V1.....	13
<b>Figure II.3 :</b> Vue en élévation des zones de pression sens V1.....	13
<b>Figure II.4 :</b> Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.....	14
<b>Figure II.5 :</b> Zones de pression pour la toiture.....	15
<b>Figure II.6 :</b> Vue en plan des zones de pression sens V2. ....	18
<b>Figure II.7 :</b> Vue en élévation des zones de pressions sens V2. ....	18
<b>Figure II.8 :</b> Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale sens V2. ....	19
<b>Figure II.9 :</b> Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	19
<b>Figure II.10 :</b> Vue en plan des zones de pression sens V3.....	22
<b>Figure II.11 :</b> Vue en élévation des zones de pression sens V3.....	22
<b>Figure II.12 :</b> Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale sens V3. ....	23
<b>Figure II.13 :</b> Répartition des zones de pression sur la toiture sens V3.....	23
<b>Figure II.14 :</b> Force résultante R.....	26
<b>Figure II.15 :</b> Représentation des surfaces sens du vent V1. ....	27
<b>FigureII.16 :</b> Représentation des surfaces sens du vent V2. ....	28
<b>Figure II. 17 :</b> Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol. ....	29
<b>Figure III.1 :</b> Position de la panne sur le versant et repérage des axes. ....	31
<b>Figure III.2 :</b> Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	31
<b>Figure III.3 :</b> Schéma statique de la panne sous charge d'entretien. ....	32
<b>Figure III.4 :</b> Schéma statique de la poutre équivalente. ....	32
<b>Figure III.5 :</b> Schéma statique de panne sous surcharge du vent.....	34
<b>Figure III.6 :</b> Schéma statique de panne sous surcharge de la neige. ....	34
<b>Figure III.7 :</b> Plan de cisaillement. ....	35
<b>Figure III.8 :</b> Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure. ....	36
<b>Figure III.9 :</b> Sollicitation dans les pannes. ....	38
<b>Figure III.10 :</b> La position de l'effort tranchant. ....	39

<b>Figure III.11</b> : efforts de traction dans les liernes.....	42
<b>Figure III.12</b> : Shéma statique des pannes dans le cas d'escistance des lierne.....	42
<b>Figure III.13</b> : Schéma de la traverse sous charge cumulées.....	43
<b>Figure III.14</b> : La position de l'effort tranchant. ....	45
<b>Figure III.15</b> : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.....	46
<b>Figure III.16</b> : détails de l'échantignolle (vue en 3D). ....	47
<b>Figure III.17</b> : Disposition des lisses de bardage.....	48
<b>Figure III.18</b> : disposition des lisses. ....	48
<b>Figure III.19</b> : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	49
<b>Figure III.20</b> : disposition des liernes. ....	52
<b>Figure III.21</b> : disposition des solives.....	53
<b>Figure III.22</b> : schémas statique de la solive. ....	53
<b>Figure III.23</b> : Schéma statique du sommier. ....	54
<b>Figure III.24</b> : Sommier sous charge répartie.....	54
<b>Figure III.25</b> : l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.....	58
<b>Figure IV.1</b> : Schéma des composants du plancher mixte.....	60
<b>Figure IV.2</b> : Plan de repérage et d'orientation des poteaux et disposition des solives.....	61
<b>Figure IV.3</b> : Schéma statique de la solive. ....	62
<b>Figure IV.4</b> : Largeur de la dalle effective.....	65
<b>Figure IV.5</b> : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre .....	
Plastique dans la dalle. ....	66
<b>Figure IV.6</b> : Diagramme de contraintes de flexion simple.....	67
<b>Figure IV.7</b> : Diagramme de contraintes de flexion simple.....	68
<b>Figure IV.8</b> : Effets du retrait :.....	69
<b>Figure IV.9</b> : Diagramme des contraintes normales finales en MPa. ....	70
<b>Figure: IV.10</b> : Caractéristique des connecteurs.....	71
<b>Figure IV.11</b> : Schéma de position des connecteurs. ....	71
<b>Figure V. 1</b> : Vue en plan de l'escalier.....	75
<b>Figure V. 2</b> : Vue en 3D de l'escalier.....	75
<b>Figure V.3</b> : Schémas statique de la cornière. ....	76
<b>Figure V.4</b> : Coupe transversal de l'escalier. ....	77
<b>Figure V.5</b> : Schema statique de la cornière.....	77
<b>Figure V.6</b> :Charge appliqué sur le limon.....	78



<b>Figure V.7 :</b> Schema statique de la console. ....	81
<b>Figure V.8 :</b> Désignation des entraxe et des pinces. ....	83
<b>Figure VI. 1:</b> Schéma statique de la poutre au vent en pignon. ....	86
<b>Figure VI. 2 :</b> méthode des coupures. ....	88
<b>Figure VI. 3:</b> Schéma statique de palée de stabilité en long pan. ....	94
<b>Figure VI. 4:</b> méthode des coupures. ....	94
<b>Figure VI. 5:</b> Schéma statique de la poutre sablière. ....	96
<b>Figure VI. 6:</b> La poutre sablière. ....	96
<b>Figure VII.2 :</b> Schéma du spectre de réponse suivant X. ....	104
<b>Figure VII.3 :</b> Schéma du spectre de réponse suivant Y. ....	104
<b>Figure VII.4 :</b> Mode de déformation (1). ....	105
<b>Figure VII.5 :</b> Mode de déformation (2). ....	106
<b>Figure VII.6 :</b> Mode de déformation (3). ....	106
<b>Figure VIII.1:</b> Illustration de la traverse la plus sollicité. ....	111
<b>Figure VIII.2 :</b> Illustration du poteau le plus sollicité. ....	116
<b>Figure VIII.3 :</b> le poteau de plancher le plus sollicité. ....	120
<b>Figure VIII.4 :</b> Illustration de la barre la plus sollicité. ....	124
<b>Figure VIII.5 :</b> Illustration de la barre la plus sollicité. ....	125
<b>Figure IX. 1 :</b> Représentation de l'assemblage traverse-traverse. ....	1130
<b>Figure IX.2 :</b> Désignation des entraxes et des pinces. ....	131
<b>Figure IX. 3 :</b> Représentation de l'assemblage poteau-traverse. ....	133
<b>Figure IX.4 :</b> Schéma représente les distances des boulons. ....	134
<b>Figure IX.5 :</b> Schéma représente la zone tendue et la zone comprimée. ....	135
<b>Figure IX. 6 :</b> représentation assemblage platine poutre. ....	139
<b>Figure IX.7 :</b> Représentation de l'assemblage poteau intermédiaire-traverse. ....	139
<b>Figure IX.8 :</b> Représentation distance des boulons. ....	140
<b>Figure IX.9 :</b> Représentation de l'assemblage poteau - poutre maîtresse. ....	146
<b>Figure IX.10 :</b> Vue de face de l'échantignole. ....	148
<b>Figure IX.11 :</b> Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure. ....	149
<b>Figure IX.12 :</b> Assemblage des diagonales sur gousset. ....	150

<b>Figure IX.13 :</b> Représentation de l'assemblage palé de stabilités. ....	153
<b>Figure IX.14 :</b> Représentation de l'assemblage poutre au vent. ....	153
<b>Figure IX.15 :</b> Longueurs des soudures. ....	156
<b>Figure IX.16 :</b> Représentation de l'assemblage poutre maitresse - solive. ....	157
<b>Figure IX.17 :</b> Tige d'encrage du pied du poteau. ....	159
<b>Figure IX.18 :</b> Dispositions constructives. ....	160
<b>Figure IX.19 :</b> Disposition des tiges d'encrages. ....	161
<b>Figure IX.20 :</b> Vérification de la section 1-1. ....	163
<b>Figure IX.21 :</b> Vérification de la section 2-2. ....	164
<b>Figure IX.22 :</b> Vérification de la section 3-3. ....	164
<b>Figure X.1:</b> Dimension de la semelle. ....	167
<b>Figure X. 2:</b> Schéma de ferrailage de la semelle. ....	176
<b>Figure X. 3:</b> Schéma de ferrailage des longrines. ....	178
<b>Figure X. 4 :</b> section du fut à ferrailer. ....	178
<b>Figure X. 5:</b> Schéma de ferrailage des futs. ....	179
<b>Figure XI. 1:</b> Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1. ....	181
<b>Figure XI. 2:</b> Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2. ....	182

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau II.1</b> : Les valeurs de $C_d$ .....	11
<b>Tableau II.2</b> : Les valeurs de $C_r$ .....	12
<b>Tableau II.3</b> : Les valeurs de la pression dynamique. ....	12
<b>Tableau II.4</b> : les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens $v_1$ .....	14
<b>Tableau II.5</b> : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture sens $V_1$ . ....	15
<b>Tableau II.6</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -$ $0,5$ .....	16
<b>Tableau II.7</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec $C_{pi} =$ $0,8.25$	
<b>Tableau II.8</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.5$ . .....	16
<b>Tableau II.9</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0,8$ . .....	17
<b>Tableau II.10</b> : les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la paroi verticale sens $V_2$ . ....	19
<b>Tableau II.11</b> : les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la toiture. 20	
<b>Tableau II.12</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -$ $0.2$ .....	20
<b>Tableau II.13</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$ . .....	20
<b>Tableau II.14</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -$ $0.2$ .....	21
<b>Tableau II.15</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} =$ $+0.8$ .....	21
<b>Tableau II.16</b> : les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la paroi... 23	
<b>Tableau II.17</b> : les coefficients de pression $C_{pe}$ correspondant à chaque zone de la toiture. 24	
<b>Tableau II.118</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec $C_{pi} =$ $0.5$ .....	24
<b>Tableau II.19</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$ . .....	24
<b>Tableau II.20</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.5$ . .....	25
<b>Tableau II.21</b> : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} =$ $+0.8$ .....	25

<b>Tableau II.22</b> : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.....	27
<b>Tableau II.23</b> : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.....	28
<b>Tableau III.1</b> : tableau de profile HEA240.....	44
<b>Tableau III.2</b> : Récapitulation des sections adoptées. ....	59
<b>Tableau IV.1</b> : .....	62
<b>Tableau VI. 1</b> : Evaluation des efforts horizontaux au niveau des nœuds.....	87
<b>Tableau VII. 1</b> : Pénalité de vérification. ....	102
<b>TableauVII.2</b> : Pourcentage de participation de masse. ....	105
<b>TableauVII.3</b> : Combinaisons de calcul. ....	107
<b>TableauVII.4</b> : Vérification de l’effort tranchant à la base. ....	108
<b>TableauVII.5</b> : Déplacement max en situation durable dans la partie droite. ....	108
<b>TableauVII.6</b> : Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite. ....	109
<b>TableauVII.7</b> : Effet P- $\Delta$ suivant X-X dans la partie droite. ....	110
<b>TableauVII.8</b> : Effet P- $\Delta$ suivant Y-Y dans la partie droite. ....	110
<b>Tableau VIII.1</b> : liste des éléments et de leurs sections choisies.....	126
<b>Tableau IX. 1</b> : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d’acier.....	127
<b>Tableau IX. 2</b> : Valeur du coefficient de frottement $\mu$ selon la surface.....	128
<b>Tableau IX. 3</b> : Principales caractéristiques géométrique .....	129
<b>Tableau IX. 4</b> : Epaisseur du gousset en fonction de l’effort appliqué.....	149
<b>Tableau X. 1</b> : Les sollicitations à la base des poteaux HEA340.....	166
<b>Tableau X. 2</b> : Les sollicitations à la base de la semelle. ....	169
<b>Tableau X. 3</b> : Vérification des contraintes dans le sol. ....	170
<b>Tableau X. 4</b> : Les sollicitations à la base de la semelle. ....	171
<b>Tableau X. 5</b> : Vérification des contraintes dans le sol. ....	172
<b>Tableau X. 6</b> : Les armatures des semelles. ....	176
<b>Tableau XI. 1</b> : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1. ....	180

<b>Tableau XI.2:</b> Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2. ....	182
<b>Tableau XI. 3:</b> Réaction à la base due aux effets sismiques. ....	183
<b>Tableau XI. 4:</b> Vérification au renversement sous l'effet du séisme. ....	184

# 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 $\left( \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$ .
$\eta$ ( <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 ( $cm^2$ )



# *Introduction générale*

## **Introduction générale**

Une construction, quel que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle...) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Ce rôle de <résistance> est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le <squelette> de la construction.

La structure assure principalement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux bases solide, les fondations. La connaissance de cheminement est essentielle particulièrement vis-à-vis de l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons. La structure est stable si cette transmission s'effectue sans désordre.

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

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université A/Mira sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme Master.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL93 et CBA93, CCM99, RNVA99).

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

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation de l'ouvrage.
- ✓ Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- ✓ Le troisième chapitre et le pré dimensionnement des éléments.
- ✓ Le quatrième chapitre et l'étude du plancher mixte.
- ✓ Le cinquième chapitre et l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le sixième chapitre et l'étude des contreventements.
- ✓ Le septième chapitre et l'étude sismique.
- ✓ Le huitième chapitre et les vérifications de l'ossature.
- ✓ Le neuvième chapitre et le calcul des assemblages.

- ✓ Le dixième chapitre sera l'étude de l'infrastructure.
- ✓ Le dernier chapitre, pour la vérification de la stabilité d'ensemble.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion général qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de se travaille et de proposer des voies pour de future travaux.

# *Chapitre I*

## *Présentation du projet*

## I.1 Introduction :

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet

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

Ce projet consiste à étudier la structure d'un hangar industriel en construction métallique à usage de production au profit de la Sarl Ramdy avec une mezzanine en plancher mixte, implantée à AKBOU (W) de BEJAIA avec les données suivantes :

- Zone climatique : zone A pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNVA99).
- Zone sismique : zone IIa (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).
- Terrain de catégorie III : La structure sera implantée dans une zone suburbaine (selon le RNVA99).

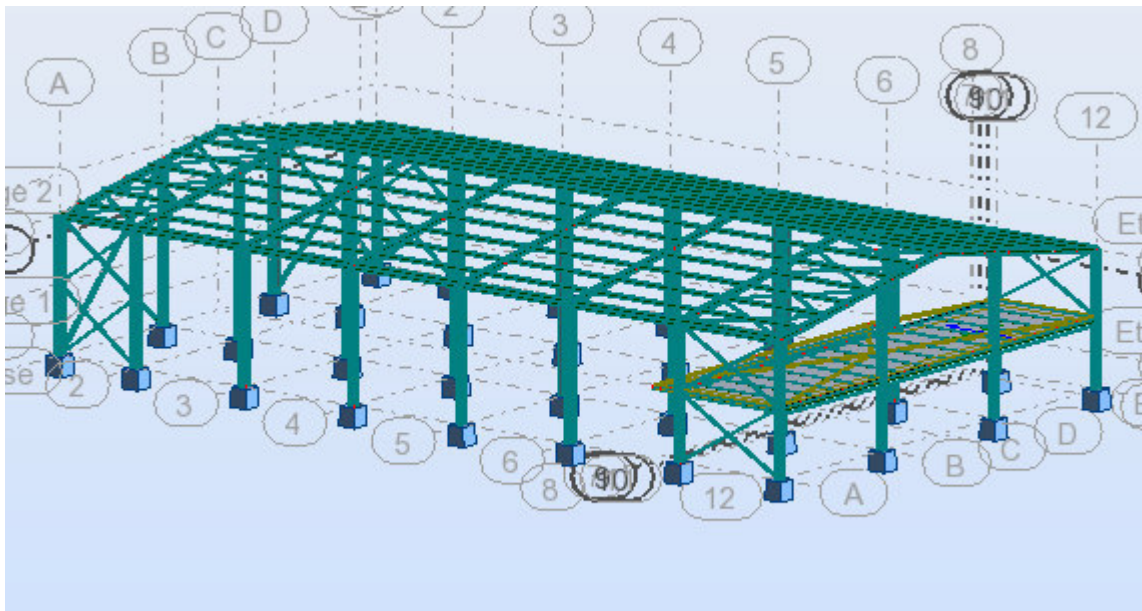


Figure I.1 : Vue en 3D du Hangar

### I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La forme en plan de la structure est une forme rectangulaire, contient huit (8) portiques, 6 portiques intermédiaires espacer de **6m** et les deux portiques de rive l'un espacer de **4.2m** et l'autre de **5.55m**, chaque portique composé de quatre (4) poteau en acier a section constante, et une traverse a une section constante.

- Longueur totale en plan (long pan) **40.25m**
- Largeur totale (pignon) **23 m**
- La hauteur de l'ouvrage est de **8.09 m**
- La hauteur de la mezzanine **3.20 m**
- La hauteur des poteaux est de **6.23 m**
- La pente du versant  $\alpha = 10.2^\circ$  (**18%**)
- La toiture a deux versants symétriques
- La surface totale de l'ouvrage est **925.75**

### I.4 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

- Ouvertures :-Les deux façades du pignon (principale et secondaire) on a aucune ouverture.
  - La façade principale du long pan on a neuf (9) ouvertures.
  - La façade secondaire du long pan on a huit (8) ouvertures.

### I.5 Elément de l'ouvrage :

#### a. La couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

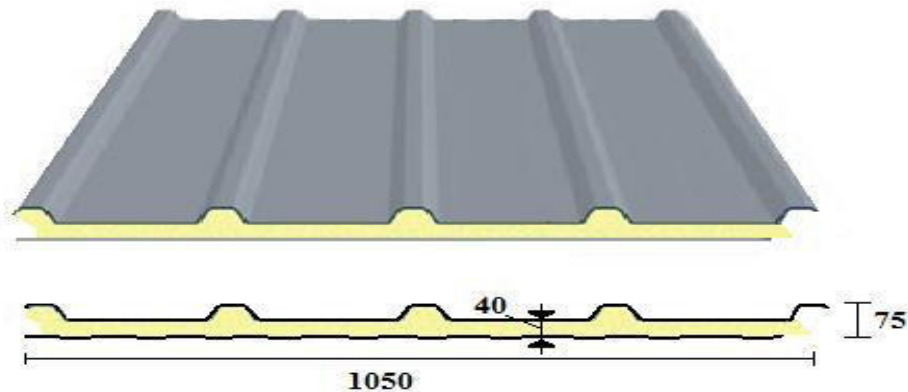
- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

\* Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

- Le par vapeur

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

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



**Figure I.3 :** Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS.

**b. la toiture :**

Toiture en charpente métallique à deux versants avec une pente de 10.2°.

**c. Les poteaux :**

Les poteaux sont des profils métalliques avec une section constante.

**d. Les pannes :**

Ce sont des profils métalliques espacés de **1.66m**, chaque versant contient six (6) pannes, de **6m** de portée.

**e. Les traverses :**

Ce sont des profils métalliques à section constante.

**f. Les murs :**

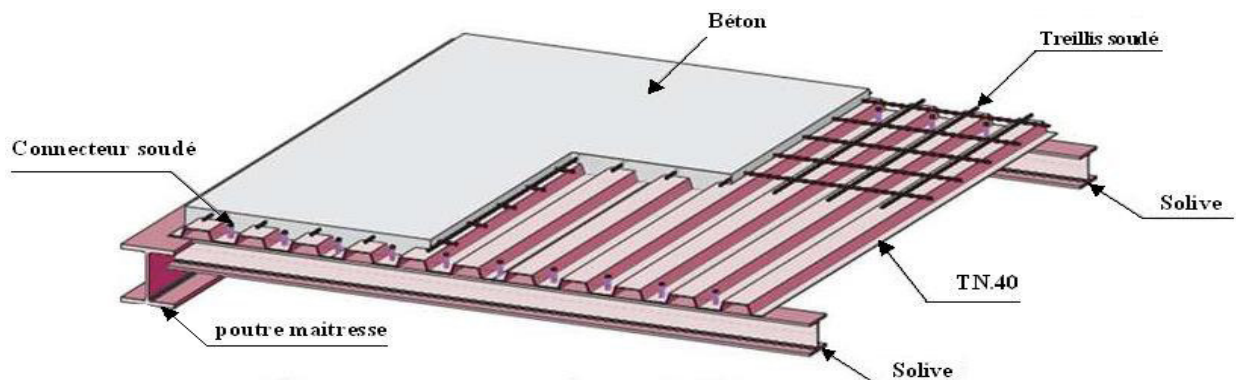
Les murs sont réalisés en panneau sandwich.

**g. Plancher :**

Les dalles horizontales existant dans notre projet sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant constituée de :

- Dalle de compression en béton armé de (10cm) d'épaisseur, repose sur une tôle nervurée (TN40) appuyée sur les solives, ces dernières reposent sur la poutre maîtresse (sommier), la

liaison entre la dalle et la nervure et assurée par des goujons connecteurs évitant le glissement entre la dalle et la tôle.



**Figure I.3 :** Composition d'une dalle mixte.

#### **h. Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique, constitué d'un palier de repos et de deux volées.

#### **I.6 Caractéristique du sol :**

- En suppose que l'étude fait sur le sol ou le projet sera la portance,  $\sigma = 1.4 \text{ bar}$ , avec un ancrage de :
- Plus de 2<sup>m</sup>.0 de la surface du sol, pour les fondations.

#### **I.7 Matériaux de construction :**

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le cout, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

##### **I.7.1 Acier**

###### **I.7.1.1 Définition**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%)

- Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :
- soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les



Propriétés des aciers,

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

### I.7.1.2 Essai de contrôle des aciers

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

**a. Les essais mécaniques (essais destructifs) :** Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers.

- L'essai de dureté.
- L'essai de résilience ou essai de flexion par choc.
- L'essai de pliage.
- L'essai de fatigue.
- L'essai de traction.

**b. Les essais métallographiques (essais non destructifs) :** qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. Se sont :

- La macrographie.
- La micrographie.
- La radiographie.
- Utilisation des ultrasons.

## I.7.2 Les Propriétés de l'acier doux :

### 1- Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régalément Euro code 03et CCM97.

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

### 2-Ductilité : (§ 3.2.2.3 CCMA97)

L'acier de construction 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 ( $\xi_u \geq 20 \xi_y$ )

-A la rupture l'allongement sur une longueur de  $5.65 \sqrt{A_0}$ , soit supérieur à 15%, avec  $A_0$  section transversale initiale.

**3-Propriétés mécaniques : (§ 3.2.3 CCMA97)**

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité transversale :  $G = E/2(1+\mu) \approx 0.4E$ .
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$ .

**I.7.3 Béton :**

- Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.
- Le béton utilisé pour les fondations on utilise le ciment CRS (ciment résistant au sulfates) est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :
- Masse volumique  $\rho = 2.5 \text{ t} / \text{m}^3$ .
- La résistance à la compression a 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\theta = 10^{-3} / \text{c}^{\circ}$ .
- Coefficient de retrait :  $\xi = 4 \cdot 10^{-6}$ .

**I.8 Les combinaison d'actions :****I.8.1 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<sub>i</sub>** :  $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

### **I.8.2. 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.

### **I.9. Logiciels utilisés :**

Partie calcul : Robot Structural Analysis Professional V2012

Dessin de l'architecture : AutoCAD V2010.

### **I.10. Règlements Utilisés**

Pour cette étude, le règlement techniques utilise sont les suivants :

- L'étude climatique se fait suivant le règlement algérienne neige et vent 99 (RNVA99)
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM 97, et L'Eurocode3 et L'Eurocode4.
- L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérien RPA99V2003
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C.2-33

# *Chapitre II*

## *Étude climatique*

## II.1. Introduction :

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

La réglementation en vigueur (**RNVA 99**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

## II.2. Etude au vent :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions Horizontales on cite le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun des éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloignant du sol).

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

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

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

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

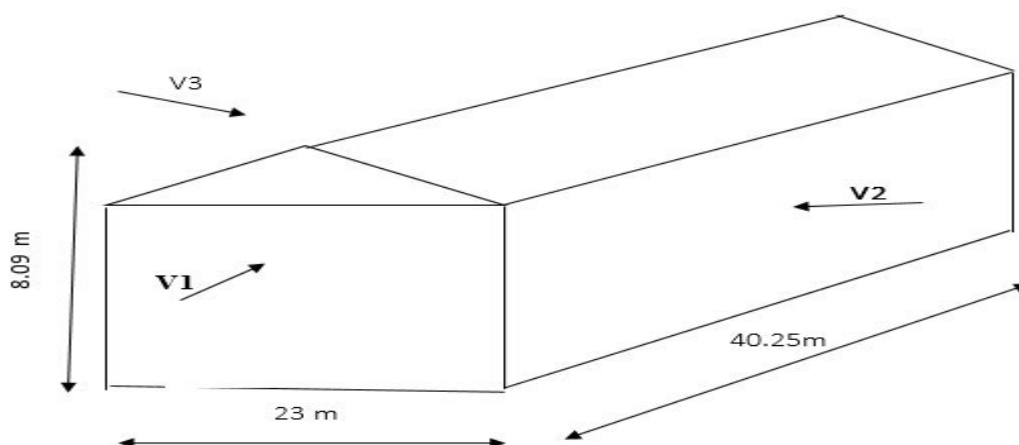


Figure II.1: Les directions principales du vent.

**II.2.1. Détermination des différents paramètres ou coefficients du calcul :****II.2.1.1. Effet de la région ( $q_{ref}$ ) :**

La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(z)$ .

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente elle sera implantée dans la zone I dont la pression de référence est :  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  donnée par le tableau 2.3 du RNVA99 (chapitre II).

**II.2.1.2. Effet de site : ( $K_T$ ,  $Z_0$ ,  $Z_{min}$  et  $\epsilon$ )**

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) à (IV), ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (catégorie III) donc d'après le tableau 2.4 (chapitre II) RNVA99 les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- Le facteur de terrain :  $K_T = 0,22$ .
- Le paramètre de rugosité :  $Z_0 = 0,3\text{m}$ . (Tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
- La hauteur minimale :  $Z_{min} = 8\text{m}$ .
- $\epsilon = 0,37$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_a$  (cf. chapitre III RNVA99).

**II.2.1.3. Coefficient topographique ( $C_t$ ) :**

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

Les types de site et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés dans le (tableau 2.5 Chapitre II RNVA99). Pour notre ouvrage on a un site plat, d'où le coefficient topographique est :  $C_t = 1$ .

**II.2.1.4. Coefficient dynamique ( $C_d$ ) :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les (figures III.1 à III.7 chapitre III RNVA99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNVA99.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment avec l'ossature en acier et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique  $C_d$  est donné par la figure III.1 et figure III.2 (chapitre III RNVA99) en fonction des dimensions de la structure et du sens du vent.

Direction du vent	h(m)	b(m)	d(m)	$C_d$
V1	8.09	23	40.25	0.92
V2	8.09	40.25	23	0.90

Tableau II.1 : Les valeurs de  $C_d$ .

**II.2.1.5. Détermination de la pression dynamique (qdym) :**

La structure est d'une hauteur de  $h=8.09m$  est inférieure à **10m**, pas lieu de subdiviser le maître-couple. (RNVA 99 chapitre 2 § 3.1.1).

**a) Détermination des coefficients de rugosité :**

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 (**2.15-chapitre II § 4.2 RNVA99**).

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = k_t \times \text{Ln} (z/z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = k_t \times \text{Ln} (z_{\min}/z_0) \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

Où :

- **KT** : facteur de terrain défini précédemment ( $KT = 0,22$ )
- **Z0** : paramètre de rugosité défini précédemment ( $Z0 = 0,3$ )
- **Zmin**: hauteur minimale définie précédemment ( $Z_{\min} = 8 \text{ m}$ ).
- **Z** : hauteur considérée ( $Z = 8.09m$ ).

**b) Détermination de coefficient d'exposition (Ce) :**

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  $C_a < 1.2$ ,  $C_e(z)$  est donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{2.13 : chapitre II § 3.3.2 RNVA99.}$$

**Tableau donnant les valeurs de Cr :**

$Z_i$ (m)	$Z_{\min}$ (m)	comparaison	$C_r$
6.23	8,00	$Z < Z_{\min}$	0.722
8.09	8.00	$Z < Z_{\min}$	0.725

**Tableau II.2 :** Les valeurs de  $C_r$ .

**Tableau donnant les valeurs de Ce et  $q_{dyn}$  :**

$Z_i$ (m)	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$q_{dyn}(n/m^2)$
6.23	0.722	1	1.633	612.375
8.09	0.725	1	1.642	615.75

**Tableau II.3 :** Les valeurs de la pression dynamique.

### II.2.2. Calcul des pressions :

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, du sens, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur de coefficient de pression est négative.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur de coefficient de pression est positive.

#### II.2.2.1. Vent sur façade principale (direction V1 et V4) :

##### a) Calcul des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

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

##### ➤ Parois verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5.1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5.1) pour déterminer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ , pour chaque direction du vent considérée.

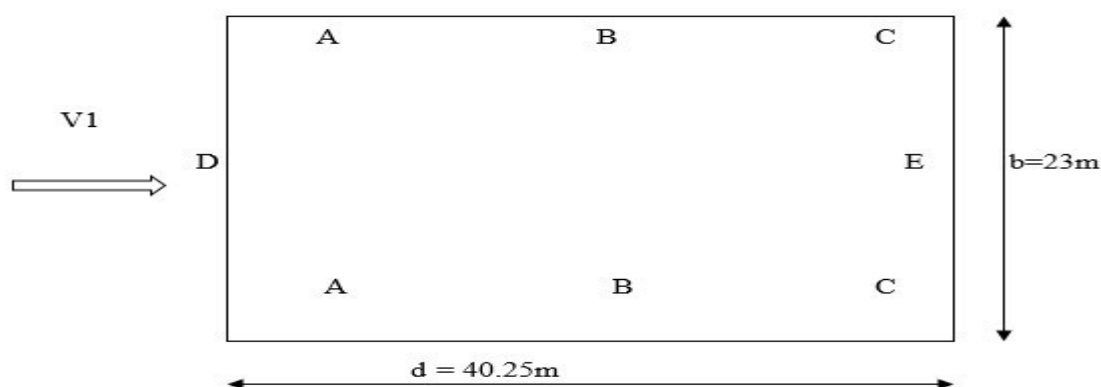


Figure II.2 : Vue en plan des zones de pression sens V1.

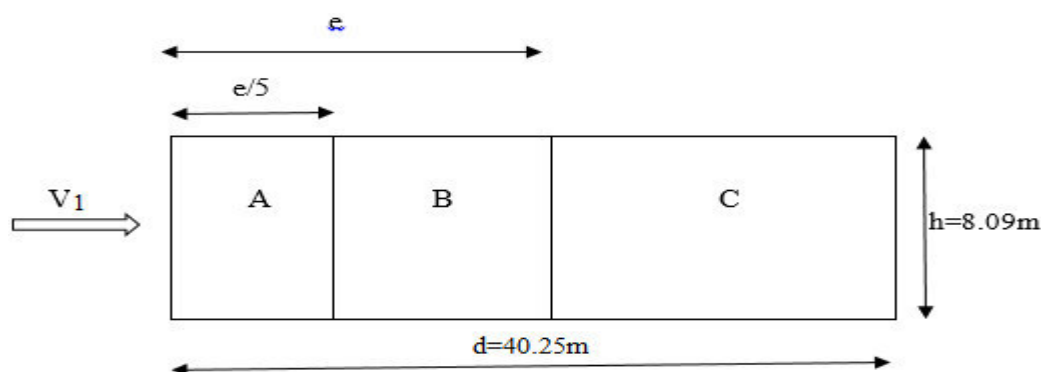


Figure II.3 : Vue en élévation des zones de pression sens V1.



Dans notre cas on a :

$$b = 23\text{m} ;$$

$$d = 40.25\text{m} ;$$

$$h = 8.09\text{m} ;$$

$$e = \min (b ; 2 \times h) ;$$

$$e = \min (23 ; 2 \times 8.09) ;$$

$$e = 16.08\text{m} \Rightarrow e < d ;$$

$$e/5 = 3.236\text{m} ;$$

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

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

On a tous 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 = (e/5×h)	B =(e-e/5)×h	C = (d-e)×h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m <sup>2</sup> )	26.179	104.717	194.726	186.07	186.07
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.4 : les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens v1.

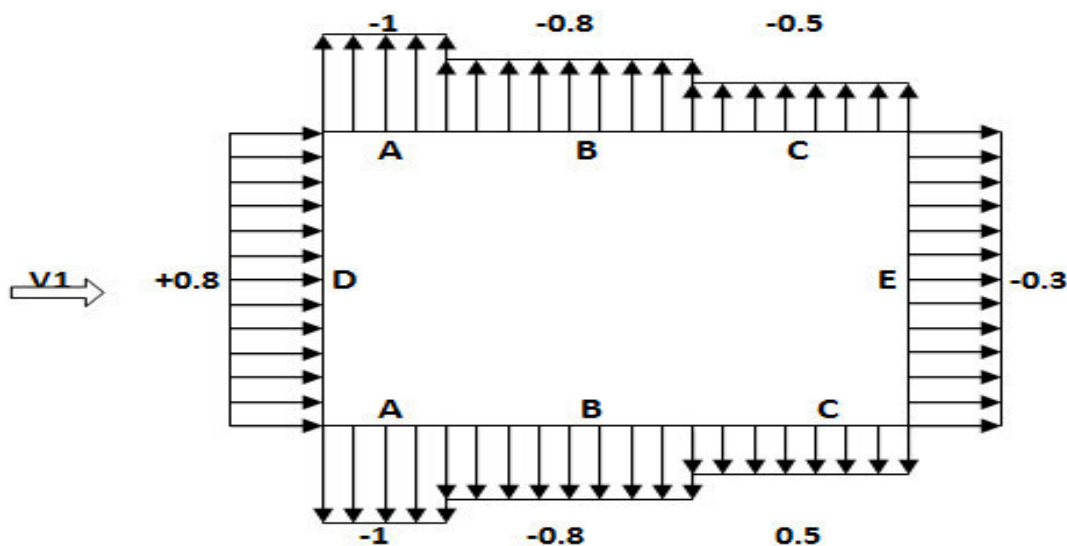


Figure II.4 :  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1.

➤ Toiture :

Dans notre cas la toiture est à deux versants avec une pente de  $10.2^\circ$  ce qui nous donne un angle de  $\alpha=10.2^\circ$  ; selon RNVA99 (§ 1.1.5 chapitre5) les différentes zones de pression F,G,H

et I sont représentées sur la figure suivante :

$b = 23\text{m}$  ;  $d = 40.25\text{m}$  ;  $h = 8.09\text{m}$  ;  $e = \min [b ; 2 \times h] = 16.18\text{m}$  ;  $e/4 = 4.045\text{m}$  ;

$e/10 = 1.618\text{m}$  ;  $e/2 = 8.09\text{m}$ .

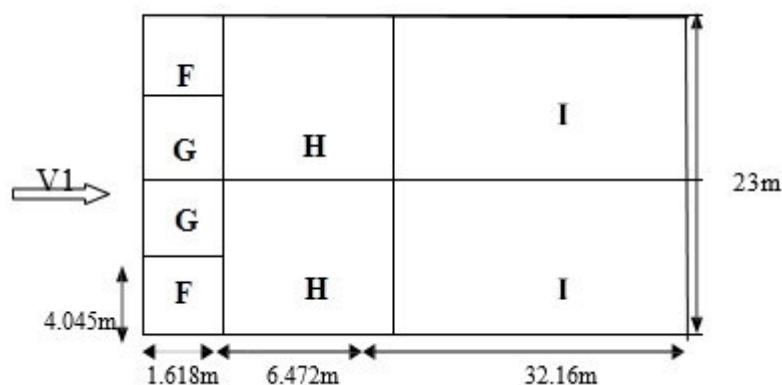


Figure II.5 : Zones de pression pour la toiture.

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 5.4 RNVA99 page 70, ( $\theta=90^\circ$ )

On a:  $S_F = 6.545\text{m}^2$ ,  $1\text{m}^2 < S_F < 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S)$

Les surfaces des parois (G, H, I) sont :  $S > 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$

Zone	$F=(e/4 \times e/10)$	$G=(e/2-e/4) \times e/10$	$H=b/2(e/2-e/10)$	$I=(b/2 \times (d-e/2))$
Surfaces ( $\text{m}^2$ )	6.545	12.062	74.428	369.84
$C_{pe}$	-1.564	-1.3	-0.648	-0.5

Tableau II.5 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V1.

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

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

L'indice de perméabilité est défini comme suit : (§ 2.1.1 chapitre 5 RNVA99)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a un bâtiment sans cloisons intérieures, donc  $C_{pi}$  est compris entre (0.8) et (0.5) (§ 2.2.1 chapitre 5 RNVA99)

➤ Les parois verticales :

- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Notre construction est un hangar de de production, selon le règlement RNVA99 la pression statique du vent  $q_j$  d'une construction de catégorie III et qui dépend de nombreux coefficients est donnée par la formule suivante :

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

**Dépression intérieure  $c_{pi} = -0.5$**

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
A	0.92	612.375	-1	-0.5	-0.5	-281.692
B	0.92	612.375	-0.8	-0.5	-0.3	-169.015
C	0.92	612.375	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	612.375	+0.8	-0.5	+1.3	732.4
E	0.92	612.375	-0.3	-0.5	+0.2	112.677

**Tableau II.6 :** Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec  $C_{pi} = -0.5$ .

- Les portes fermées :

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

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

**Surpression intérieure  $c_{pi} = +0.8$**

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
A	0.92	612.375	-1	0.8	-1.8	-1014.073
B	0.92	612.375	-0.8	0.8	-1.6	-901.416
C	0.92	612.375	-0.5	0.8	-1.3	-732.400
D	0.92	612.375	+0.8	0.8	0	0
E	0.92	612.375	-0.3	0.8	-1.1	-619.723

**Tableau II.7 :** Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec  $C_{pi} = 0,8$ .

➤ **Toiture :**

- Les portes ouvertes :

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5$$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

**Dépression intérieure  $c_{pi} = -0.5$**

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
F	0.92	615.75	-1.564	-0.5	-1.064	-602.745
G	0.92	615.75	-1,3	-0.5	-0.8	-453.192
H	0.92	615.75	-0.648	-0.5	-0.148	-83.841
I	0.92	615.75	-0,5	-0.5	0	0

**Tableau II.8 :** Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec  $C_{pi} = -0.5$ .

- Les portes fermées :

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

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Surpression intérieure  $c_{pi} = +0.8$

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
F	0.92	615.75	-1.564	+0.8	-2.364	-1339.182
G	0.92	615.75	-1,3	+0.8	-2.1	-1189.629
H	0.92	615.75	-0.648	+0.8	-1.448	-820.278
I	0.92	615.75	-0,5	+0.8	-1.3	-736.437

Tableau II.9 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi} = 0,8$ .

C) Force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent .

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  $V_1$  :  $b=23m$ ,  $d=40.25m$ ,  $h= 8.09m$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{40.25}{23} = 4.95m > 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{40.25}{8.09} = 1.75m < 3 \end{array} \right.$$

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

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

$$F_{fr} = (q_{dyn} (z_j) \times c_{fr,j} \times s_{fr,j})$$

Où :

- $q_{dyn}$  : (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique du vent à la hauteur  $h$  considérée.
- $s_{fr,j}$  : (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface considéré.
- $c_{fr,j}$  : Est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.
- $j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- $z_j$  : (en  $m$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$ .

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

Donc :  $C_{fr} = 0.04$

- **La toiture**

$$F_{fr \text{ toiture}} = 615.75 \times 0,04 [2 \times 11.5 / (\cos 10.2) \times 40.5]$$

$$F_{fr \text{ toiture}} = 23167.372 \text{ N}$$

- **La paroi verticale**

$$F_{fr \text{ parois verticales}} = 612,375 \times 0,04 [2 \times 6.23 \times 40.25] = 12284.610 \text{ N}$$

$$F_{FR} = 23167.372 + 12284.610 = 35451.982 \text{ N}$$

$$F_{FR} = 35.452 \text{ KN}$$

### II.2.2.2. Vent sur façade latérale (direction V2) :

a) **Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

➤ **Parois verticales :** (Figure V.1 chapitre V RNVA99)

Pour cette direction du vent on a ;

$$b = 40.25 \text{ m} ; d = 23 \text{ m} ; h = 8.09 \text{ m}$$

$$e = \min(40.25; 2 \times 8.09) = 16.08 \text{ m} \Rightarrow e < d; e/5 = 3.236 \text{ m}$$

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

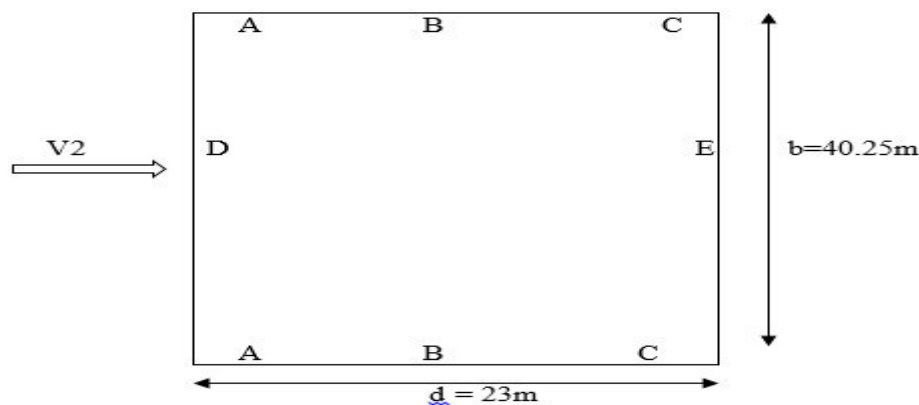


Figure II.6 : Vue en plan des zones de pression sens V2.

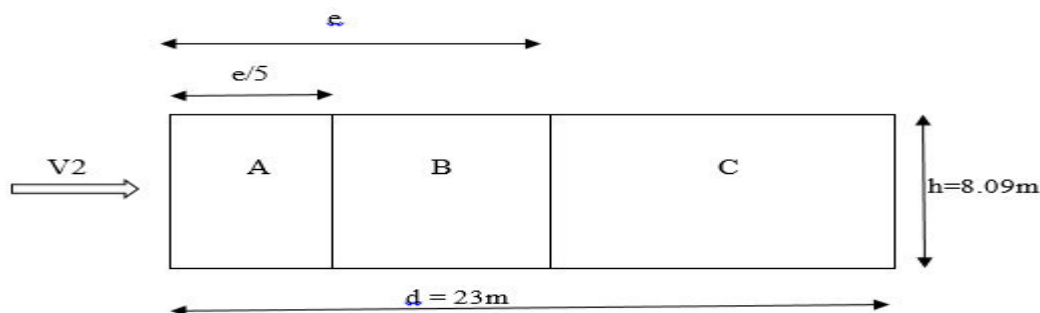


Figure II.7 : Vue en élévation des zones de pressions sens V2.

On a tous 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 = (e/5)×h	B =(e-e/5)×h	C = (d-e)×h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m <sup>2</sup> )	26.179	104.717	55.174	186.07	186.07
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.10 : les coefficients de pression C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de la paroi verticale sens V2.

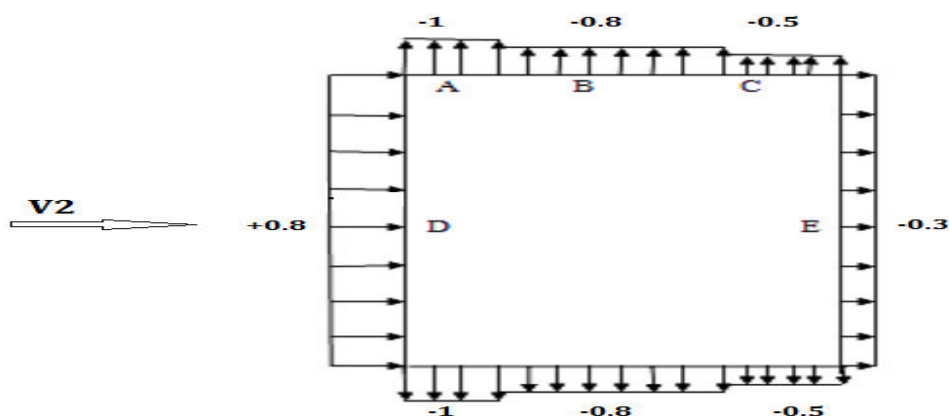


Figure II.8 : C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois verticale sens V2.

➤ La toiture :

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieures C<sub>pe</sub> 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 = 40.25m ; d = 23m ; h = 8.09m ; e = min [b ; 2h]= 16.18m ; e/4 = 4.045m ;  
e/10 = 1.61

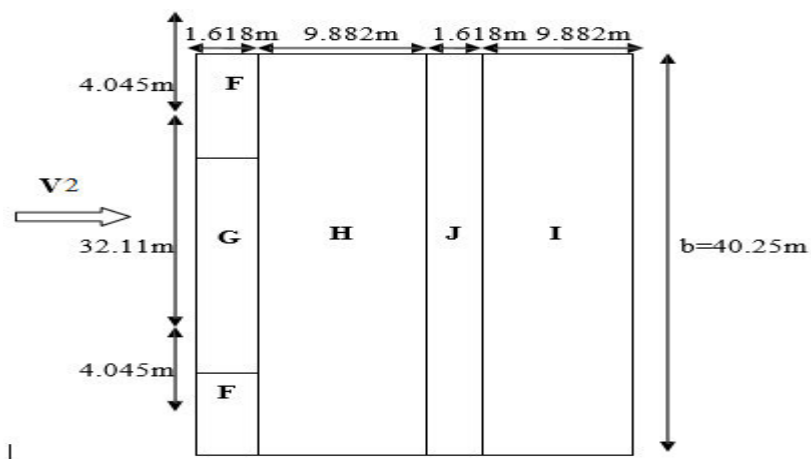


Figure II.9 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.

Les valeurs de C<sub>pe</sub> 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 ( $\theta=90^\circ$ )

On a :  $S_F = 6.545m^2$ ,  $1m^2 < S_F < 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S)$

Les surfaces des parois (G, H, I) sont :  $S > 10m^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$

Zone	$F=(e/4 \times e/10)$	$G=(e/2-e/4) \times e/10$	$H=b(d/2-e/10)$	$I=b(d/2-e/10)$	$J=e/10 \times b$
Surfaces (m <sup>2</sup> )	6.545	52.035	397.751	369.84	65.125
C <sub>pe</sub>	-1.460	-0.992	-0.444	-0.352	-0.664

Tableau II.11 : les coefficients de pression C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de la toiture.

b) calcul des coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

➤ Les parois verticales :

• Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0.719 \Rightarrow C_{pi} = -0.2$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Dépression intérieure C<sub>pi</sub> = -0.2

ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j,1</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A	0.9	612.375	-1	-0.2	-0.8	-440.91
B	0.9	612.375	-0.8	-0.2	-0.6	-330.682
C	0.9	612.375	-0.5	-0.2	-0.3	-165.341
D	0.9	612.375	+0.8	-0.2	1	551.137
E	0.9	612.375	-0.3	-0.2	+0.1	-55.113

Tableau II.12 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec C<sub>pi</sub> = -0.2.

• Les portes fermées :

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

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Surpression intérieure c<sub>pi</sub> = +0.8

ZONE	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j,1</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
A	0.9	612.375	-1	0.8	-1.8	-992.047
B	0.9	612.375	-0.8	0.8	-1.6	-881.82
C	0.9	612.375	-0.5	0.8	-1.3	-716.478
D	0.9	612.375	+0.8	0.8	0	0
E	0.9	612.375	-0.3	0.8	-1.1	-606.251

Tableau II.13 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec C<sub>pi</sub> = 0,8.

➤ Toiture :

• Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0.719 \Rightarrow C_{pi} = -0.2$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Dépression intérieure  $C_{pi} = -0.2$ 

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
F	0.9	615.75	-1.460	-0.2	+1.26	-698.261
G	0.9	615.75	-0.992	-0.2	-1.192	-438.907
H	0.9	615.75	-0.444	-0.2	-0.244	-168.469
I	0.9	615.75	-0.352	-0.2	-0.152	-84.235
J	0.9	615.75	-0.664	-0.2	-0.464	-257.137

**Tableau II.14 :** Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec  $C_{pi} = -0.2$ .

- Les portes fermées :

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

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Surpression intérieure  $C_{pi} = +0.8$ 

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1} [N/m^2]$
F	0.9	615.75	-1.460	+0.8	-2.26	-1252.436
G	0.9	615.75	-0.992	+0.8	-1.798	-993.082
H	0.9	615.75	-0.444	+0.8	-1.244	-689.394
I	0.9	615.75	-0.352	+0.8	-1.152	-638.410
J	0.9	615.75	-0.664	+0.8	-1.464	-810.204

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

## C) Force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent .

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  $V_2$  :  $b=40.25m$ ,  $d=23m$ ,  $h= 8.09m$  :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{23}{40.25} = 2.843m < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{23}{8.09} = 0.571m < 3 \end{cases}$$

Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement **Selon l'article 1.4.2 RNV.**

**II.2.2.3. Vent sur façade latérale (direction V3) :**

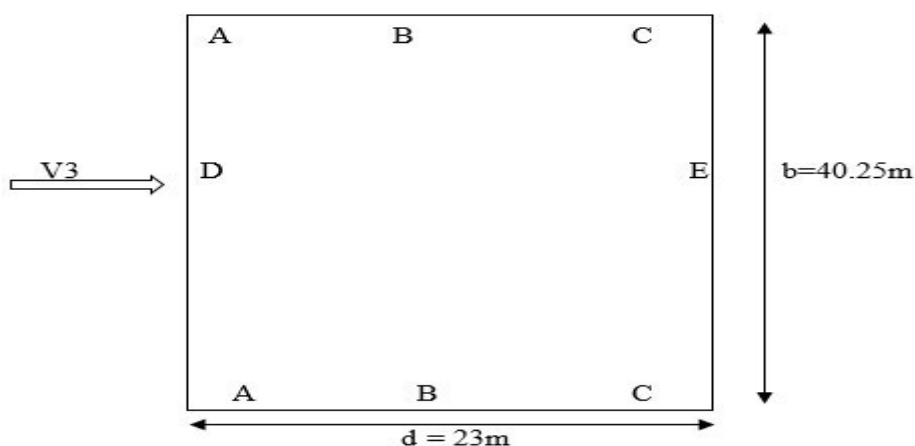
**a) Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

➤ **Parois verticales :** (Figure V.1 chapitre V RNVA99)

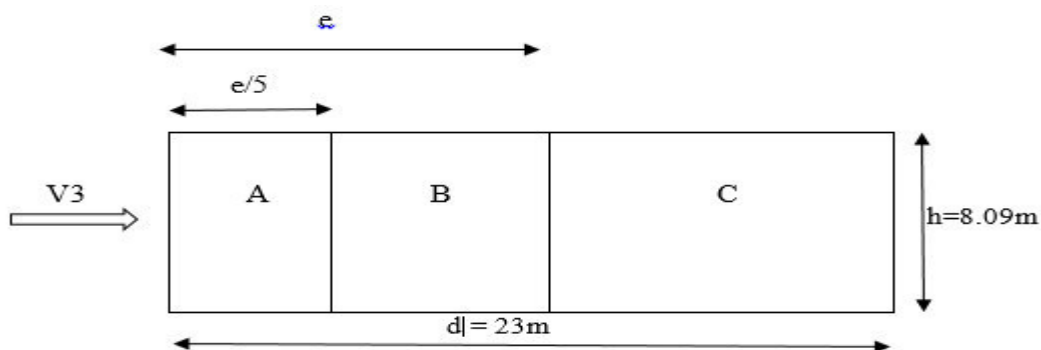
Pour cette direction du vent on a :  $b = 40.25m$  ;  $d = 23m$  ;  $h = 8.09m$

$e = \min(40.25; 2 \times 8.09) = 16.08m \Rightarrow e < d$ ;  $e/5 = 3.236m$ .

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



**Figure II.10 :** Vue en plan des zones de pression sens V3.



**Figure II.11 :** Vue en élévation des zones de pression sens V3.

On a tous les surfaces  $> 10m^2$  ; 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 = (e/5×h)	B =(e-e/5)×h	C = (d-e)×h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m <sup>2</sup> )	26.179	104.717	55.174	186.07	186.07
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.16 : les coefficients de pression C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de la paroi.

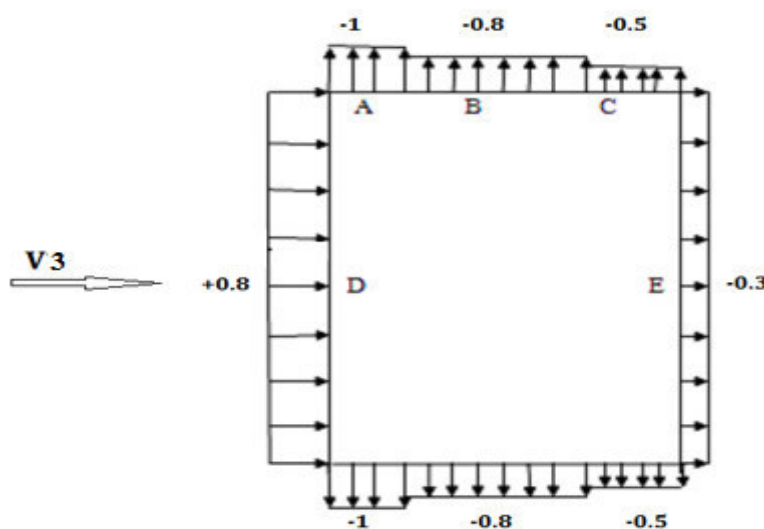


Figure II.12 : C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone de parois verticale sens V3.

➤ La toiture :

Pour les versants de toiture, les valeurs des coefficients de pressions extérieurs C<sub>pe</sub> sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du tableau 5.4 RNVA99 pour θ=0°.

On a : b = 40.25m ; d = 23m ; h = 8.09m ; e = min [b ; 2h]= 16.18m; e/4 = 4.045m;

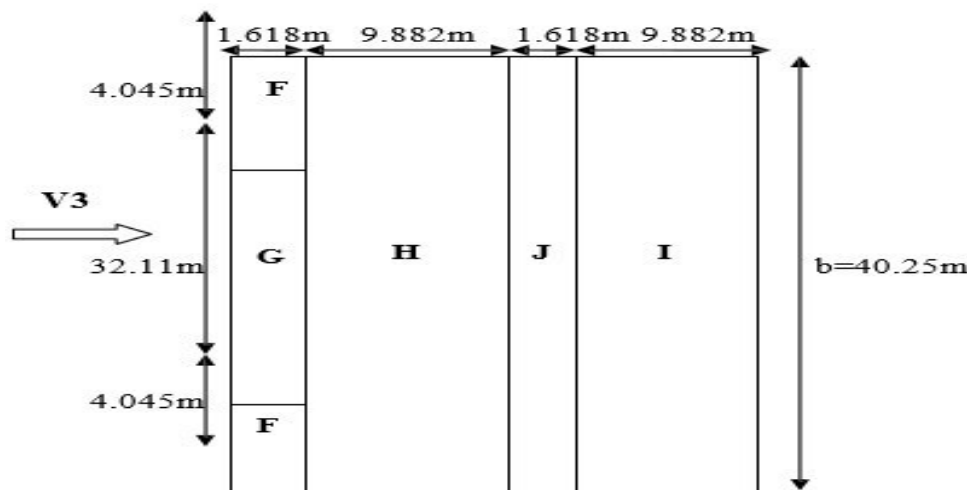


Figure II.13 : Répartition des zones de pression sur la toiture sens V3.

Les valeurs de C<sub>pe</sub> sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du tableau 5.4 RNVA99 (θ=90°)

On a: S<sub>F</sub> = 6.545m<sup>2</sup>, 1m<sup>2</sup> < S<sub>F</sub> < 10m<sup>2</sup> ⇒ C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,1</sub> + (C<sub>pe,10</sub> - C<sub>pe,1</sub>) × log(S)

Les surfaces des parois (G, H, I) sont : S > 10m<sup>2</sup> ⇒ C<sub>pe,1</sub> = C<sub>pe,10</sub>

Zone	$F=(e/4 \times e/10)$	$G=(e/2-e/4) \times e/10$	$H=b(d/2-e/10)$	$I=b(d/2-e/10)$	$J=e/10 \times b$
Surfaces (	6.545	52.035	397.751	369.84	65.125
$C_{pe}$	-1.460	-0.992	-0.444	-0.352	-0.664

Tableau II.17 : les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de la toiture.

b) calcul des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :

➤ Les parois verticales :

- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0.28 \Rightarrow C_{pi} = 0.5$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Surpression intérieure  $C_{pi} = 0.5$

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1}[N/m^2]$
A	0.9	612.375	-1	0.5	-1.5	-826.706
B	0.9	612.375	-0.8	0.5	-1.3	-716.478
C	0.9	612.375	-0.5	0.5	-0.1	-551.137
D	0.9	612.375	+0.8	0.5	0.3	165.341
E	0.9	612.375	-0.3	0.5	-0.8	-440.91

Tableau II.18 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec  $C_{pi} = 0.5$ .

- Les portes fermées :

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

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

Surpression intérieure  $C_{pi} = +0.8$

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1}[N/m^2]$
A	0.9	612.375	-1	0.8	-1.8	-992.047
B	0.9	612.375	-0.8	0.8	-1.6	-881.82
C	0.9	612.375	-0.5	0.8	-1.3	-716.478
D	0.9	612.375	+0.8	0.8	0	0
E	0.9	612.375	-0.3	0.8	-1.1	-606.251

Tableau II.19 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la paroi avec  $C_{pi} = 0.8$ .

➤ Toiture :

- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0.28 \Rightarrow C_{pi} = 0.5$

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

**Surpression intérieure  $c_{pi}=0.5$** 

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1}[N/m^2]$
F	0.9	615.75	-1.460	0.5	-0.96	-532.008
G	0.9	615.75	-0.992	0.5	-1.492	-826.829
H	0.9	615.75	-0.444	0.5	-0.944	-523.141
I	0.9	615.75	-0.352	0.5	-0.852	-472.157
J	0.9	615.75	-0.664	0.5	-1.164	-645.06

**Tableau II.20** : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec  $C_{pi} = 0.5$ .

- Les portes fermées :

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

(Figure V.15 chapitre V RNVA99)

**Surpression intérieure  $c_{pi} = +0.8$** 

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{j,1}[N/m^2]$
F	0.9	615.75	-1.460	+0.8	-2.26	-1252.436
G	0.9	615.75	-0.992	+0.8	-1.798	-993.082
H	0.9	615.75	-0.444	+0.8	-1.244	-689.394
I	0.9	615.75	-0.352	+0.8	-1.152	-638.410
J	0.9	615.75	-0.664	+0.8	-1.464	-810.204

**Tableau II.21** : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec  $C_{pi} = +0.8$ .**C) Force de frottement :**

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent .

Selon le paragraphe 1.4.2du 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  $V_2$  :  $b=40.25\text{m}$ ,  $d=23\text{m}$ ,  $h= 8.09\text{m}$  :

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{23}{40.25} = 2.843\text{m} < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{23}{8.09} = 0.571\text{m} < 3 \end{cases}$$

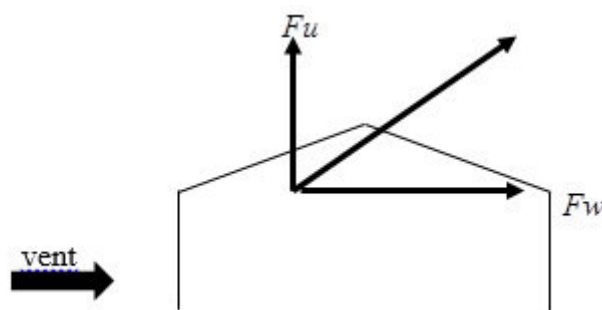
Condition non vérifiées alors on ne tiendra pas compte des forces de frottement **Selon l'article 1.4.2 RNV.**

### II.2.3 : Calcul des actions 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, Figure 2.10
- La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{frj}$$



**Figure II.14** : 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.

$F_{frj}$  : la force de frottement éventuelle.

➤ Direction du vent V1 et V4 :

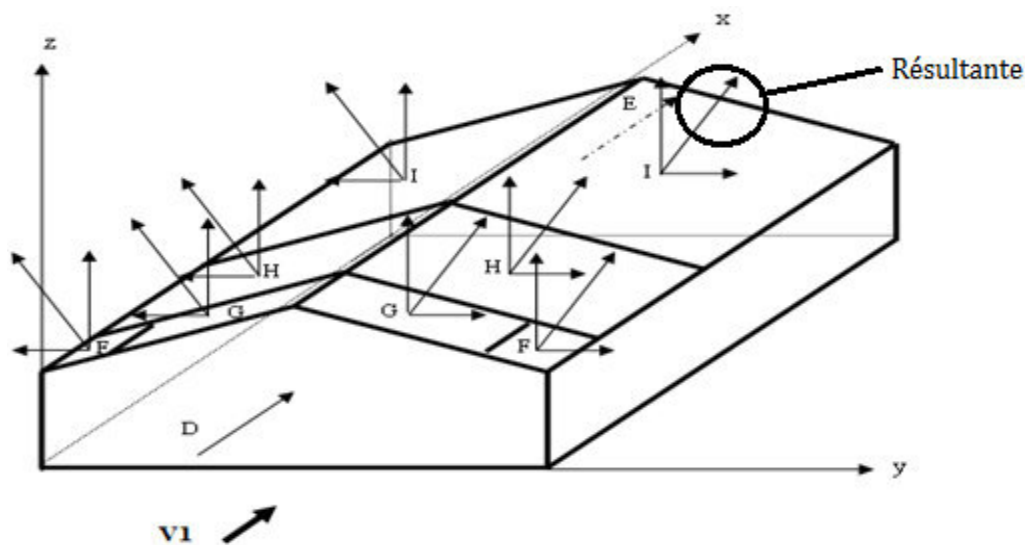
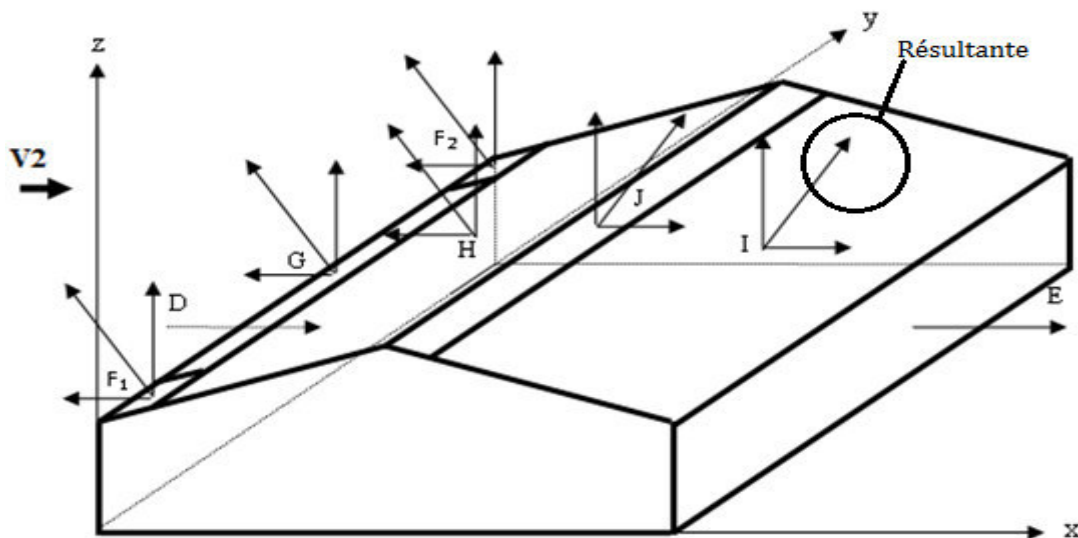


Figure II.15 : Représentation des surfaces sens du vent V1.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$[0 \times 186.07] \times 10^{-3} = 0$	0
E	$[-619.723 \times 186.07] \times 10^{-3} = -115.312$	0
F	0	$[-1339.182 \times 6.545] \times 10^{-3} = -8.765$
G	0	$[-1189.629 \times 12.062] \times 10^{-3} = -14.349$
H	0	$[-820.278 \times 74.428] \times 10^{-3} = -61.052$
I	0	$[-736.437 \times 369.84] \times 10^{-3} = -272.364$
F <sub>fr</sub>	35.452	0
<b>TOTAL</b>	<b>R<sub>x</sub> = -79.86</b>	<b>R<sub>z</sub> = -356.53</b>

Tableau II.22 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.

➤ Direction du vent V2 et V3 :



FigureII.16 : Représentation des surfaces sens du vent V2.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$[0 \times 186.07] \times 10^{-3} = 0$	0
E	$[-606.251 \times 186.07] \times 10^{-3} = -112.805$	0
F	0	$[-1252.436 \times 6.545] \times 10^{-3} = -8.197$
G	0	$[-993.082 \times 52.035] \times 10^{-3} = -51.675$
H	0	$[-689.994 \times 397.751] \times 10^{-3} = -274.207$
I	0	$[-638.410 \times 397.751] \times 10^{-3} = -253.928$
J	0	$[-810.204 \times 65.125] \times 10^{-3} = -52.765$
F <sub>fr</sub>	0	0
<b>TOTAL</b>	$R_x = -112.805$	$R_z = -640.772$

Tableau II.23 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2.

## II.3 Action de la neige :

### II.3.1 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.

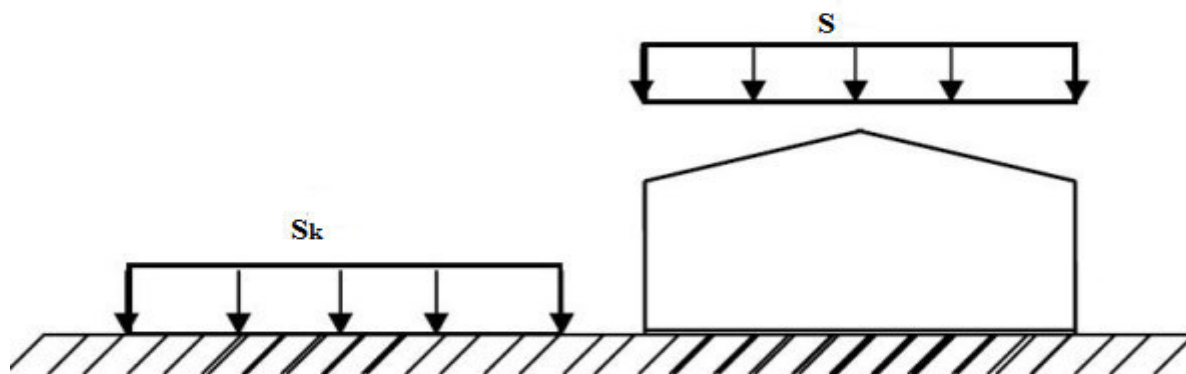


Figure II. 17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

### II.3.2 La charge de neige sur le sol :

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté à la commune de Akbou wilaya de Bejaïa qui est classée en zone A selon la classification de RNVA 99.
- L'altitude du projet est d'environ 180 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 :

Pour nous (Akbou) : H = 180 m [géographie de Oued Ghir - Wikipédia]

Donc ;

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 99 + 15}{100} = 0.276 \text{ kN/m}^2$$

### II.3.3. 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 :

$$0^\circ \leq \alpha \approx 10.2^\circ \leq 15^\circ$$

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



**II.3.4 Calcul des charges de neige sur la toiture :**

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

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

**Application numérique :**

$$S = 0.8 \times 0.276 = 0.221 \text{ Kn/ m}^2.$$

# *Chapitre III*

## *Pré dimensionnement*

**III.1 Introduction :**

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment qui se font par la condition de flèche et les vérifier par celle de résistance et de cisaillement.

**III.2. Calcul des pannes :**

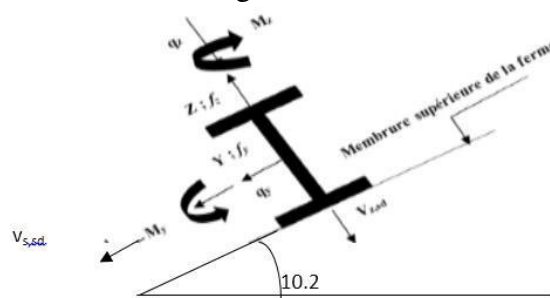
Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s’appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme (dans notre projet, les pannes reposent sur les traverses). Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont 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 formée à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieure à 6m.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud.

**III.2.1. Données du calcul :**

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L= 6m**, incliné d’un angle  $\alpha=10.2^\circ$  et dans l’entraxe « e » égale à **1.66m**.



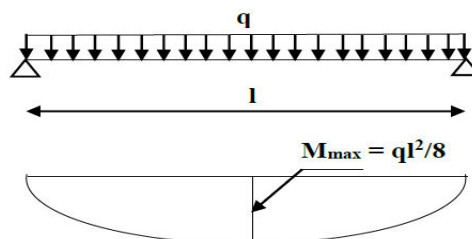
**Figure III.1 :** Position de la panne sur le versant et repérage des axes.

**III.2.2. Détermination des sollicitations :**

**III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :**

**a) Les charges permanentes (G) :**

- Poids propre des panneaux sandwichs T75..... 14.2kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre d’accessoire d’attache.... 4kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre de la pannes estimé.....12.9 kg/m.



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

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

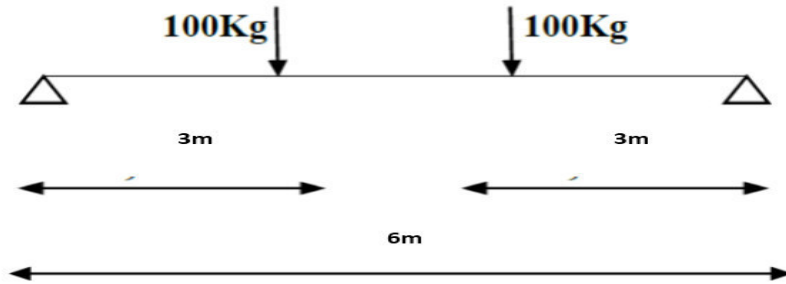
$e$  : espacement entre les pannes ( $e = 1,66\text{m}$ ).

$$G = [(14,2 + 4) \times 1,66] + 12,9 = 43,112\text{Kg/m}$$

$$G = 0,431\text{KN/m}$$

**b) Surcharges d'entretien (P) :**

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



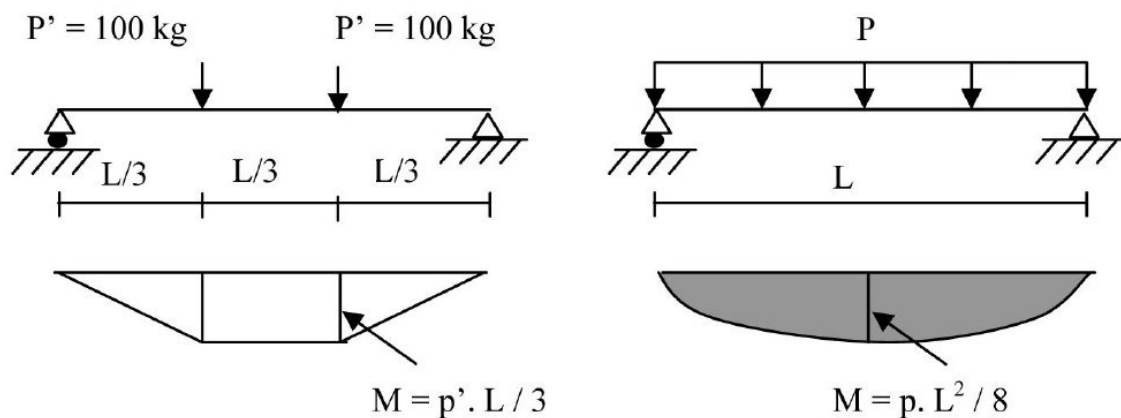
**Figure III.3 :** Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.

$$M_{\text{max}} = \frac{pl}{3}$$

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

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

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



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

$$M_{\text{max}} = \frac{P'.l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44\text{Kg / ml} \Rightarrow P = 0,444\text{KN/ml}$$

## c) Surcharges climatiques :

## • Surcharge du vent (W) :

Sollicitation extrême et le Cas du vent sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure  $C_{pi} = +0.8$  (zone : F).

$$W = -1.339 \text{KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -1.339 \times 1.66 = -2.223 \text{KN/m}$$

$$W = -2.223 \text{KN/m.}$$

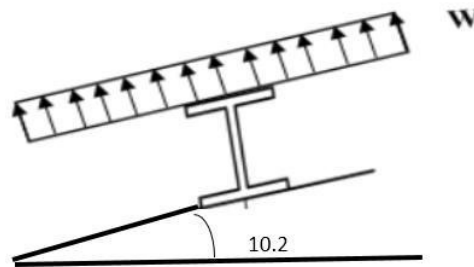


Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

## Surcharges de la neige (S) :

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

S : charge de la neige

Sur le sol :  $S_k = 0.276 \text{KN/m}^2$ .

Charge de la neige normal  $S = 0.221 \text{KN/m}^2$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0.221 \times 1.66 \Rightarrow S = 0.367 \text{KN/m.}$$

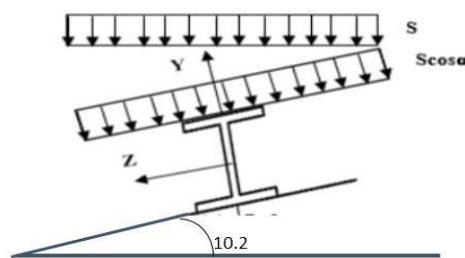


Figure III.6 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

## III.2.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables :

## a) Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 0.431 \text{KN/m;}$$

$$Q = 0.444 \text{KN/m;}$$

$$W = -2.223 \text{KN/m;}$$

$$S = 0.367 \text{KN/m.}$$

**b) Décomposition des charges :****Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.424 \text{KN/m};$$

$$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.437 \text{KN/m};$$

$$W_{ZZ} = W = -2.188 \text{KN/m};$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.361 \text{KN/m}.$$

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

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.076 \text{KN/m};$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.079 \text{KN/m};$$

$$W_{YY} = 0 \text{KN/m};$$

$$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.065 \text{KN/m}.$$

**III.2.2.3. Les combinaisons d'actions :****1) ELU :**

- **AXE Z-Z**

$$p_{UZ1} = G_{min} + 1.5W = 0.424 + 1.5 \times (-2.188) = -2.858 \text{ KN/ml}$$

$$p_{UZ2} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 0.424) + (1.5 \times 0.361) = 1.114 \text{ KN/ml}$$

$$p_{UZ3} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 Q_Z = (1.35 \times 0.424) + (1.5 \times 0.437) = 1.228 \text{ KN/ml}$$

- **AXE Y- Y :**

$$p_{UY1} = G_{min} + 1.5W = 0.076 - (1.5 \times 0) = 0.076 \text{ KN/ml}$$

$$p_{UY2} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.076) + (1.5 \times 0.065) = 0.200 \text{ KN/ml}$$

$$p_{UY3} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.076) + (1.5 \times 0.079) = 0.221 \text{ KN/ml}$$

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 :

$$q_{UZ1} = 1.25 \times (-2.858) = -3.573 \text{ KN/ml}$$

$$q_{UY3} = 1.25 \times 0.221 = 0.276 \text{ KN/ml}$$

**2) ELS:**

- **AXE Z-Z :**

$$p_{SZ1} = G_{min} + W = 0.424 - 2.188 = -1.764 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ2} = G_{Z,max} + S_Z = 0.424 + 0.361 = 0.785 \text{ KN/ml}$$

$$p_{SZ3} = G_{Z,max} + Q_Z = 0.424 + 0.437 = 0.861 \text{ KN/ml}$$

- **AXE Y- Y :**

$$p_{Sy1} = G_{min} + W = 0.076 - (1.5 \times 0) = 0.076 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy2} = G_{Y,max} + S_Y = 0.076 + 0.065 = 0.141 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Sy3} = G_{Y,max} + Q_Y = 0.076 + 0.079 = 0.155 \text{ KN/ml}$$

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 et on majore avec 1.25 :

$$q_{SZ} = 1.25 \times (-1.764) = -2.205 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Sy} = 1.25 \times 0.155 = 0.194 \text{ KN/ml}$$

**III.2.3. Principe de pré dimensionnement :**

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance

**III.2.3.1. Vérification à l'ELS (flèche) :**

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $f \leq f_{adm}$ .

- Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{5 \times Q \times L}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{2.05 \times Q \times \frac{l}{2}}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

**III.2.3.2. Vérification à l'ELU (résistance)**

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

**Vérification à la flexion déviée (biaxiale N=0) :**

classe (1) et (2)  $\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$  **5.35 Art 5. 4. 8. 1 rco3**

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

Avec :  $n = N_{sd} / N_{pl,rd} = 0$  ; donc :  $\beta = 1$   $M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Classe (3) :  $\frac{M_{y,sd}}{W_{ely} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{elz} \times f_{yd}} \leq 1$  tq  $f_y = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$  **5. 38 Art 5. 4. 8. 2 EC03**

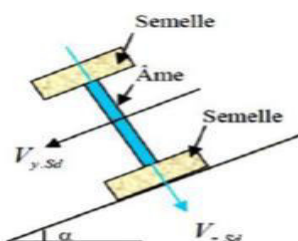
Classe (4) :  $\frac{M_{y,sd}}{W_{effy} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{effz} \times f_{yd}} \leq 1$  tq  $f_y = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$  **5. 40 Art 5. 4. 8. 3 EC03**

**b. Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$
 **5.20 Art 5 . 4. 6 EC03**

Sections en I ou en H laminées, effort parallèle à l'âme l'aire de cisaillement  $A_v$  :

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf.$$



**Figure III.7 : Plan de cisaillement.**

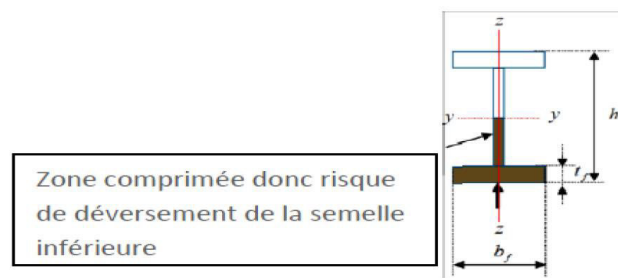
- A** : aire de la section transversale
- b** : largeur hors tout.
- d** : hauteur l'âme.
- h** : hauteur hors tout.
- r** : rayon du congé de raccordement.
- tf** : épaisseur de semelle.
- tw** : épaisseur d'âme

**c. 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 (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure)



**Figure III.8 :** Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

**La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :**

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

$\beta_w = 1$  : Pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$  : Pour les sections de classe (3).

$\beta_w = \frac{W_{effy}}{W_{ply}}$  : Pour les sections de classe (4).

$M_{b,rd}$  : Moment résistant au déversement.

$M_{sdy}$  : Moment sollicitant.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement



**III.2.4. Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :  
On considère que les pannes sont simplement appuyées uniformément charger.

$$f_z \leq f_{adm} \text{ Avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.205 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 590.625 \text{ cm}^4$$

En choisie préliminaire un profilés est un IPE180 avec les caractéristiques géométrique suivantes :

$$\begin{aligned} -I_y &= 1317 \text{ cm}^4 \quad -h = 180 \text{ mm} \quad -d = 146 \text{ mm} \quad -W_{ely} = 146.3 \text{ cm}^3 \\ -I_z &= 100.81 \text{ cm}^4 \quad -b = 91 \text{ mm} \quad -r = 9 \text{ mm} \quad -W_{elz} = 22.16 \text{ cm}^3 \\ -A &= 23.9 \text{ cm}^2 \quad -t_w = 5.3 \text{ mm} \quad -A_{vz} = 11.3 \text{ cm}^2 \quad -W_{ply} = 166.4 \text{ cm}^3 \\ -G &= 18.8 \text{ kg/m} \quad -t_f = 7.4 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 15.3 \text{ cm}^2 \quad -W_{plz} = 34.6 \text{ cm}^3 \\ G &= [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times (e)] + P_{\text{panne}} \\ G &= [(14.2 + 4) \times 1.66] + 18.8 = 30.21 \text{ kg/m} \\ G &= 30.21 \text{ KN/m.} \\ G_{zz} &= G \cos \alpha = 0.453 \text{ KN/m} \\ G_{yy} &= G \sin \alpha = 0.081 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Si on ajoute le poids propre de l'IPE160 dans la vérification de  $f_y$  c'est-à-dire dans  $q_{s,y}$  on aura :  $q_{s,y} = 1,25 \times (0.081 + 0.155) = 0,295 \text{ KN/m}$ .

$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times EI_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 0.295 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 79.02 \text{ cm}^4 \quad \text{L'IPE180 est vérifiée à l'ELS}$$

Le calcul à l'ELS considère l'IPE180 comme suffisant car la flèche est vérifié dans les deux directions y et z.

**Remarque :**

On remarque que le choix du profilé IPE180 satisfaire la condition de flèche dans les deux directions y et z sans l'utilisation des liernes.

A titre pédagogique on étudie le cas, ou on utilise des liernes au milieu des pannes dans l'axe de faible inertie ( $I_z$ ), sachant que la condition de flèche est vérifié dans cette direction, puisque on sait que les liernes sont utilisées dans le cas où la flèche n'est pas vérifié dans cette direction (aussi on peut augmenter la section du profile si cette condition n'est pas vérifié).

**III.2.5. Dimensionnement des pannes :**

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

### III.2.6 Les combinaisons de calcul :

#### Combinaison à l'Etat. Limite. Ultime :

##### ▪ AXE Z-Z

$$p_{Uz1} = G_{min} + 1.5W = 0.453 - 1.5 \times 2.188 = -2.829 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz2} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 S_z = (1.35 \times 0.453) + (1.5 \times 0.361) = 1.153 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uz3} = 1.35 G_{z,max} + 1.5 Q_z = (1.35 \times 0.453) + (1.5 \times 0.437) = 1.267 \text{ KN/ml}$$

##### ▪ AXE Y-Y

$$p_{Uy1} = G_{min} + 1.5W = 0.081 - (1.5 \times 0) = 0.081 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy2} = 1.35 G_{y,max} + 1.5 S_y = (1.35 \times 0.081) + (1.5 \times 0.065) = 0.207 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy3} = 1.35 G_{y,max} + 1.5 Q_y = (1.35 \times 0.081) + (1.5 \times 0.079) = 0.227 \text{ KN/ml}$$

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 :

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.829 = -3.536 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.227 = 0.284 \text{ KN/ml}$$

#### III.2.6.1. Détermination des sollicitations :

##### a) Moments :

➤ Sous le vent (W) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.829 = -3.536 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.081 = 0.101 \text{ KN/ml}$$

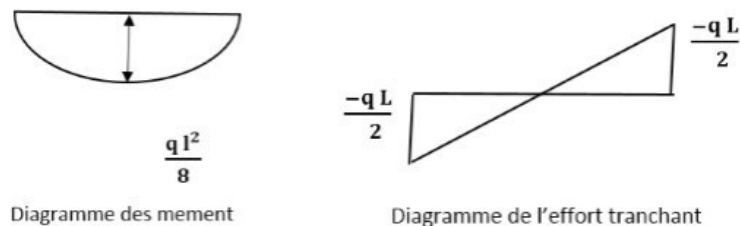


Figure III.9 : Sollicitation dans les pannes

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.536 \times 6^2}{8} = -15.912 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0.101 \times (6)^2}{8} = 0,455 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.267 = 1.584 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.227 = 0.284 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.584 \times 6^2}{8} = 7.128 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0.284 \times (6)^2}{8} = 1.278 \text{ KN.m}$$

➤ Sous la charge de neige (S) :

$$q_{Uz} = 1.25 \times 1.153 = 1.441 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.207 = 0.259 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1.441 \times 6^2}{8} = 6.485 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0.259 \times (6)^2}{8} = 1.166 \text{ KN.m}$$

**b) Efforts tranchants :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times -2.829 = -3.536 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.227 = 0.284 \text{ KN/ml}$$

$$V_z = \frac{q_{Uz} \times l}{2} \Rightarrow \frac{-3.536 \times 6}{2} = -10.608 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_{Uy} \times l}{2} \Rightarrow \frac{0.284 \times 6}{2} = 0.852 \text{ KN}$$

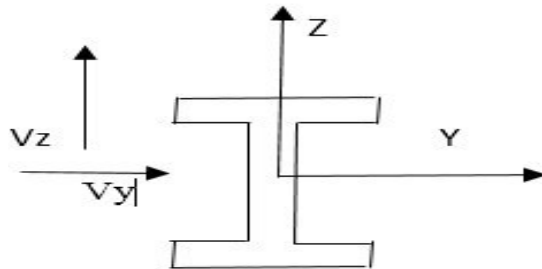


Figure III.10 : La position de l'effort tranchant.

**III.2.6.2. Vérification de la résistance des pannes (ELU) :**

**a. vérification de la condition de moment :**

▪ **Classe de la section :**

**Classe de la semelle :(semelle comprimée (IPE180))**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{91}{8} = 5.69 \leq 10\epsilon \Rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

▪ **Classe de l'âme :(âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \Rightarrow \frac{146}{5} = 29.2 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01.

Le calcul est en plasticité :  $\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$  **EC03Art 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 :  $\beta=1$

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

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 8.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3.536 \times 6^2}{8} = -15.912 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \times (l)^2}{8} = \frac{0.101 \times (6)^2}{8} = 0.455 \text{ KN}$$

Alors :  $\left[ \frac{-15.912}{39.104} \right]^2 + \left[ \frac{0.455}{8.13} \right]^1 = 0,22 < 1$  **Vérifiée**

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} \quad \text{EC3 Art 5.4.6}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11.3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 153.32 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{15.3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 207.59 \text{ KN}$$

Avec :

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

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$V_{z.sd} = -10.608 \text{ KN} < V_{plz} = 153.32 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 0.852 \text{ KN} < V_{ply} = 207.59 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

**c) Vérification au déversement :**

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \alpha_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC03 Art 5.5.2}$$

$M_{rdy}$  : 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'élanement 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 = 3m

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

$C_1= 1.132$        $C_2= 0.459$        $C_3= 0.525$       (tableau F.1.2 EC03)

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

$Z_g = Z_a - Z_s$

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

$$\begin{cases} Z_a = -8cm & \text{sous l'action du vent.} \\ Z_a = 8cm & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$Z_g = Z_a - Z_s = -8cm$ .

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 3)^2} \left\{ \begin{aligned} & \left[ \frac{1}{1} \right]^2 \times \left[ \frac{0.396}{68.3} + \frac{3^2 \times 0,4 \times 3.6}{3,14^2 \times 68.3} + (0,459 \times (-0,08))^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ & - (0,459 \times (-0,08)) \end{aligned} \right\}$$

$M_{cr} = 35.427KN.m$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166.4 \times 10^{-6} \times 235}{35.42 \times 10^{-3}}} = 1.10$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.10 > 0.4 \Rightarrow$  Donc il y a risque de déversement.

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

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

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.10$  Donc :  $\alpha_{LT} = 0,727$

$$M_{b,rd} = 0.727 \times 1 \times \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 25.84 KN.m$$

$M_{b,rd} = 25.84 KN.m > M_{sdy} = 15.912 KN.m$       vérifier

$\Rightarrow$  La stabilité de la panne vis à vis du déversement est donc vérifiée.

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

### III.3. Calcul des liernes :

#### III.3.1. Définition :

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

III.3.2. Dimensionnement des liernes :

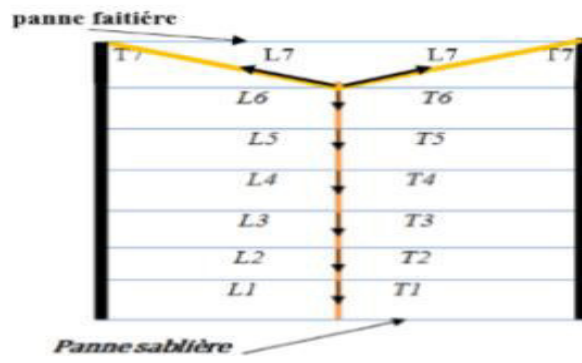


Figure III.11 : efforts de traction dans les liernes

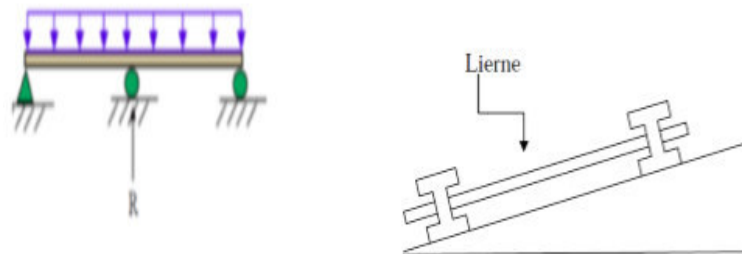


Figure III.12 : Schéma statique des pannes dans le cas d'escistance des lierne

III.3.2.1 : Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du lierne :

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

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.46 \sin 10.2 = 0.081 \text{ KN/m}$$

$$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.444 \sin 10.2 = 0.079 \text{ KN/ml}$$

$$p_{Uy} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 Q_Y = (1.35 \times 0.081) + (1.5 \times 0.079) = 0.228 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.228 = 0.285 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3m$$

$$R = 0.285 \times 3 = 0.855 \text{ KN}$$

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

$$T1 = R/2 = 0.428 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 0.428 + 0.855 = 1.283 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 1.283 + 0.855 = 2.138 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$T4 = T3 + R = 2.138 + 0.855 = 2.993 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L5 :

$$T5 = T4+R = 2.993+ 0.855 = 3.848\text{KN}$$

- Effort dans les diagonales L6 :

$$T6 = T5+R = 3.848 + 0.855 = 4.703 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L7 :

Avec :  $\theta = 28.81^0$

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

$$T7 = T6 / 2 \sin 28.81^0$$

$$T7 = 4.880 \text{ KN}$$

### III.3.2.2 Calcul de la section des liernes :

- Le tronçon le plus sollicité est T7.

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

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

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

$$A \geq \frac{1 \times 4.880}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.208 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{40} \geq 0.208 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.208}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.515 \text{ cm}$$

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

### III.4. Pré dimensionnement des traverses :

#### III.4.1. Généralité :

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

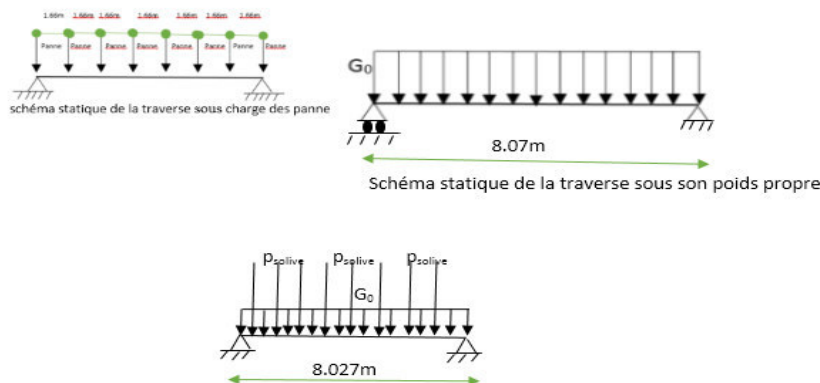


Figure III.13 : Schéma de la traverse sous charge cumulées

#### III.4.2. Evaluation des charges et surcharge :

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

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) T75.....14.2 Kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre d'accessoire d'attache.....4 Kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre de la panne (IPE180).....18.8 Kg/m.
- Poids propre de la traverse estime.....88.3 Kg/m.

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

$$G_p = [(14.20 + 4) \times 6] + 88.3 + 18.8 = 216.3 \text{ Kg/ml} = 2.163 \text{ KN/ml}$$

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

$$S = 0.221 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.221 \times 1.66 \Rightarrow S = 0.367 \text{ KN/m.}$$

**c) Décomposition des charges :**

▪ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 2.129 \text{ KN/m.}$$

$$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.361 \text{ KN/m.}$$

▪ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.383 \text{ KN/m ;}$$

$$S_{YY} = S \sin = 0.065 \text{ KN/m.}$$

**III.4.3. Combinaison de charge :**

1) **ELS :**

▪ **AXE Z-Z :**

$$p_{SZ2} = G_{Z,max} + S_Z = 2.129 + 0.361 = 2.49 \text{ KN/ml}$$

▪ **AXE Y- Y :**

$$p_{SY2} = G_{Y,max} + S_Y = 0.383 + 0.065 = 0.448 \text{ KN/ml}$$

$$q_{SZ} = 1.25 \times 2.49 = 3.112 \text{ KN/ml}$$

$$q_{SY} = 1.25 \times 0.448 = 0.56 \text{ KN/ml}$$

**Condition de la flèche :**

$$f_z \leq f_{am} = \frac{l}{200} = \frac{802.7}{200} = 4.014 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{SZ} \times l^4}{f_{am} \times E \times 384} = \frac{5 \times 3.112 \times 10^{-2} \times 802.7^4}{4.014 \times 21000 \times 384} \geq 1995.698 \text{ cm}^4$$

On prend HEA240 ( $I_y = 7763.2 \text{ cm}^4$ )

G = chargement + poids propre de l'HEA240

$$G = 2.133 + 0.603 = 2.736 \text{ kn/m}$$

Profile	H	B	$t_w$	$t_f$	A	$I_y$	$I_z$	Wply	Wplz
	Cm	Cm	Cm	Cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
HEA240	23	24	0.75	1.2	76.8	7763.2	2768.9	744.6	351.7

**Tableau III.1 :** tableau de profile HEA240

2) **ELU :**

**La combinaison de charge :**

▪ **AXE Z-Z :**

$$p_{UZ} = 1.35 G_{Z,max} + 1.5 S_Z = (1.35 \times 2.129) + (1.5 \times 0.361) = 3.416 \text{ KN/m}$$



▪ **AXE Y- Y**

$$p_{Uy} = 1.35 G_{Y,max} + 1.5 S_Y = (1.35 \times 0.383) + (1.5 \times 0.065) = 0.615 \text{KN/ml}$$

$$q_{Uz} = 1.25 \times 3.416 = 4.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.615 = 0.768 \text{ KN/ml}$$

La formule de vérification est donnée par :

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

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

$$M_{sdy} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{4.27 \times 8.027^2}{8} = 34.39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_y \times (L)^2}{8} = \frac{0.768 \times (8.027)^2}{8} = 6.185 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{PLr dy} = \frac{W_{PLY} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744.6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 174.981 \text{kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{PLr dz} = \frac{W_{PLz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{351.7 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 82.650 \text{kn}$$

$$\left( \frac{34.39}{174.981} \right)^2 + \left( \frac{6.185}{82.650} \right)^1 = 0.113 < 1 \quad \text{Vérifier}$$

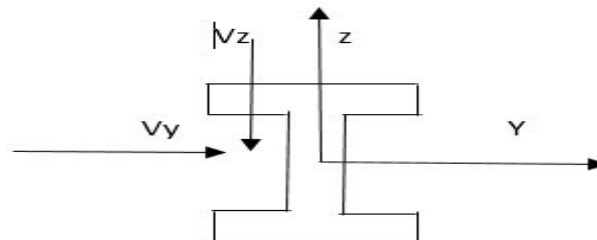
**III.4.4. Efforts tranchants :**

$$q_{Uz} = 1.25 \times 3.416 = 4.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Uy} = 1.25 \times 0.615 = 0.768 \text{ KN/ml}$$

$$V_z = \frac{q_{Uz} \times l}{2} \Rightarrow \frac{4.27 \times 8.027}{2} = 17.138 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_{Uy} \times l}{2} \Rightarrow \frac{0.768 \times 8.027}{2} = 3.082 \text{KN}$$



**Figure III.14 :** La position de l'effort tranchant.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{EC3 Art 5.4.6}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25.2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 341.707 \text{KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{59.7 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 8099.935 \text{KN}$$

Avec :

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

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$V_{z,sd} = 17.138 \text{ KN} < V_{plz} = 341.907 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 3.082 \text{ KN} < V_{plz} = 8099.935 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{On voit bien que } V_{z.sd} < V_{plz} \quad \text{Et } V_{y.sd} < V_{ply}$$

Donc la résistance des traverses au cisaillement est vérifiée

### Vérification de la flèche a L'ELS :

G = chargement + poids propre de l'HEA240

$$G = 2.163 + 0.603 = 2.766 \text{ kN/m}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 2.722 \text{ kN/m};$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.489 \text{ kN/m};$$

#### ▪ AXE Z-Z :

$$p_{sz} = G_{z,max} + S_z = 2.722 + 0.361 = 3.083 \text{ KN/ml}$$

#### ▪ AXE Y- Y :

$$p_{sy} = G_{y,max} + S_y = 0.489 + 0.065 = 0.554 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.25 \times 3.083 = 3.854 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = 1.25 \times 0.554 = 0.693 \text{ KN/ml}$$

### Condition de la flèche :

$$f_z \leq f_{am} = \frac{l}{200} = \frac{802.7}{200} = 4.014 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{3.854 \times 10^{-2} \times 802.7^4}{21000 \times 7763.2} = 1.277 \leq f_{am} = 4.014 \text{ cm...Vérifier}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_y \times l^4}{E \times I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{0.693 \times 10^{-2} \times 802.7^4}{21000 \times 2768.9} = 0.644 \leq f_{am} = 4.014 \text{ cm...Vérifier}$$

### III.4.5. 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 **HEA240** est vérifié.

### III.5. Calcul de l'échantignolle :

#### III.5.1. Définition :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent).

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

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

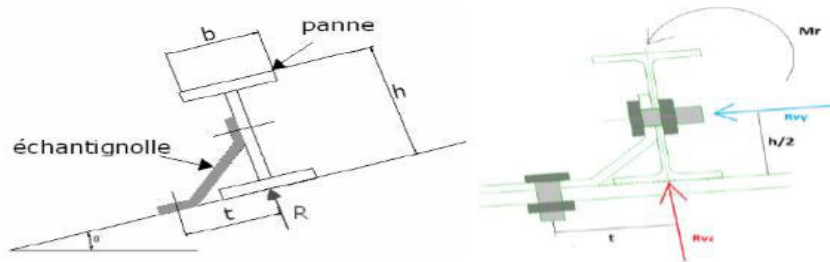


Figure III.15 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

Pour un HEA240 :  $b = 24\text{cm}$  et  $h = 23\text{cm}$

$23\text{cm} \leq t \leq 36\text{cm}$ , on adopte  $t = 29.5\text{cm}$

### III.5.2. Détermination des sollicitations :

#### III.5.2.1. Combinaison du calcul :

Sous la combinaison :  $G \times \cos\alpha - 1.5 W$  (la plus défavorable)

$$q_{zu} = -G \times \cos\alpha + 1,5W = 0.453 + (1,5 \times (-2.188)) = -2.829 \text{KN/m}$$

Charge revenant à la panne et en tenant compte de la continuité :

$$Q_{zu} = 1,25 \times (-2.829) = -3.536 \text{ KN/m}$$

#### III.5.2.2. Calcul des réactions :

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

$$R = q_{zu} \times L = 3.536 \times 6 = 21.216 \text{KN}$$

$$R = 21.216 \text{KN.}$$

#### III.5.2.3. Calcul du moment de renversement :

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

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

Avec :

$$MR = R \times t$$

$$\text{Pour notre HEA240 : } MR = R \times t = 21.216 \times 0.295 = 6.259 \text{KN.m}$$

$$MR = 6.259 \text{KN.m}$$

$M_{\text{pliage}}$  : 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).

$$M_{\text{pliage}} = (W_{\text{ely}} \times F_Y) / \gamma M_0 \geq MR \Rightarrow W_{\text{ely}} \geq (\gamma M_0 \times MR) / f_y$$

$$W_{\text{ely}} \geq (\gamma M_0 \times MR) / F_Y = (1 \times 6.259 \times 10^2) / 23.5 = 26.634 \text{cm}^3$$

#### III.5.2.4. Epaisseur de l'échantignolle:

Pour une section rectangulaire :  $W_{\text{ely}} = (a \times e^2) / 6$

$$W_{\text{ely}} = (a \times e^2) / 6 \Rightarrow e \geq \sqrt{(6 \times 26.634) / 24} = 1.490 \text{ cm soit : } e = 15 \text{mm}$$

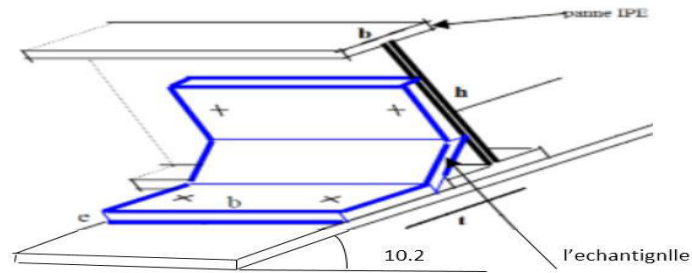


Figure III.16 : détails de l'échantignolle (vue en 3D)

### III.6. 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.

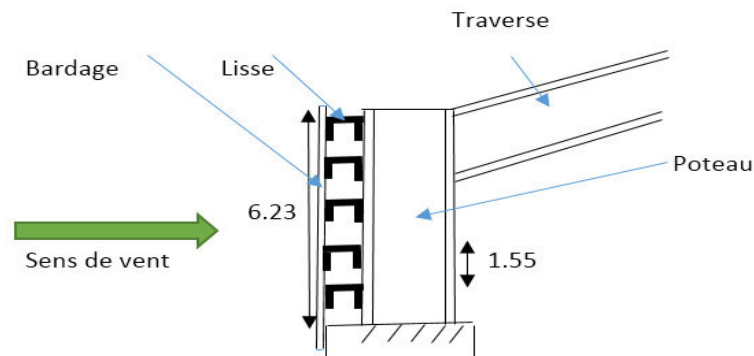


Figure III.17 : Disposition des lisses de bardage.

#### III.6.1. 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.

#### III.6.2. Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e=1.55\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.

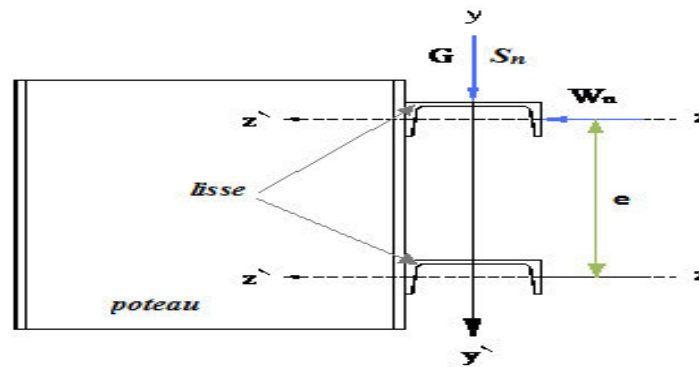
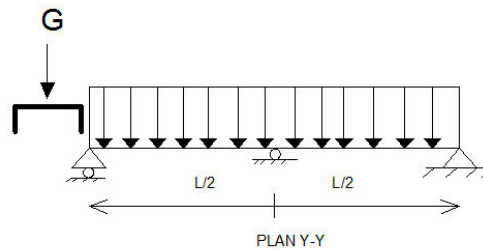


Figure III.18 : disposition des lisses

III.6.3. 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)**

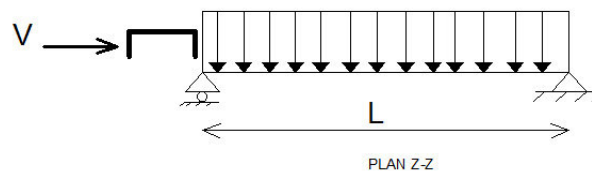


Figure III.19 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

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

Poids propre du panneau sandwich T75 ..... 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

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

$$G_p = [(10.9 + 4) \times 1.55] + 9.82 = 32.915 \text{Kg /ml}$$

$$G_p = 0.329 \text{KN /ml}$$

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

$W = -1.014 \text{KN/m}^2$  (voir chapitre 2 tableau 2.8)  
 D'où:  $W = 1.014 \times e = 1.014 \times 1.55 = 1.572 \text{KN/ml}$

**1) Charges appliquées à l'ELU :**

$$q_{wu} = 1.25 \times (1.5 \times W) = 1.25 \times (1.55 \times 1.572) = 2.948 \text{ KN/ml}$$

**2) Charges appliquées à l'ELS :**

$$q_{ws} = q_{wu} / 1.5 = 1.653 \text{ KN/ml}$$

**III.7. Pré dimensionnement des lisses :**

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

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.653 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 442.768 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 140**

Ses caractéristiques sont :

$$-I_y = 600 \text{ cm}^4 \quad -h = 140 \text{ mm} \quad -d = 98 \text{ mm} \quad -W_{ely} = 85.6 \text{ cm}^3$$

$$-I_z = 78.8 \text{ cm}^4 \quad -b = 65 \text{ mm} \quad -r = 10 \text{ mm} \quad -W_{elz} = 18.2 \text{ cm}^3$$

$$-A = 18.4 \text{ cm}^2 \quad -t_w = 5 \text{ mm} \quad -A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad -W_{ply} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$-G = 14.5 \text{ kg/m} \quad -t_f = 9 \text{ mm} \quad -A_{vy} = 11.7 \text{ cm}^2 \quad -W_{plz} = 33.2 \text{ cm}^3$$

**Le poids propre réel G**

$$G_p = [(10.9 + 4) \times 1.55] + 14.5 = 37.595 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 0.376 \text{ KN /m}$$

**III.7.1. Vérification à l'état limite ultime :****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 :

$$M_y = \frac{q_{wu} \times L^2}{8} = \frac{-2.948 \times 6^2}{8} = 13.266 \text{ KN.m}$$

Sous l'effet des charges verticales permanentes :

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

$$q_v = 1.25 \times [1.35 \times (0.329)] = 0.555 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = \frac{q_v \times l^2}{8} = \frac{0.555 \times 6^2}{8} = 2.498 \text{ KN.m}$$

Puisque L'UPE 140 est de classe 01.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 23.218 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.2 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 7.802 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Alors : } \left[ \frac{13.266}{23.218} \right]^2 + \left[ \frac{2.498}{7.802} \right]^1 = 0.647 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section **UPE140** est vérifiée à l'ELU

Donc la résistance des sections est vérifiée.

**III.7.2. Vérification au cisaillement :**

$$V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z = \frac{q_{wu} \times L}{2} = \frac{2,948 \times 6}{2} = 8,844 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8,25 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 111,933 \text{ KN} \Rightarrow V_z \leq V_{plz}$$

L'effort tranchant est vérifié

**III.7.3. 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  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(c)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{I_z}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{78,8}{2,07}}{(1,88)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{78,8}{\frac{14}{0,9}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 26,0038$$

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

$$\lambda_I = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9 \times \varepsilon$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{26,0038}{93,9} \right) \times [1]^{0.5} = 0,277 < 0,4 \text{ La vérification au déversement est inutile.}$$

**III.7.4. Vérification à l'état limite de service :**

- **AXE Z-Z**

$$f_z = \frac{5 \times 1,583 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 600} = 2,214 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

- **AXE Y-Y**

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{Avec } f_y = \frac{5 \times q_v \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,411 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 78,8} = 4,191 \geq f_{adm} = 3 \text{ cm non vérifiée}$$

Donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

- Vérifier la flèche selon Y-Y

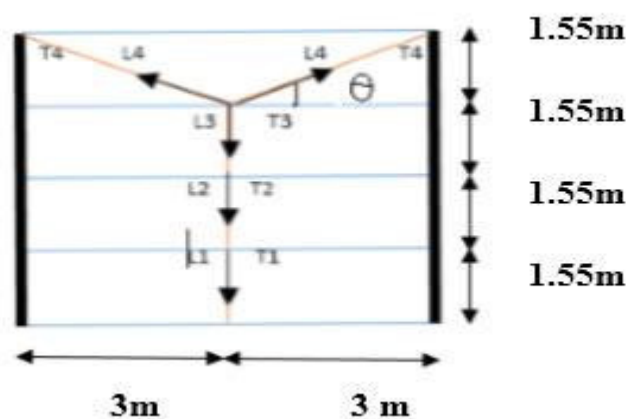
$$f_y \leq f_{adm} \text{ Avec } f_y = \frac{2.05 \times q_v \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.411 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 78.8} = 0.107 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ vérifiée}$$

**Conclusion** : on choisit pour toutes les lisses un **UPE 140**.

### III.7.5. 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 III.20** : disposition des liernes

#### a) Calcul de l'effort de tractions dans la lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :

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

$$G_p = [(10.9 + 4) \times 1.55] + 14.5 = 37.56 \text{ Kg /ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times [1.35 \times (0.376)] = 0.635 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.635 \times 3 = 1.905 \text{ KN}$$

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

$$T1 = R/2 = 0.953 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 2.858 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 4.763 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctan 0.52 \Rightarrow \theta = 27.067^\circ$$

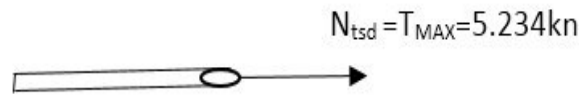
$$2 T4 \sin \theta = T3$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 27.067^\circ$$

$$T4 = 5.234 \text{ KN}$$



**b) Calcul de la section des liernes :**



- Le tronçon le plus sollicité est T4.
- Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :  $N_{tsd} \leq N_{pl}$ .

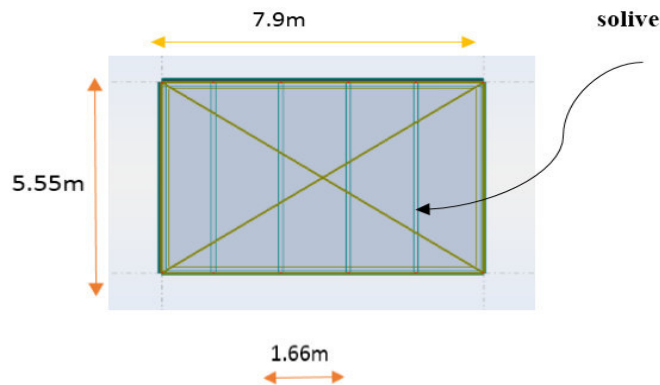
Avec :  $N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{mo} \times N_{tsd}}{f_y}$

$A \geq \frac{1 \times 5.234}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.223 \text{ cm}^2$

$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.223 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.223}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.533 \text{ cm}$

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

**III.8. Pré dimensionnement des solives :**



**Figure III.21 :** disposition des solives

➤ **Plancher mixte :**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive :  $L=5.55\text{m}$

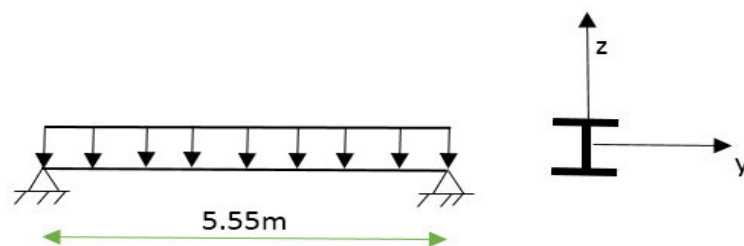
Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1.533\text{m}$

$G=4.65 \text{ Kn/m}^2$

$Q=2.5 \text{ Kn/m}^2$

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$q_s = (G+Q) \times e_{solive} = (4.65+2.5) \times 1.533 = 10.961 \text{ kn/m}$



**Figure III.22 :** schémas statique de la solive

**ELS :**

Il faut vérifier :  $f_{cat} \leq f_{ad}$

$$\text{Avec : } f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times 10.961 \times 5.55^3}{2.1 \times 384} = 2323.692 \text{ cm}^4$$

soit un IPE220 avec  $I_y = 2771.8 \text{ cm}^4$

### III.9. Pré dimensionnement des sommiers (poutre principale) :

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.

#### Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier :  $L = 7.9 \text{ m}$

Entre axe des sommiers :  $e_{sommier} = 5.55 \text{ m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1.533 \text{ m}$

Charges permanentes du plancher :  $G = 4,65 \text{ KN/m}^2$

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

Poids de la solive :  $G_{solive} = 0,262 \text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \cdot e_{sommier} = 0,262 \times 5.55 = 1.454 \text{ Kn}$$

#### a) Vérification de la flèche :

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

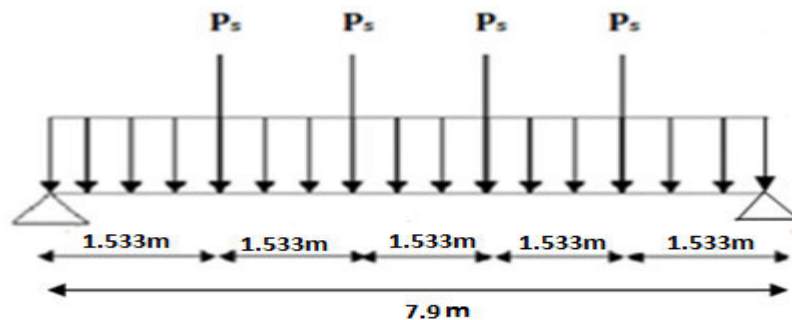


Figure III.23 : Schéma statique du sommier.

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

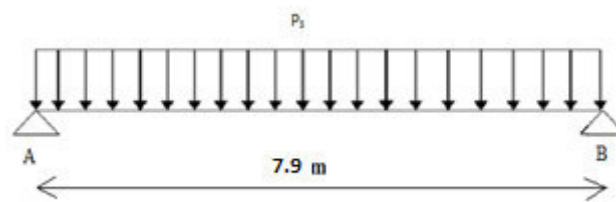


Figure III.24 : Sommier sous charge répartie.

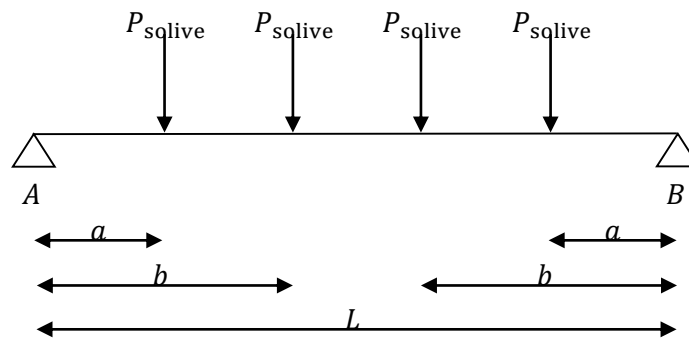
**a) Combinaisons de charges :**

$$P_s = (G + Q) e_{\text{sommier}} = (4.65 + 2.5) \times 5.55 = 39.683 \text{ Kn/m}$$

Il faut vérifier que :  $f_{\text{call}} = \frac{5 P_s L^4}{384 E I_{y1}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$I_{y1} = 250 \frac{5 P_s \times L^3}{384 E} = 250 \frac{5 \times 39.683 \times (5.55)^3}{384 \times 2.1} = 30328.104 \text{ cm}^4$$

**Cas N°2 :** on considère le sommier soumis à 4 charges concentrées  $P_{\text{solive}}$ .



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  $a = 0.766 \text{ m}$  et  $b = 2.3 \text{ m}$

$$I_{y2} = 250 \frac{1.454}{24 \cdot 2.1 \cdot 7.9} [0.766(3 \times 7.9^2 - 4 \times 0.766^2) + 2.3 (3 \times 7.9^2 - 4 \times 2.3^2)]$$

$$I_{y2} = 667.708 \text{ cm}^4$$

$$\text{Finalement : } I_y = I_{y1} + I_{y2} = 667.708 + 30328.104 = 30995.812 \text{ cm}^4$$

On choisit : **HEB320**

**a) Classe de la section :**

➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 20,5} = 7,31 < 10 \epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \Rightarrow \frac{225}{11,5} = 19,66 < 72 \epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc l'**HEB320** est de classe 1

**b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **La flèche :**

$$P_s' = P_s + G_{\text{profil}} = 39.683 + 1,27 = 40.953 \text{ Kn/m}$$

**Cas N°1 :** Charge répartie

$$f_i = \frac{5}{384} \frac{40.953 \cdot 7.9^4}{2,1 \times 30823,5} \cdot 10^2 = 3.209 \text{ cm}$$

**Cas N°2 : Charge concentrée**

$$f_2 = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_{y2}} [ a ( 3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2 ) + b ( 3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2 ) ] = 0,0004 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f = 3.209 + 0,0004 = 3.209 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{790}{250} = 3.16 \text{ cm} \rightarrow \text{N'est pas vérifié}$$

On augmente la section à un **HEB340**,  $I_Y = 36660 \text{ cm}^4$

$$P_s' = P_s + G_{profil} = 39.683 + 1.34 = 41.023 \text{ Kn/m}$$

**Cas N°1 : Charge répartie**

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{41.023 \cdot 7.9^4}{2,1 \times 36660} \cdot 10^2 = 2.702 \text{ cm}$$

**Cas N°2 : Charge concentrée**

$$f_2 = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_{y2}} [ a ( 3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2 ) + b ( 3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2 ) ] = 0,0004 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f = 2.702 + 0,0004 = 2.702 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{790}{250} = 3.16 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

**a) Vérification de la résistance :****Cas N°1 : Charge répartie**

$$P_u = 1,35(G \cdot e_{sommier} + G_{profil}) + 1,5Q \cdot e_{sommier}$$

$$P_u = 1,35 (4.65 \times 5.55 + 1.34) + 1.5 \times 2.5 \times 5.55$$

$$P_u = 57.462 \text{ Kn/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{57.462 \times 7.9^2}{8} = 448.28 \text{ Kn.m}$$

**Cas N°2 : Charge concentrée**

$$P'_{solive} = P_{solive} = 1.454 \text{ Kn/m}$$

$$M_{sd2} = P'_{solive} (a + b) = 4.458 \text{ kn.m}$$

Finalement, le moment max est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 452.73 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2408 \times 23,5}{1} = 565.88 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée.

**a) Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2P'_{solive} = \frac{57.462 \times 7.9}{2} + 2 \times 1.454 = 229.883 \text{ Kn}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{56.09 \times 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 761.014 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 229.883 \text{ Kn} < V_{PL,Rd} = 761.014 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **HEB 320** comme sommier pour le plancher.

### III.10. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tient compte de la nature de leur liaison aux poutres. En principe les poteaux seront encastres en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnés à l'ELU en compression simple. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface

(7.8x3.02) m<sup>2</sup> niveau 1 planche mezzanine (planche mixte)

(7.66x3.02) m<sup>2</sup> niveau 2 toiture

- **Les charges permanentes :**

Poids de planche mezzanine (planche mixte) : 4.65KN/m<sup>2</sup>

Poids de toiture : 0.182KN/m<sup>2</sup>

Poids de la poutre porteuse : 1.34KN/m

Poids des solives : 0.262 KN/m

Poids de la poutre secondaire : 0.715 KN/m

Poids de la traverse : 0.603 KN/m

Poids de la panne : 0.158KN/m

- **Les charges d'exploitation :**

Poids de planche mixte : 2.5KN/m<sup>2</sup>

Poids de planche toiture : 1KN/m<sup>2</sup>

Les poteaux Pré dimensionnement à l'ELU en compression simple

Le Pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$N_{MAX}$  : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges

A : section du poteau

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité

#### III.10.1. Détermination de $N_{MAX}$ par la descente de charges :

Le poteau le plus sollicité :

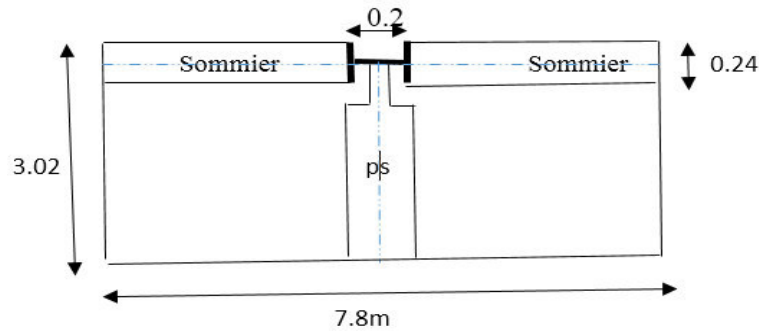


Figure III.25: l'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité.

**a) Planche terrasse inaccessible :**

- Poids de la toiture terrasse :

$$0.182 \times (7.66 \times 3.02) = 4.210 \text{ kn}$$

- poids de la poutre principale (traverse) :

$$0.603 \times (1 \times (3.6 + 3.9)) = 4.583 \text{ kn}$$

- Poids des pannes :

$$0.158 \times (4 \times 3.02) = 1.909 \text{ kn}$$

- surcharges d'exploitation

$$1 \times (7.66 \times 3.02) = 23.133 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G \text{ toiture} = 10.702 \text{ kn} \\ N_Q \text{ toiture} = 23.133 \text{ kn} \end{cases}$$

**b) Planche mezzanine (planche mixte) :**

- Poids du plancher :

$$4.65 \times (7.8 \times 3.02) = 109.535 \text{ kn}$$

- poids de la poutre principale (sommier) :

$$1.34 \times (1 \times (3.65 + 3.95)) = 10.184 \text{ kn}$$

- Poids de la poutre secondaire :

$$0.715 \times (2.78 + 0.24) = 2.159 \text{ kn}$$

- poids propre des solives :

$$0.262 \times (4 \times 2.78) = 2.913 \text{ kn}$$

- surcharges d'exploitation

$$2.5 \times (7.8 \times 3.02) = 58.89 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_G \text{ mixte} = 124.256 \text{ kn} \\ N_Q \text{ mixte} = 58.89 \text{ kn} \end{cases}$$

**III.10.2. Pré dimensionnement :**

✓ poteau niveau 2 :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N = (1.35 \times 10.702) + (1.5 \times 23.133) = 49.147 \text{ kn}$$

$$N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{MAX} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{49.147 \times 1.1 \times 10}{235} = 2.3 \text{ cm}^2$$

On adopte un HEA300

## ✓ poteau niveau 1 :

Dans ce cas l'effort repris par les poteaux est :

$$N_G = N_{G \text{ toiture}} + N_{G \text{ etage}} + \text{poids HEA300}$$

$$N_G = 12.742 + 120.436 + 0. = 134.061 \text{kn}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ toiture}} + N_{Q \text{ etage}}$$

$$N_Q = 58.89 + 23.133 = 82.023 \text{kn}$$

L'effort est donné par la combinaison suivante :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N = (1.35 \times 134.061) + (1.5 \times 82.023) = 304.017 \text{kn}$$

Vérification la condition suivante :

$$N_{MAX} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{MAX} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{304.017 \times 1.1 \times 10}{235} = 14.230 \text{cm}^2$$

On adopte un HEA340 avec  $A = 133.5 \text{cm}^2$

### III.12. Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :

Section	Poteau	Sommier	Solive	Poutre secondaire
RDC	HEA340	HEB340	IPE220	HEB200
1 <sup>er</sup> étage	HEA340	HEB340	IPE220	HEB200

Tableau III.2 : Récapitulation des sections adoptées .

# *Chapitre IV*

## *Étude du plancher mixte*



## IV.1. Introduction :

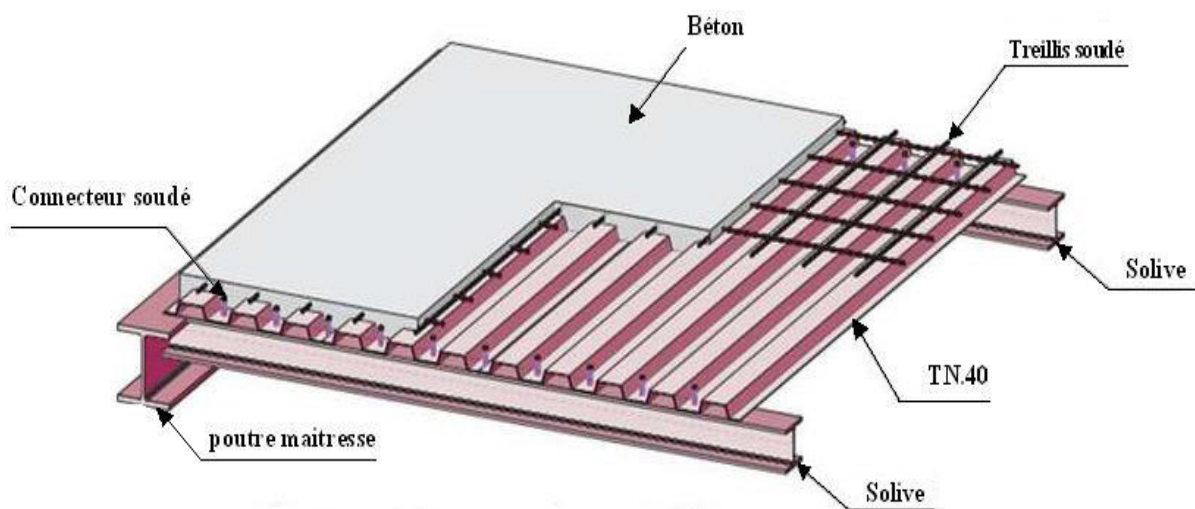
Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- 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.

## IV.2. Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :



**Figure IV.1:** Schéma des composants du plancher mixte.

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

### 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:**

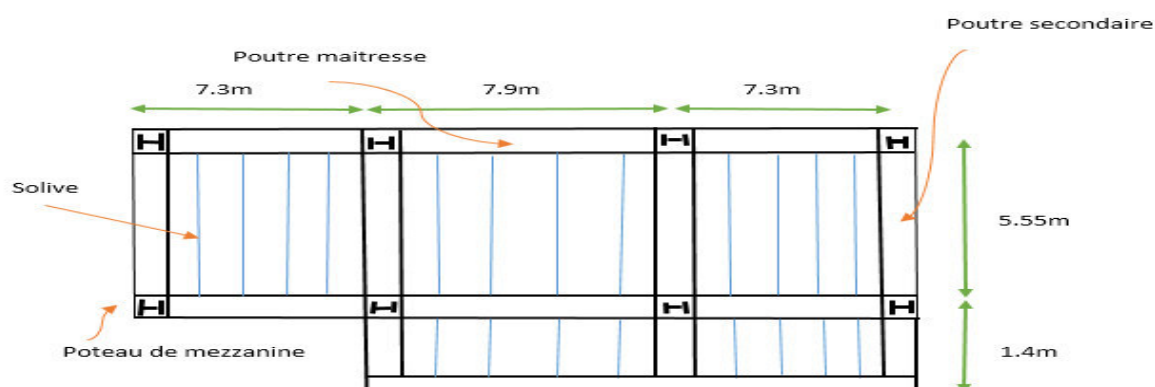
Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation
- Finition

**IV.3. Etude de la dalle collaborant :****IV.3.1 Disposition des solives :**

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur figure ci-après :

- distance entre les solives est  $e=1,533\text{m}$
- la longueur de solive est  $l=5,55\text{m}$
- Dalle de compression d'épaisseur  $(h_c+h_p)=10\text{cm}$



**Figure IV.2 :** Plan de repérage et d'orientation des poteaux et disposition des solives.

**IV.3.2 Caractéristique des éléments constructifs :****a) L'acier :**

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) :  $E_a=21.10^4\text{Mpa}$
- La limite élastique de traction :  $f_y= 235\text{Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement :  $\tau_e = 0,58$

**b) Le béton :**

Pour les plancher, on utilise un béton C25/30 d'épaisseur ( $e=10\text{cm}$ ) qui ont les caractéristique suivantes :

- La résistance caractéristique à la comprissions :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- La masse volumique :  $\rho = 2500\text{Kg}/\text{m}^3=25\text{KN}/\text{m}^3$
- Le coefficient de retrait du béton :  $\varepsilon = 2.10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) :  $n = \frac{E_a}{E_B}=15.$

**IV.4. 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	3.89
	Mortier de pose	2	0.2	
	Lit de sable	3	0.54	
	Tôle TN40	4	0,15	
	Dalle en béton armé	6	2.5	

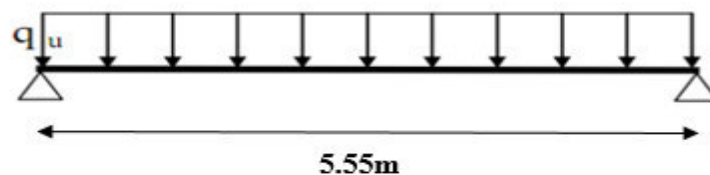
**Tableau IV.1 :** Evaluation des charges permanentes.

**b) Les surcharges d'exploitation(Q) :**

Plancher courant :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (usage de bureaux)

**IV.5. Vérification des solives :**

D'après le calcul qu'on a fait dans le chapitre III (pré dimensionnement des solives) en a trouver un **IPE220**.



**Figure IV.3 :** Schéma statique de la solive.

**IV.5.1. Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- poids propre du profilé(IPE220).....gp = 0.262 KN/m.
- poids propre du béton frais ..... Gb = 0,1.25 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>
- poids propre de la tôle ..... Gt =0.15KN/m<sup>2</sup>
- surcharge de construction (ouvrier)..... Qc = 1.00 KN/m<sup>2</sup>

**a. vérification de la résistance à l'ELU :**

Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35Gt + 1,5 \cdot Q).1,533$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0.262 + (1,35 \cdot 2,5 + 1,35 \cdot 0,15 + 1,5 \cdot 1.00) \cdot 1,533$$

$$q_u = 8.138 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

- **Condition de résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{8,138 \cdot (5,55)^2}{8} = 31,334 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{285,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 67.069 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 31.334 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 67.069 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance}$$

- **Détermination de la classe de la section du profilé :**

Le choix de l'IPE220 nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir du tableau donné dans l'Eurocode 3, les calculs s'effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon \rightarrow \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \rightarrow \text{Tel que } \epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

Donc l'âme est de section 1

Pour la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 \leq 10\epsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

-Il est le plus économique par rapport aux calculs élastiques

**b. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$

Ou :  $V_{rd}$  : effort tranchant résistant de la section.

$A_{vZ}$  : aire de cisaillement.

$$A_v = a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 15.91 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.138 \times 5.55}{2} = 22.583 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15.91 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1} = 215.863 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22.583 \text{KN} < 0.5V_{plRd} = 107.932 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

**c. vérification de la flèche en service :**

Combinaison de charge :

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q) \cdot 1,533$$

$$q_s = 0,262 + (2,5 + 0,15 + 1,00) \cdot 1,533$$

$$q_s = 5,857 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{555}{200} = 2,775 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 5,857 \cdot 5,55^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 2772} = 1,243 \text{ cm}$$

$$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

**Danc :**

Toutes les conditions sont vérifiées, la section n'a pas besoin d'un étayement en phase de construction et il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'effet de mare.

**IV.5.2. Phase finale :**

L'entraxe des solives est :  $e_{solive} = 1.533 \text{ m}$

Le béton durci donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- poids propre du profilé (IPE220) .....  $g_p = 0.262 \text{ KN/m.}$
- poids propre du béton (sec) .....  $G_b = 0,1,25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la tôle .....  $G_t = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation .....  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de mortier de pose, carrelage, accessoires .....  $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$

**a. Combinaison d'action :**

- **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35G_p + (1.35G_b + 1.35G_t + 1.35G_c + 1.5Q) \times 1.533$$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.15 + 1.35 \times 2 + 1.5 \times 2.5) \times 1.533 = 15.726 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'Etat Limite de Service :**

$$q_s = G_p + (G_b + G_t + G_c + Q) \times 1.533$$

$$q_s = 0.262 + (2.5 + 0.15 + 2 + 2.5) \times 1.533 = 11.223 \text{ KN/m}^2$$

**b. Largeur de la dalle effective :**

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8}, b \right) \text{ avec } l_0 = 5.55 \text{ m et } b = 1.533 \text{ m}$$

$L_0$  : longueur de libre d'une poutre simplement appuyée.

$b$  : entraxe entre les poutres solives.

$$\text{donc } B_{eff} = \min\left(2 \frac{5.55}{8}, 1.533\right) = \min(1.388, 1.533) = 1.388m$$

Donc  $b_{eff}=1.388m$

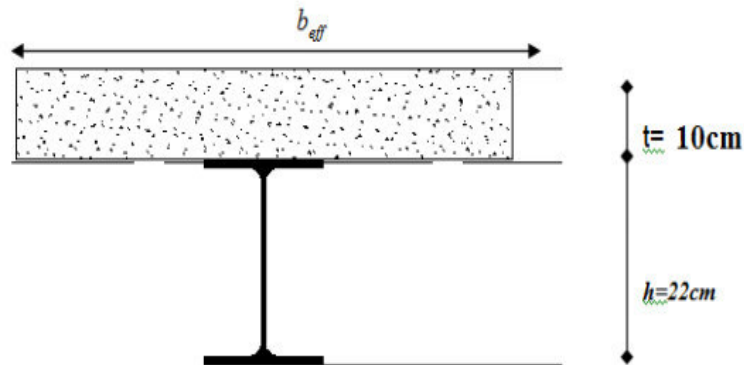


Figure IV.4 : Largeur de la dalle effective.

**c. Calcul de la section mixte :**

La section mixte :  $S = A + \frac{B}{n}$  avec  $B = b \times t$

A: la section de la poutre

$\eta$ : Coefficient d'équivalence (acier – béton) :  $\eta = \frac{E_a}{E_B} = 15$

$$S = 33.4 + \frac{138.8 \times 10}{15} = 125.933 \text{ cm}^2$$

**d. Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

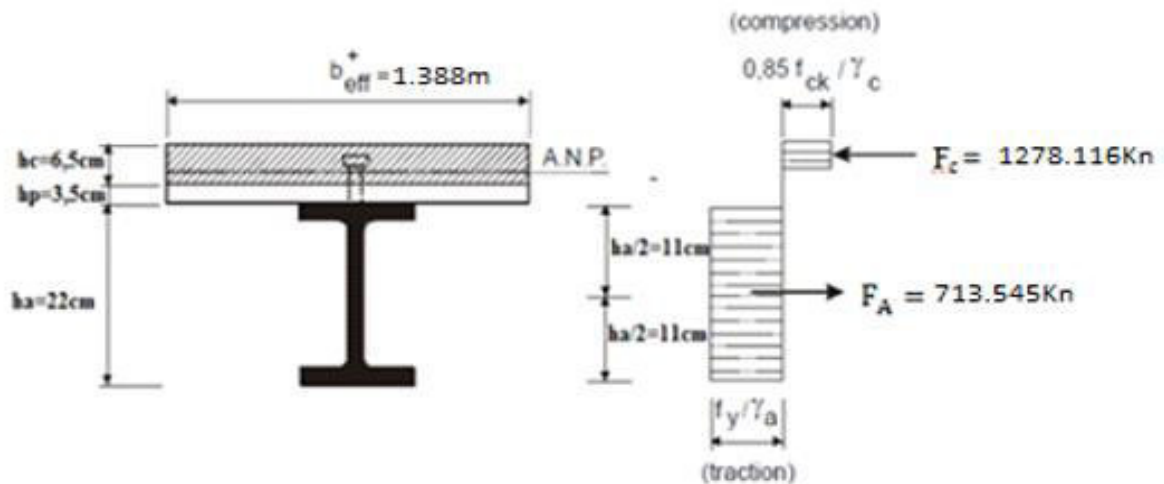
$d$  : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$$d = \frac{138.8 \times 10}{15} \times \frac{10 + 22}{2 \times 125.933} = 11.757 \text{ cm}$$

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 33.4 \times \frac{23.5}{1.1} = 713.545 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^{\oplus} \cdot h_c \cdot \left(0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}\right) = 138.8 \times 65 \times \left(0.85 \frac{2,5}{1.5}\right) = 1278.116 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$  axe neutre plastique passe dans la dalle



**Figure IV.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.

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 11.757 = 22.757 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 10 - 11.757 = 9.243 \text{ cm}$$

**e. Le moment d'inertie de la section mixte :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 2772 + 33.4 \times (11.757)^2 + \frac{138.8 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{138.8 \times 10}{15} \left( \frac{10+22}{2} - 11.757 \right)^2 = 9825.777 \text{ cm}^4$$

**f. Moment fléchissant maximal dans la section mixte :**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.726 \times (5.55)^2}{8} = 60.550 \text{ Kn.m}$$

**g. Calcul du moment plastique résistant :**

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff}^{\oplus} \cdot \left( 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = \frac{713.545}{138.8 \times \left( 0.85 \frac{2.5}{1.5} \right)} = \frac{713.545}{196.633} = 3.629 \text{ cm} < h_c$$

$$M_{pl.rd} = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 713.545 \times \left( \frac{22}{2} + 4 + 6 - \frac{3.629}{2} \right) = 136.898 \text{ Kn.m}$$

D'où la condition  $M_{sd} = 60.550 \text{ Kn.m} < M_{plRd} = 136.898 \text{ Kn.m}$  est vérifiée

**h. Contrainte de flexion :**

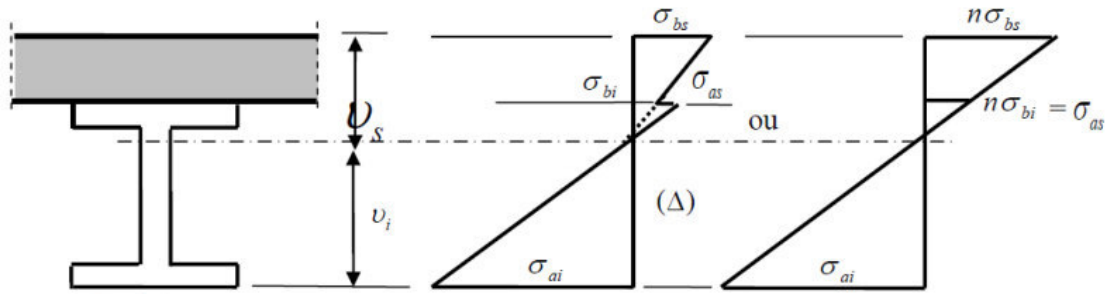


Figure IV.6 : Diagramme de contraintes de flexion simple.

**1. Contraintes dans la poutre d'aciers :**

➤ **Fibre inférieure (Traction):**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I_m} \cdot v_i$$

$$Donc : \sigma_{ai} = \frac{60.55 \times 10^{-3}}{9825.777 \times 10^{-8}} \cdot 22.757 \times 10^{-2} = 140.237 \text{ MPa}$$

➤ **Fibre supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I_m} \cdot (v_s - t)$$

$$Donc : \sigma_{as} = \frac{60.55 \times 10^{-3}}{9825.777 \times 10^{-8}} \cdot (9.243 - 10) \times 10^{-2} = -4.665 \text{ MPa}$$

**2. Contraint dans la dalle en béton :**

➤ **Fibre supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot v_s = \frac{60.55 \times 10^{-3}}{15 \times 9825.777 \times 10^{-8}} \cdot 9.243 \times 10^{-2} = 3.797 \text{ MPa}$$

➤ **Fibre inférieure (Compression) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot (v_s - t) = \frac{60.55 \times 10^{-3}}{15 \times 9825.777 \times 10^{-8}} \cdot (9.243 - 10) \times 10^{-2} = -0.311 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 0.311 \text{ MPa} < f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow OK$$



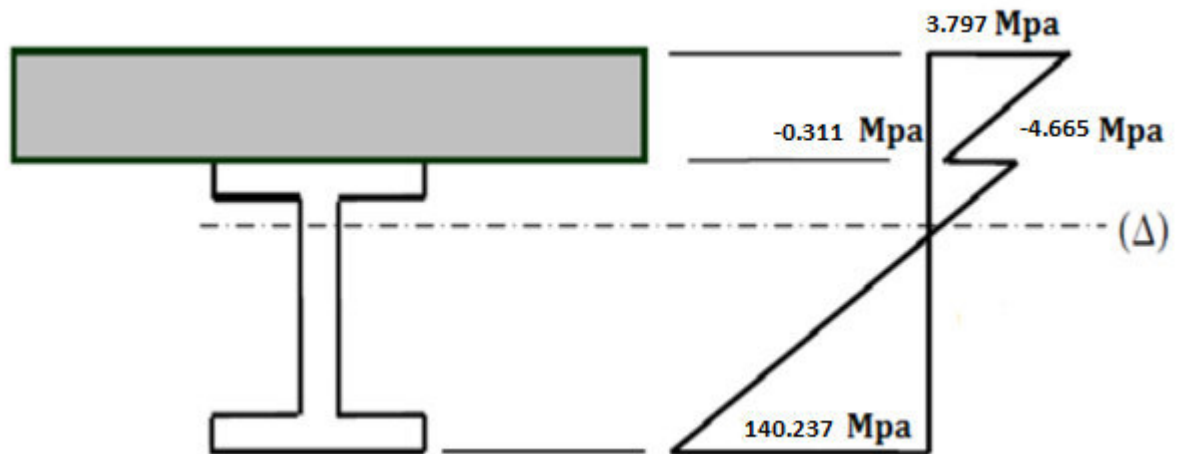


Figure IV.7 : Diagramme de contraintes de flexion simple.

**i. Vérification à l'effort tranchant : (cisaillement)**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} \leq 0.58 f_y$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{15.726 \times 5.55}{2} = 43.640 \text{ KN}$$

$$\text{et } \tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \cdot t_w} = \frac{43.640 \times 10^{-3}}{0.59 \times 17.76 \times 10^{-4}} = 41.647 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau = 33.86 \text{ MPa} < 0.58 f_y = 136.3 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

**j. Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} = \frac{l}{400}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11.223 \times 10^{-2} \times 555^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9825.777} = 0.007 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{555}{400} = 1.388 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**IV.6. Contraintes additionnelles de retrait :**

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s’accompagner d’un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l’acier, qui s’oppose au raccourcissement de la dalle l’interface acier / béton. L’effet du retrait peut, se cumuler avec l’effet d’un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

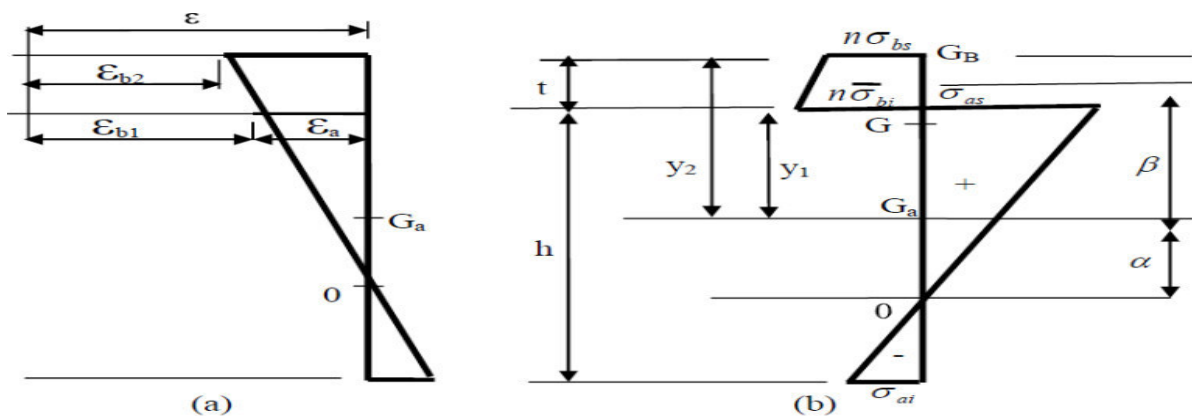
- Un raccourcissement de la poutre acier  $\varepsilon_a$
- Un allongement de la dalle béton par rapport sa position d’équilibre, car

ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l’on a :  $\varepsilon = \varepsilon_b + \varepsilon_b$

➤ **Calcul des contraintes :**

On a :

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2}$$



**Figure IV.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.

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+10}{2} = 16 \text{ cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l’acier et l’AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{33.4 \times 16} = 5.187 \text{ cm}$$

$$K = \frac{(138.8 \times 10) \times 2.1 \times 10^7 \times 2 \times 10^{-4} \times 16 \times 33.4}{(15 \times 2772 \times 33.4) + (138.8 \times 10 \times 2772) + (138.8 \times 10 \times 33.4 \times 16^2)} = 182.138 \text{ N / cm}^3$$

$y_1$  : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$\bullet \quad y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5.187 = 16.187 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad y_1 = 16.187 \text{ cm}$$

$y_2$ : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$\bullet \quad y_2 = y_1 + t = 16.187 + 10 = 26.187 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad y_2 = 26.187 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad E_a \cdot \varepsilon = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes

$$\sigma_{as} = k + y_1 = 182.138 \times 10^{-3} \times 161,8 = 29.482 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - y_1) = 182.138 \times 10^{-3} \times (220 - 161,87) = 10.588 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon - k \times y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 182.138 \times 10^{-3} \times 161,87)}{15} = 0.834 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon - k \times y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} - 182.138 \times 10^{-3} \times 261,87)}{15} = -0.380 \text{ Mpa}$$

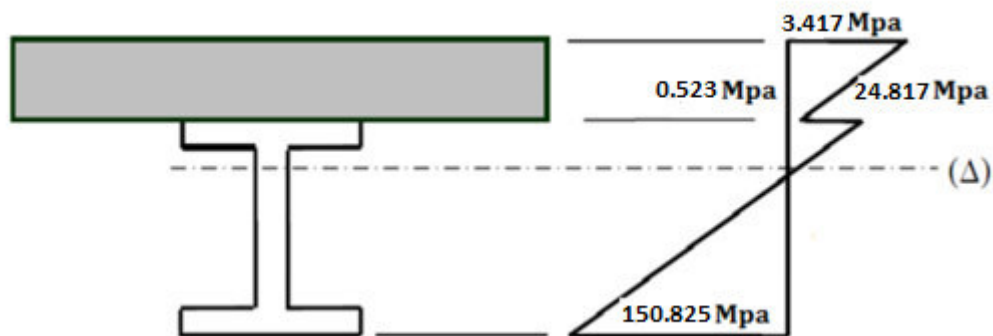
➤ **Vérification des contraintes finales :**

$$\sigma_{as} = 29.482 - 4.665 = \mathbf{24.817 \text{ Mpa}} < f_y = 235 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_{ai} = 10.588 + 140.237 = \mathbf{150.825 \text{ Mpa}} < f_y = 235 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_{bi} = 0.834 - 0.311 = \mathbf{0.523 \text{ Mpa}} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

$$\sigma_{bs} = -0.380 + 3.797 = \mathbf{3.417 \text{ Mpa}} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \text{vérifié}$$

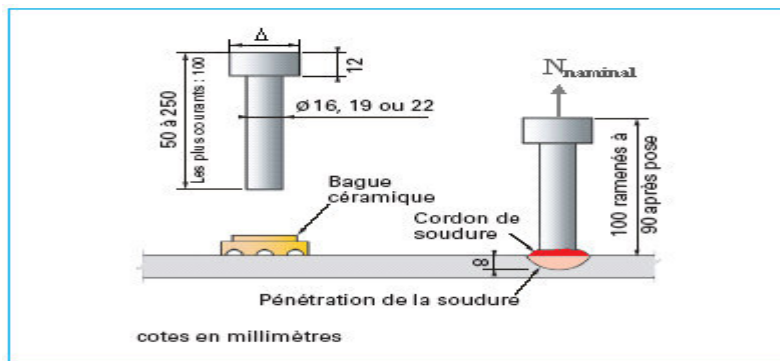


**Figure IV.9 :** Diagramme des contraintes normales finales en MPa.

**IV.7. dimensionnement des goujons connecteurs :**

**a). Définition :**

Les connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison entre la dalle du béton et la solive.



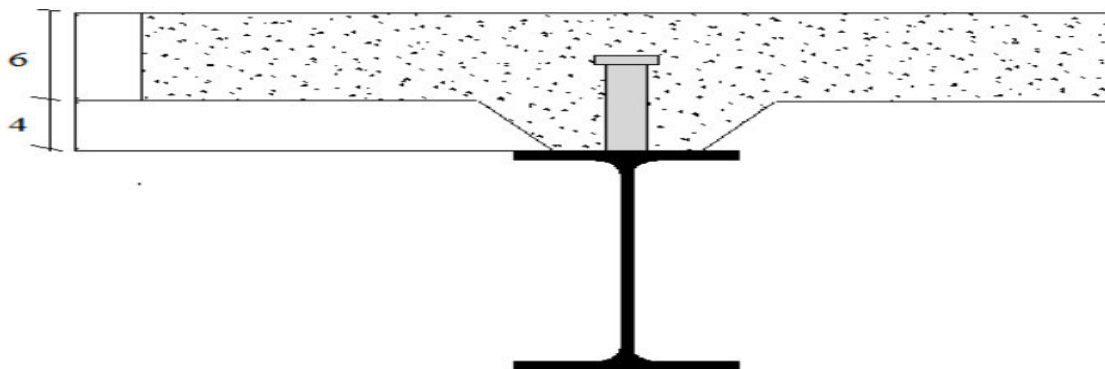
**Figure: IV.10 :** Caractéristique des connecteurs

**b). 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.

**c). 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 IV.11 :** 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 a 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 définit par le rapport : N/Nf.

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L$$

Avec :

L: La portée en mètre.

N<sub>f</sub>: nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre.

N: nombre de connecteurs présents a l'intérieure 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 :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2}) \quad \text{EC4 Art 6.3.2.1}$$

$$P_{rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_V} \dots\dots\dots (1)$$

P<sub>rd1</sub> : 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<sub>rd2</sub> : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

f<sub>u</sub> : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm<sup>2</sup> f<sub>u</sub>= 360 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>ck</sub>= 250 daN/cm<sup>2</sup> (la résistance à la compression à 28 jours de classe C25/30).

E<sub>cm</sub> : 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<sub>ck</sub>).

Pour la classe C25/30 on a E<sub>cm</sub> = 30.5 KN/mm<sup>2</sup>

α = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left[ \frac{h}{d} + 1 \right] & \rightarrow \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \rightarrow \quad \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

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 :**

$$(1) \rightarrow P_{rd1} = 0,8 \times 360 \times \frac{3,14}{4} \frac{1}{1,25} = 72.346 \text{Kn.}$$

$$(2) \rightarrow P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 20^2 \sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3} \frac{1}{1,25} = 81,034 \text{ KN.}$$

Donc : La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min [P_{rd1}, P_{rd2}] = 72.346 \text{ KN}$$

**2. Dimensionnement de la connexion de la poutre:**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} \quad \text{Donc} \Rightarrow S_t = \frac{L_{cr}}{N_f}$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{m1}}, 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{c28}}{\gamma_c} \right) \quad \text{EC4 Art 6.2.1.1(1)}$$

$$V_{lf} = \min \left( \frac{33.4 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}, 0.85 \times 1388 \frac{100 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} \right) = \min (713.545; 1966.333) \text{ KN}$$

$$V_{lf} = 713.545 \text{ KN}$$

$A_a$  : L'air de l'élément en acier  $A_a = 33,4 \text{ cm}^2$

Donc le nombre de connecteurs par la longueur critique est :

$$N_f^{lcr} = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{713.545}{72.346} = 9.863$$

Soit le nombre de connecteur  $N=10$  sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 20 goujons sur toute la longueur.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car si toute les sections critique considères sont de classe 1. La distance entre goujon est de :

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{555}{2} = 277.5 \text{ cm} \quad \text{Donc} \Rightarrow S_t = \frac{277.5}{10} = 27.75 \text{ cm}$$

Donc chaque 27cm on a un goujon

$$\text{D'où} \quad \frac{N}{N_f} = \frac{10}{9.863} = 1.014$$

$$0.25 + 0.03 \times l = 0.25 + 0.03 \times 5.55 = 0.416$$

$$\frac{N}{N_f} = 1.014 > 0.25 + 0.03 \times l = 0.416 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des soudures :**

a: La gorge de la soudure:

$$a < \min(d; t_f) = \min(20; 9.2) = 9.2 \text{ mm}$$

l : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 20 = 62,832 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

L'effort résistant au cisaillement de chaque goujon :

$$F_{wRd} = a \cdot l \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wRd} = 9.2 \times 62.832 \times \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 120.146 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{713.545}{10} = 71.355 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wRd} \Rightarrow 71.355 \text{ Kn} < 120.146 \text{ Kn}$$

→ **Condition vérifiée**

# Chapitre V

## Étude des éléments secondaires



## V.1. Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

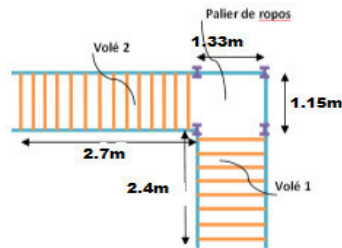


Figure V. 1 : Vue en plan de l'escalier

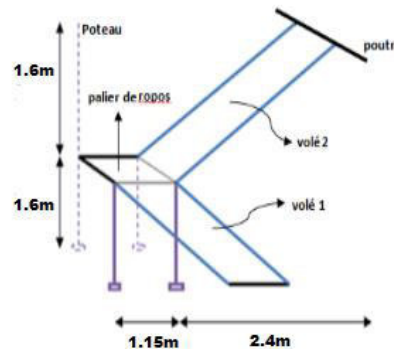


Figure V. 2 : Vue en 3D de l'escalier.

### V.1.1 Définitions :

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

#### a) Avantage des escaliers métalliques :

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail. Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

#### b) Inconvénients des escaliers métalliques :

L'entretien et protection contre la corrosion.

**V.1.2. Choix des dimensions (dimensionnement architecturale) :**

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLON

$$60\text{cm} \leq g+2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :  $h = \frac{H}{n}$

$h$  : 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  $H = 1.6\text{m}$

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  $h = 16\text{cm} \Rightarrow n = \frac{160}{16} = 10 \text{ contremarches}$

$n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ (marches)}$

Application de la règle de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

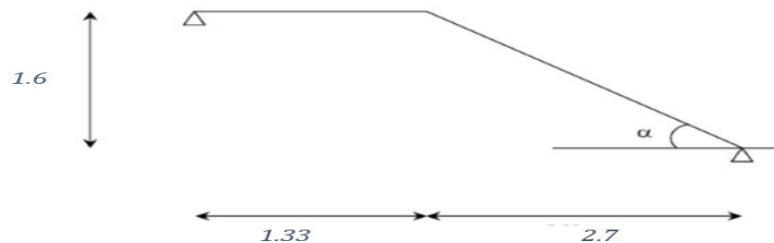
$$\Rightarrow 60 - 2 \times h \leq g \leq 64 - 2 \times h$$

$$\Rightarrow 60 - (2 \times 16) \leq g \leq 64 - (2 \times 16)$$

$$\Rightarrow 28\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

On prend :  $g = 28\text{ cm}$

Angle d'inclinaison .....  $\alpha = \text{arc tg} = \frac{1.50}{2.7} = 0.555 \Rightarrow \alpha = 29.03^\circ$



**Figure V. 3 :** Schéma statique d'escaliers (volée 2)

**V.2. dimensionnement des éléments de l'escalier :**

**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**

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**V.2.1. dimensionnement de la Cornière :**

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

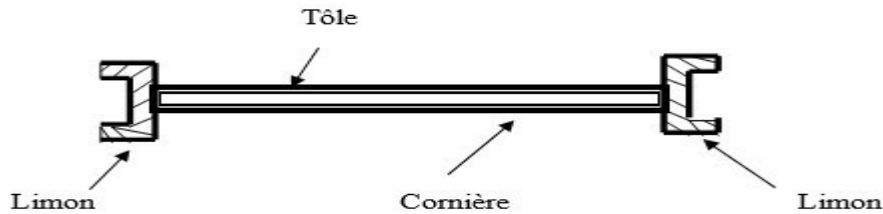


Figure V.4 : Coupe Transversal de l'escalier.

**V.2.1.1. 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:**

$$q_{ser} = (G+Q) \times 0.28 / 2$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.28 / 2 = 0.626 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.626 \text{ KN/m}$$

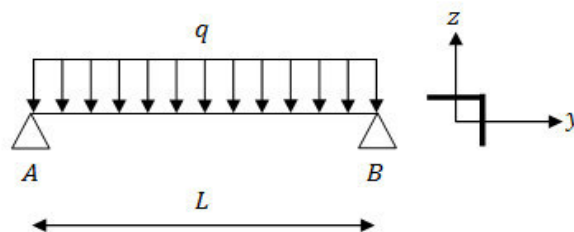


Figure V.5 : Schémas statique de la cornière.

**V.2.1.2 .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

$$I_y = I_z = 2.95 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.18 \text{cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0.0209 \text{ KN/m}$$

**V.2.1.3. 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  $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{cornière})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.28}{2} + (1.35 \times 0.0209) = 0.926 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.926 \times 1.15^2}{8} = 0.153 \text{Kn.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.277 \text{Kn.m} > 0.153 \text{Kn.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.926 \cdot 1.15}{2} = 0.532 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.6 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 21.71 \text{ KN} > 0.532 \text{KN}$$

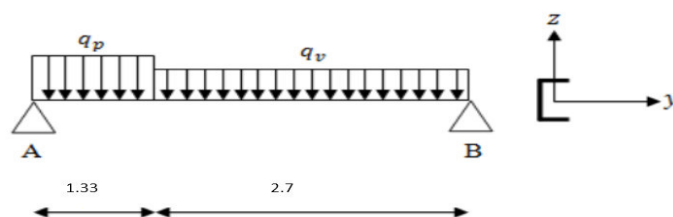
$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L35x35x4 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de supporté cornière de **L35x35x4**

**V.2.2. 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 V.6 :** charges appliqué sur le limon.

**V.2.2.1. Evaluation de charges :****a) Volée :****• Charges permanentes :**

- Poids estimé de 2 limons (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 ( $e = 5\text{mm}$ ) :.....  $0.005 \times 78.5 = 0.40$  KN/m<sup>2</sup>
- Garde-corps : .....  $0.02 \times 78.5 = 1.57$  KN/m<sup>2</sup>.
- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 1.15) + (1.57 \times 1) + 0.042 + 0.0378 = 2.45$  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 :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \times 1.15 / 2 = 1.825 \text{ KN/m}$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.45 + 1.825)}{2} = 2.138 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 2.5) \times 1.15}{2} = 3.364 \text{ KN/m}$$

$E_m$  : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v ; q_p) = 3.364 \text{ KN/m}$$

**V.2.2.2. Condition de flèche :**

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 3.364 \times 10^{-2} \times 536^3}{384 \times 21000} = 963.587 \text{ cm}^4$$

Soit un UPN180 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 179 \text{ cm}^3$$

$$G_{prfile} = 0.219 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 15.09 \text{ cm}^2$$

**V.2.2.3. Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 3.364 + 0.219 = 3.583 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 3.583 \times 10^{-2} \times 536^4}{384 \times 21000 \times 1350} = 1.358 \text{ cm} < \frac{536}{300} = 1.786 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

- Charge totale :  $G_v = (0.40 \times 1.15) + (1.57 \times 1) + 0.042 + 0.438 = 2.51 \text{ Kn/ml}$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.51 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3.569 \text{ Kn/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1.15}{2} = 4.757 \text{ Kn/m}$$

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.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17.591 \text{ KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 8.266 \text{ KN} \\ R_B = 9.325 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

**0 ≤ x ≤ 2.**

$$\begin{cases} M_z = -2.379 \times x^2 + 9.325 \times x \\ T_y = 4.757 \times x - 9.325 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = -9.325 \text{ KN} \\ x = 2.7 \Rightarrow M_z = 7.835 \text{ KN.m}, T_y = -7.268 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{9.325}{4.757} = 1.96 \text{ m} < 2.7 \text{ m}$

**0 ≤ x ≤ 1.33**

$$\begin{cases} M_z = -1.785 \times x^2 + 8.266 \times x \\ T_y = -3.569 \times x + 8.266 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}, T_y = 8.266 \text{ KN} \\ x = 1.33 \Rightarrow M_z = 7.836 \text{ KN.m}, T_y = 3.519 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment est maximum pour :  $x = \frac{8.266}{3.569} = 2.316 \text{ m} > 1.33 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 7.836 \text{ KN.m}$$

Donc les efforts maximum sont :  $\begin{cases} M_{sd} = 9.138 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = R_A = 9.325 \text{ KN} \end{cases}$

$$M_{\text{Rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 42.065 \text{ KN.m} > 9.138 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{15.09 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 204.737 \text{ KN} > 9.325 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN180**

### V.3. Pré dimensionnement de la console :

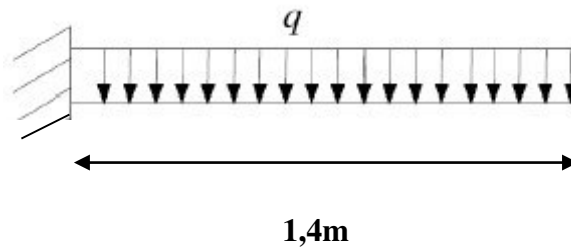


Figure V.7 : Schéma statique de la console.

#### V.3.1. Evaluation de charges :

Les charges revenant sur la console sont :

Estiment une console de IPE120 .....G = 0.104 KN/m

$P_s = 0.262 \times e_{solive} = 0.262 \times 7.9 = 2.07 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \times 1.40 = 3.50 \text{ KN/m}$

$q_s = G + Q + 2P_s/L = 0.104 + 3.5 + 1.48 = 6.56 \text{ KN/m}$

➤ **Condition de flèche :**

$$f_{cal} = \frac{q_s \times l^4}{8 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^3}{8 \times E} \times 250$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{6.56 \times 10^{-2} \times 140^3}{8 \times 21000} \times 250 = 267.86 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 267.86 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE120 caractérisé par

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.104 \text{ KN/mn}$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$$

#### V.3.2. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 1.35 \times (0.104 + 2.96) + 1.5 \times 3.5 = 9.39 \text{ KN/m}$$

➤ **Condition de résistance du moment :**

$$M_{sd} < M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9.39 \times 1.4^2}{2} = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 60.73 \times 10^{-6}}{1} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{Rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Condition de Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$V_{sd} = q_u \cdot L = 9.39 \times 1,4 = 13.15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 13.15 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{23,5 \times 6.31}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{Rd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

Conclusion : on choisit pour la console un **IPE120**

**V.4. Assemblage poteau – poutre (consol) :**

- L'assemblage poteau – poutre est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la poutre et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

➤ **Données de calcul :**

$$M_{sd}=9.2 \text{ Kn.m} \quad V_{sd}=V_z =13.15 \text{ Kn}$$

**a. Dimensionnements des boulons :**

❖ **Choix des diamètres des boulons :**

On choisit des boulons **M20** de diamètre  $\phi$  **20** de **classe 8.8** **n=8**

$$d_0=22\text{mm} \quad d=20\text{mm}$$

$$A=314\text{mm}^2 \quad A_s=245\text{mm}^2 \quad f_{bu}=800\text{N/mm}^2$$

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d0 : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée.

➤ **Disposition des boulons :**

❖ **Distance 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)

$$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend : P<sub>1</sub> = 60 mm

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : P<sub>2</sub> = 100 mm

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 30 \text{ mm.}$$



## ❖ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 60 \text{ mm.}$$

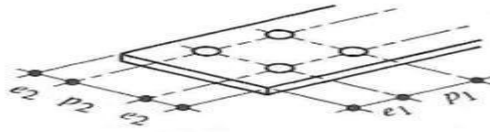


Figure V.8 : Désignation des entraxes et des pincés.

## ❖ Détermination des distances dans les boulons :

$$d_1 = 230 \text{ mm} , d_2 = 160 \text{ mm} , d_3 = 100 \text{ mm} , d_4 = 30 \text{ mm}$$

## b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons à l'ELU :

## ❖ calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$  : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

## L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137,2 \text{ KN par boulon.}$$

## ➤ Le moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$n$  : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

## ➤ Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (230^2 + 160^2 + 100^2 + 30^2) = 89400 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 137,2 \times 89400}{520} \times 10^{-3} = 47,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 2,95 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 47,175 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

On choisit le nombre de boulons **n = 8** boulons de **classe HR 8.8**.

$$\text{donc: } F_{v,sd} = \frac{V}{n \cdot m} = \frac{13.15}{4 \cdot 1} = 3.287Kn$$

*n* : Le nombre de boulons par rangée.

*m* : nombre de plan de cisaillement.

# *Chapitre VI*

## *Étude des contreventements*

**VI.1. Introduction :**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

**VI.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.

**VI.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.

**VI.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.

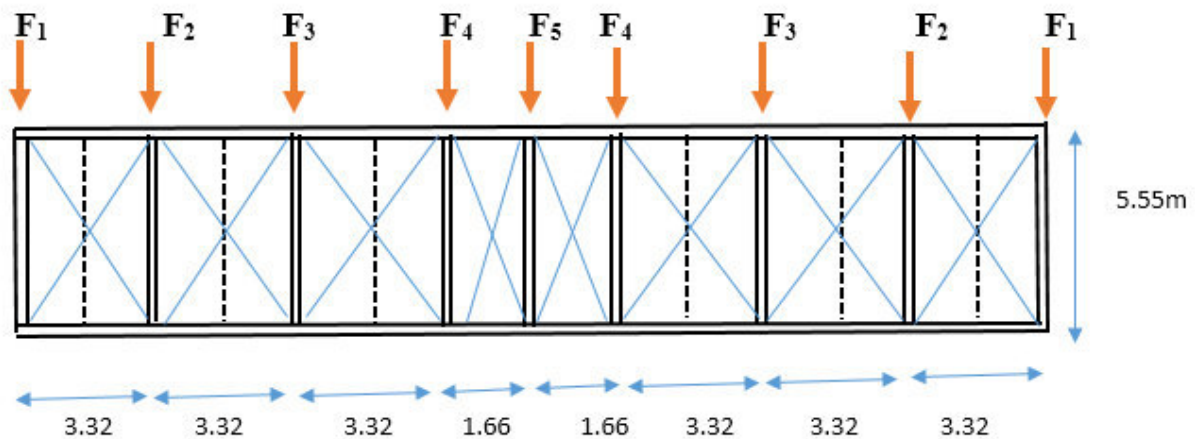
Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- 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.

**VI.3.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :**



**Figure VI. 1:** Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

$$F_i = (V^{\max} \times S_i) + F_e$$

$F_i$  : la force dans l'élément  $i$ .

$V^{\max}$  : effort du vent exercé sur la surface  $S_i$  de l'élément  $i$ .

$S_i$  : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$$

$e_i$  : Entre axes.

$h_i$  : Hauteur de chaque poteaux.

La force d'entraînement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement  $F_e = 58.62\text{KN}$  (voir chapitre 2)

D'après l'étude au vent, la valeur de  $V^{\max}$  est donnée comme suit :

$$V^{\max} = V_E = 0.732\text{KN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

**a) Evaluation des efforts horizontaux :**

	$\frac{h_i}{2}$ (m)	$e_i$ (m)	$S_i = \frac{h_i}{2} \times e_i$ (m <sup>2</sup> )	$V_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$F_{FR/n}$	$F_i$ (kn)
F1	3.12	1.66	5.18	0.732	11.724	15.516
F2	3.39	3.32	11.25	0.732	11.724	19.960
F3	3.58	3.32	11.89	0.732	11.724	20.427
F4	3.78	3.32	12.55	0.732	11.724	20.911
F5	4.05	0.73	2.96	0.732	11.724	27.782

**Tableau VI. 1:** Evaluation des efforts horizontaux au niveau des nœuds.**b) Evaluation des efforts dans les barres :**

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

Méthode d'isolation des nœuds

- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

**c) Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + 2F_5$$

$$R_A + R_B = (15.516 + 19.960 + 20.427 + 20.911 + 13.891) \times 2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 181.41 \text{KN}$$

**Calcul des réactions  $R_A$ ,  $R_B$  :**

$$\sum F_{EXT} = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4 + 2F_5}{2} \text{KN} \Rightarrow R_B = 90.705 \text{KN}$$

**VI.3.1.2. Section de la diagonale :**

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max  $F_d$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha}$$

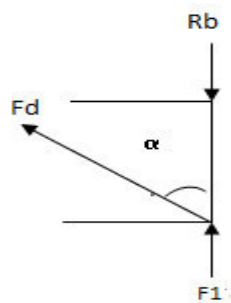
$$\bullet \tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{3.32}{5.55} \right) \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha} = \frac{90.705 - 15.516}{\cos 30.96^\circ}$$

$$F_d = 87.68 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 87.68 = 131.52 \text{ KN} \Rightarrow N_{sd} = 131.52 \text{ KN}$$



**Figure VI. 2 :** méthode des coupures.

**VI.3.1.3. Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{131.52 \times 1.1}{23.5} = 6.156 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L60x60x6** ( $A = 6.91 \text{ cm}^2$ ).

**VI.3.1.4. Vérification à la résistance ultime de la section :**

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L60x60x6** ( $A = 6.91 \text{ cm}^2$ ), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

$$\text{Section nette : } A_{nette} = 6.91 - 0.6 \times 1.3 = 6.13 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 6.13 \times 36}{1.25} \Rightarrow N_u = 158.890 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 131.52 \text{ KN} < N_u = 158.890 \text{ KN}$$

Une cornière isolée de **L60x60x6** ( $A = 6.91 \text{ cm}^2$ ), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**VI.3.2. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

**Caractéristiques géométriques de l'IPE160 sont :**

$-I_y = 869.3 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 127.2 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 108.7 \text{ cm}^3$
$-I_z = 68.28 \text{ cm}^4$	$-b = 82 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 16.65 \text{ cm}^3$
$-A = 20.1 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 9.7 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 123.9 \text{ cm}^3$
$-G = 15.8 \text{ kg/m}$	$-t_f = 7.4 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 12.8 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$

**VI.3.2.1. Vérification de la section à la résistance :**

La formule de vérification est la suivante :

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

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

• **Vérification de la panne intermédiaire :**

➤ **Flexion déviée (calcul des pannes) :**

G = 0.460 KN/m (voir chapitre III calcul des pannes)

S = 0.367 KN/m

➤ **L'effort normal de Compression :**

V = F<sub>5</sub> = 27.782 KN

➤ **Combinaisons de charges :**

q<sub>sd</sub> = 1.35G + 1.35S

N<sub>sd</sub> = 1.35V = 1.35F<sub>5</sub>

Donc :

q<sub>sd</sub> = 1.35 × 0.460 + 1.35 × 0.367 = 1.116 KN/m

q<sub>z,sd</sub> = q<sub>sd</sub> × cos α = 1.100 KN/m

M<sub>y,sd</sub> =  $\frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{1.1 \times 5.55^2}{8} = 4.24 \text{ KN.m}$

q<sub>y,sd</sub> = q<sub>sd</sub> × sin α = 0.195 KN/m

M<sub>z,sd</sub> =  $\frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.195 \times (5.55/2)^2}{8} = 0.188 \text{ KN.m}$



$$N_{sd} = 1.35 \times 27.782 = 37.506 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.910^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 26.470 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 5.576 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.410 \text{ KN}$$

- **Incidence de l'effort normal (effort normal de compression) :**

Si :  $N_{sd} \leq \min\left(0.25N_{pl,rd}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right) \rightarrow$  Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 \times 429.410 = 107.353 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 7.964 \times \frac{23.5}{1.1} = 85.07 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 37.706 \text{ KN} < \min(107.353; 85.07) \text{ KN} = 85.07 \text{ KN} \rightarrow$  L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

Ou :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$\left[\frac{4.24}{26.470}\right]^2 + \left[\frac{0.751}{5.576}\right]^1 = 0.178 < 1$$

**Vérifiée**

- **Incidence de l'effort tranchant :**

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

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

### VI.3.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

#### Semelle supérieure :

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

#### Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

➤ **Combinaisons à l'ELU :**

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_6$$

Avec :

$$G = 0.460 \text{KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -2.223 \text{KN/m} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$V = F_6 = 27.782 \text{KN} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

➤ **Charge de flexion (moment de flexion) :**

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z = 0.460 \cos 10.2^\circ - 1.5 \times 27.782 = -2.882 \text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{2.882 \times 5.55^2}{8} = 11.097 \text{KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.460 \times \sin 10.2^\circ = 0.111 \text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.111 \times (5.55/2)^2}{8} = 0.107 \text{KN.m}$$

➤ **Charge de compression (effort normal de compression) :**

$$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_6 = 1.5 \times 27.782 = 41.673 \text{KN}$$

**a) Vérification au flambement (flambement flexion) :**

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52. Art. 5.5.4.)}$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$ : Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,rd} = 429.410 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = 26.470 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 5.576 \text{KN.m}$$

**Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

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

**a.1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]; \bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :  $\beta_A = 1$  pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93.9$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{555}{6.58} = 84.347$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{84.347}{93.9} = 0.90$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7. \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

(Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.90 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.7339$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.90 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.12 < 0.9 \text{ OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.12 \times 41.673}{0.7339 \times 20.1 \times 23.5} = 0.865 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

### a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]; \bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{277.5}{1.84} = 150.815$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{150.815}{93.9} = 1.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

(Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (b)} \\ \bar{\lambda}_z = 1.61 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_z = 0.3079$$

$$\mu_z = 1.61 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{26.1 - 16.65}{16.65} \right) \Rightarrow \mu_z = -1.686 < 0.9 \quad \text{Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.686 \times 41.673}{0.3079 \times 20.1 \times 23.5} = 0.517 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{41.673}{0.3079 \times 429.410} + \frac{0.865 \times 11.097}{26.470} + \frac{0.517 \times 0.107}{5.576} = 0.687 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

**b) Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 (5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

$\beta_{M,LT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$ : pour les sections laminées.

$\beta_A = 1$  : pour les sections de classe 1 et 2

$\lambda_{LT}$ : Élancement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_z}{i_z}}{\frac{555}{1.84}} = \frac{555}{1.84} \times \frac{1}{(C_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{L_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right]^2\right]^{0.25}} = \frac{555}{1.84} \times \frac{1}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{555}{1.84}}{\frac{16}{0.74}}\right]^2\right]^{0.25}} = 104.140$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.11 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.11 - 0.2) + 1.11^2] = 1.21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.21 + [1.21^2 - 1.11^2]^{0.5}} = 0.591$$

**Calcul de coefficient  $K_{LT}$  :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{MLT} = 1.3$ : Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.61 \times 1.3 - 0.15 = 0.164 < 0.9 \quad \text{OK}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.164 \times 41.6}{0.3079 \times 20.1 \times 23.5} = 0.953 < 1 \quad \text{OK}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{41.673}{0.3079 \times 429.410} + \frac{0.953 \times 11.097}{0.591 \times 26.470} + \frac{0.517 \times 0.107}{5.576} = 0.99 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Le profilé **IPE160** est adéquat comme panne de toiture.

### VI.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.

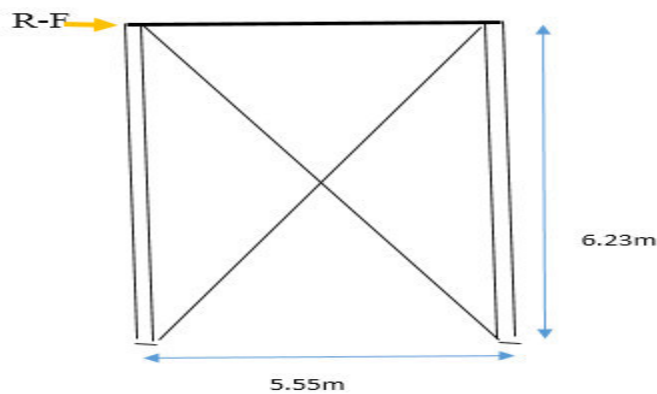


Figure VI. 3: Schéma statique de palée de stabilité en long pan.

#### VI.4.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

##### VI.4.1.1. Evaluation des efforts :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des coupures

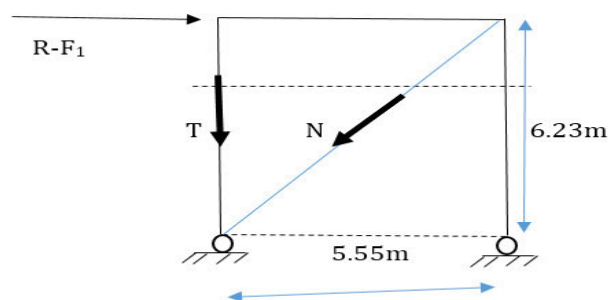


Figure VI. 4: méthode des coupures.

$$N \cos \beta + F_{11} - R = 0$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_{11}}{\cos \beta} = \frac{90.705 - 15.516}{\cos 48.30} = 113.030 \text{KN}$$

**VI.4.1.2. Détermination de la section des diagonales :**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 169.545 \text{KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{169.545 \times 1.1}{23.5} = 7.936 \text{cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L70x70x6** ( $A = 8.13 \text{cm}^2$ ).

**VI.4.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section :**

On opte pour une cornière isolée de **70X70X6** avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon + A_2$$

$$A_1 = [(7 \times 0.9) - (1.3 \times 0.6)] = 3.42 \text{cm}^2$$

$$A_2 = (7 - 0.6) \times 0.6 = 3.84 \text{cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.728$$

$$A_{net} = 3.42 + 0.728 + 3.84 = 7.988 \text{cm}^2$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times 7.986 \times 36}{1.25} = 207.049 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 169.545 \text{KN} \leq N_{u.Rd} = 207.049 \text{KN} \quad \text{Vérifié}$$

**Donc on opte une cornière L70X70X6.**

**VI.5. Calcul de la poutre sablière :**

**a). Pré dimensionnement :**

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion plane composée.

Le pré dimensionnement se fait par l'utilisation de la condition de résistance de traction  $N^{\max} \leq N_{pl}$ .

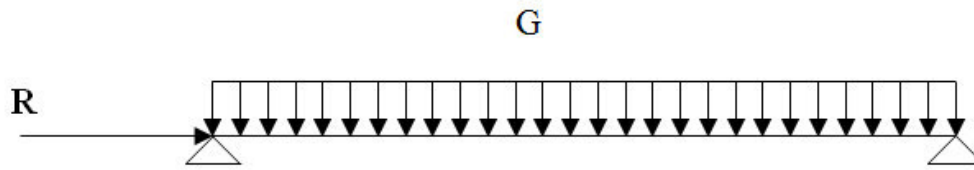


Figure VI. 5: Schéma statique de la poutre sablière.

$$F_1 = 15.516 \text{Kn}$$

$$R = R_A = R_B = 90.705 \text{ Kn}$$

$$N^{Max} = R - F = 75.189 \text{Kn}$$

$$N_{Pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{Max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{75.189}{23.5} = 3.2 \text{ cm}^2$$

On adopte de façon préliminaire un profilé de type **IPE 120**.....A=13.2cm<sup>2</sup>

**Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

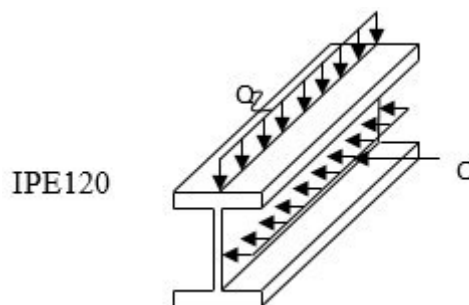


Figure VI. 6: La poutre sablière.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

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

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

Flambement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique) :

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le **tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{555}{4.9} = 113.265$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{113.265}{93.9} = 1.206$$

Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2 \\ t_f = 6.3\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 1.206 \Rightarrow \chi_y = 0.53 \end{array} \right.$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1.26 \times (2 \cdot 1.3 - 4) + \left( \frac{60.73 - 52.96}{52.96} \right) = -1.542$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.542 \times 75.189}{0.53 \times 13.2 \times 23.5} = 0.295 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 169.545 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{10.4 \times 5.55^2}{8} = 40 \text{ daN.m} = 0.40 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 282 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.73 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 32.97 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{169.545}{0.53 \times 282} + \frac{0.295 \times 0.40}{32.97} = 1.14 \leq 1 \dots \dots \dots \text{ n'est pas Vérifier}$$

On adopte profilé de type IPE160

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{555}{6.58} = 84.347$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{84.347}{93.9} = 0.90$$



Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

(Axe de flambement y - y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.9 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.7339$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0.9 \times (2 \cdot 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) = -1.12$$

Avec  $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.12 \times 75.189}{0.7339 \times 20.1 \times 23.5} = 0.757 < 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$N_{sd} = 169.545 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{15.8 \times 5.55^2}{8} = 60.8 \text{ daN.m} = 0.608 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.410 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 26.470 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{169.545}{0.7339 \times 429.410} + \frac{0.757 \times 0.608}{26.470} = 0.56 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Les conditions de résistance sont vérifiées donc on opte pour une poutre sablière un profilé **IPE160**.

# *Chapitre VII*

## *Etude sismique*

## VII.1 Introduction :

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté.

Pour cela l'ingénieur asseyent de simplifier les calculs, en considérant pas la structure réelle mais un modèle qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

L'analyse de la structure sera faite par le logiciel **Robot** structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

## VII.2. Description de ROBOT :

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. es. Au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultat de calcul (effort internes, déplacement, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc...).
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).

- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel Robot regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Les modules fonctionnent dans le même environnement.

➤ **Différents types de structures sur ROBOT :**

Après la sélection de l'option *Avancé...*, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée.

Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure. La signification des icônes (pour lesquels une info-bulle est affichée si vous positionnez le pointeur sur l'icône) affichés dans la fenêtre représentée ci-deus est la suivante :

### VII.3 Analyse de la structure :

#### VII.3.1 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.

#### VII.3.2. Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### VII.3.2.1 Méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le **RPA99 version 2003** préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

**a. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques dont les 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 et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99/version 2003(4.1.art 4.2.3)}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **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 d'amortissement ( $h$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003 page 45].

Dans notre cas : site (S3)  $\longrightarrow$   **$T_1 = 0.15s$  ;  $T_2$  (sec) = 0.5s.**

Donc :

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc  $\xi = 4\%$

D'où :  $\eta = 1.08 > 0.7$

**$\eta = 1.08$**

**Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de

formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 8.09 \text{ m}$$

$C_T$  = 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  $C_T = 0.085$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \times 8.09^{(3/4)} = 0.41 \text{ s}$$

$$0 < T = 0.41s < T_2 = 0.5s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta \Rightarrow D = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

**Sens longitudinal** :  $R_y = 4$  (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

**Sens transversal** :  $R_x = 4$  (Portiques auto stables ordinaires).

$$\text{Donc : } R_y = 4$$

$$R_x = 4$$

$Q$  : 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 »	$P_q(x,y)$
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05
$\sum P_q$	<b>0.1</b>

**Tableau VII.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 :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (4.5. Art.4.2.3 p45)}$$

$W_{Gi}$ : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas :  $\beta = 0.5$

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$W_G = 1026.60 \text{ kn} \quad \text{et} \quad W_Q = 776.58 \text{ kn}$$

$$\text{Et : } W = \sum W_i \quad , \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{Donc :} \quad \rightarrow W_T = 1414.89 \text{ kn}$$

**Force sismique totale :**

On note que l'axe des (X) est perpendiculaire au pignon et l'axe des (Y) est parallèle au pignon

$$V_{x,y} = \frac{A \times D \times Q}{R_{x,y}} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} 14614.89 = 157.58 \text{ Kn}$$

**VII.3.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**a. Principe de la méthode spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

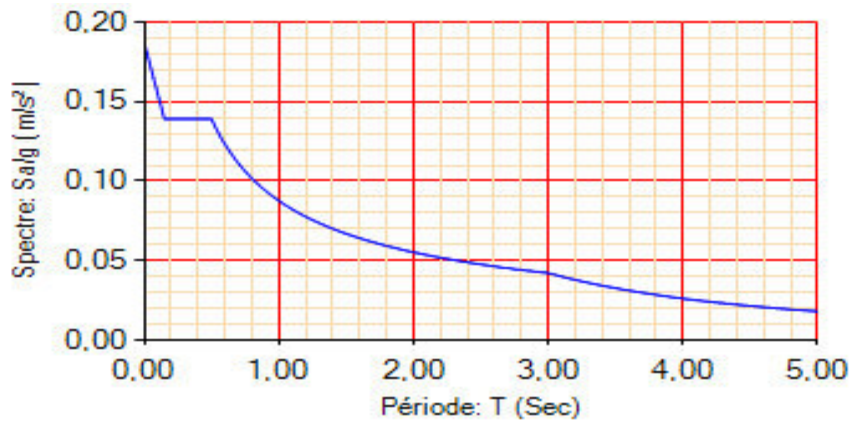
**b. Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

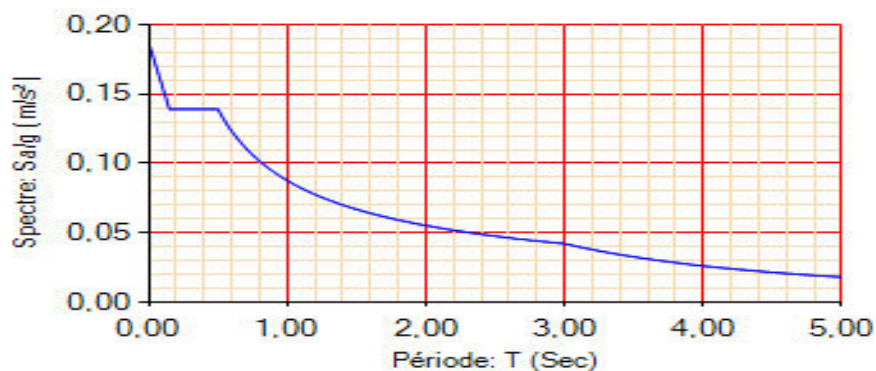
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A,  $\eta$ , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.1 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$



FigureVII.2 : Schéma du spectre de réponse suivant X.



FigureVII.3 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

### c. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s \quad \text{RPA99/2003 (4.14.Art .4.3.3)}$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et TK la période du mode K.



## d. Résultat de calcul :

## 1. Pourcentage de la participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
32/ 1	5,54	0,18	86,62	0,23	86,62	0,23
32/ 2	7,64	0,13	87,16	92,59	0,54	92,36
32/ 3	7,67	0,13	87,18	94,79	0,02	2,19
32/ 4	7,76	0,13	87,18	95,62	0,00	0,84
32/ 5	7,89	0,13	87,18	95,76	0,00	0,13
32/ 6	8,02	0,12	87,18	95,82	0,00	0,07
32/ 7	9,25	0,11	88,03	96,09	0,85	0,27
32/ 8	11,15	0,09	98,74	96,43	10,71	0,34
32/ 9	14,75	0,07	99,58	96,44	0,84	0,00
32/ 10	15,05	0,07	99,58	96,50	0,00	0,06

TableauVII.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 :

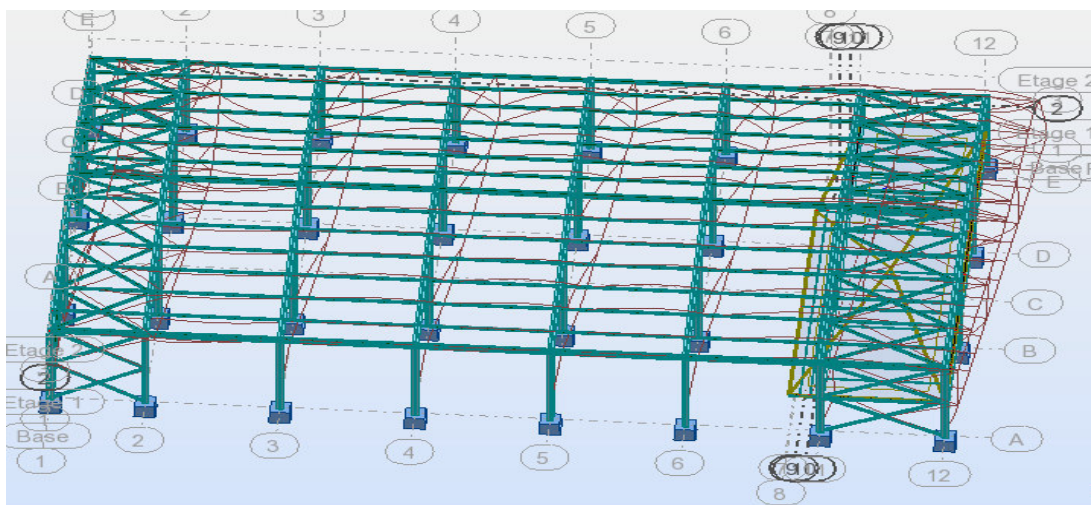
- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

## 2. 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 :

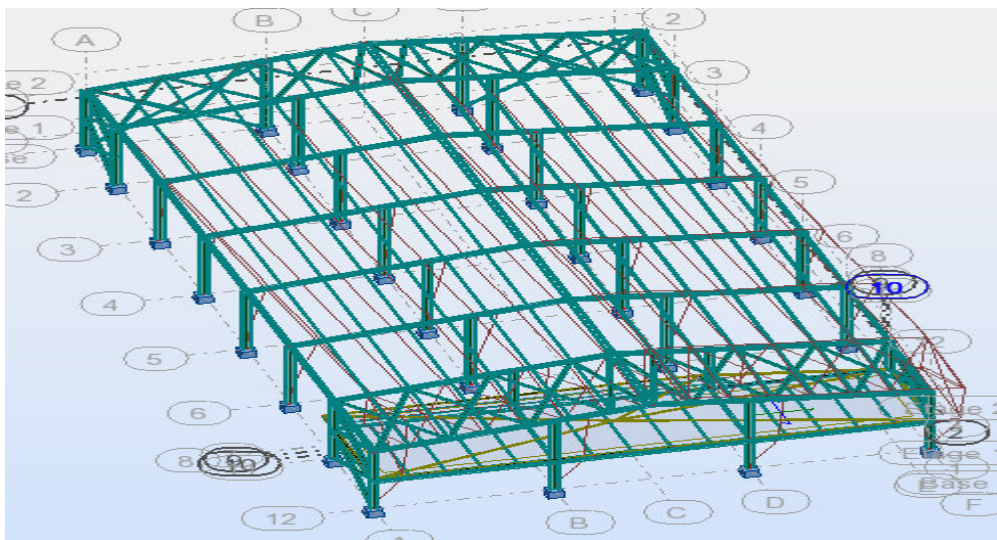
## ❖ Déformation modale

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période  $T = 0,18s$ , taux de participation de la masse 86.62%**



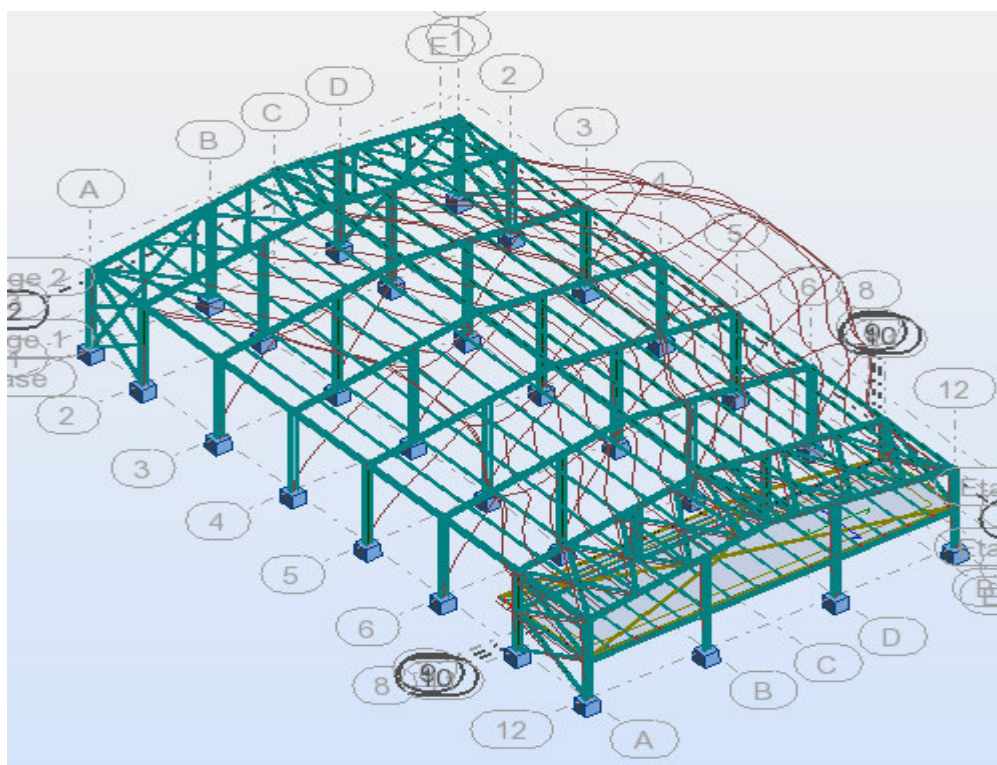
FigureVII.4 : Mode de déformation (1).

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période  $T = 0,13s$ , taux de participation de la masse 92.36%**



FigureVII.5 : Mode de déformation (2).

- **Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période  $T = 0,13s$ ,**



FigureVII.6 : Mode de déformation (3).

#### VII.4. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

**VII.4.1. 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 pignon.
- **v2** : Vent sur le long pan.
- **V3** : Vent sur le long pan.

**E** : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Combinaisons à l'État limite ultime	Combinaisons à l'État limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + v <sub>1</sub>	G + Q - E <sub>Y</sub>
1.35(G+Q+S)	G + v <sub>2</sub>	G + Q + E <sub>Y</sub>
1.35(G+Q+ v <sub>1</sub> )	G + v <sub>3</sub>	G + Q + E <sub>X</sub>
1.35(G+Q+ v <sub>2</sub> )	G + Q	G + Q - E <sub>X</sub>
1.35(G+Q+ v <sub>3</sub> )	G + S	0.8G + E <sub>X</sub>
	G+0,9(Q+S)	0.8G - E <sub>X</sub>
	G+0,9(Q+v <sub>1</sub> )	0.8G - E <sub>Y</sub>
	G+0,9(Q+v <sub>2</sub> )	0.8G + E <sub>Y</sub>
	G+0,9(Q+v <sub>3</sub> )	

**Tableau VII.3 : Combinaisons de calcul.**

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

**VII.4.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	157.58	126.64	164.28	Vérifiée
Sens yy	157.58	126.64	132.51	Vérifiée

**TableauVII.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 lieu d’augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

**VII.4.3. Vérification des déplacements :**

**1<sup>er</sup> Cas : situation durable**

Les déplacements sont limités à

**Déplacement horizontal :**

$$\begin{cases} \frac{h}{300} & \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{150} & \text{avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

Ou h : hauteur du bâtiment

**Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V <sub>1</sub> )	1,35(G+Q+S)	1.2	0.6
Suivant Y	1,35(G+Q+V <sub>1</sub> )	1,35(G+Q+S)	0.2	0.1
Suivant Z	1,35(G+Q+V <sub>1</sub> )	1,35(G+Q+S)	0	0

**TableauVII.5 :** Déplacement max en situation durable dans la partie droite.

$$\frac{H}{300} = \frac{809}{300} = 2.70 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{H}{150} = \frac{809}{150} = 5.39 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{L}{200} = \frac{1186}{200} = 5.93 \text{ cm.}$$

On constate que les déplacements 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 RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1.2	0.4	4.8	1.6

**Tableau VII.6 :** Déplacement relatif des niveaux dans la partie droite.

$$\frac{h}{100} = \frac{809}{100} = 8.09cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 8.09 cm, donc ils sont vérifiés.

**VII.4.4. Effet de deuxième ordre :**

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :  $P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».
- Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

❖ Sens X-X :

..	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_K}$	$\theta_k$
623	4.8	1414.89	157.58	623	0.007	0,069

**TableauVII.7** : Effet P- $\Delta$  suivant X-X dans la partie droite.

$\theta_k < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

❖ Sens Y-Y :

Niveau(cm)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	$\theta_k$
6.23	1.6	141489	157.58	623	0,002	0,023

**TableauVII.8** : Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y dans la partie droite.

$\theta_k < 0,1$  donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés.

# *Chapitre VIII*

## *Vérification de l'ossature*

### VIII.1. Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D par Robot au chapitre précédent, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel Robot.

### VIII.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°452 et de longueur  $L = 11.86 \text{ m}$  ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

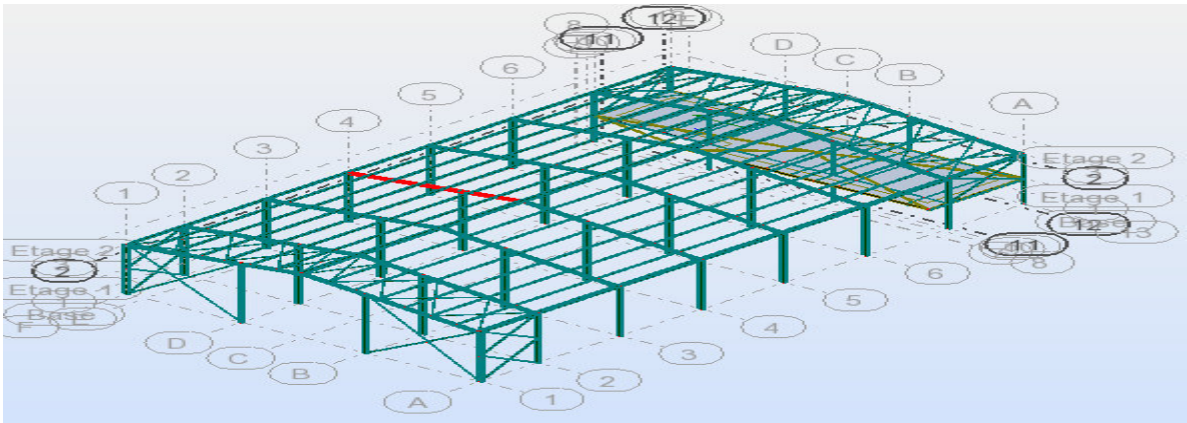


Figure VIII.1: Illustration de la traverse la plus sollicitée.

#### 1. Vérification de la section à la résistance :

##### a) Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°452) sous la combinaison 1.35 (G + Q + v1)

$$M_{ysd}^{\max} = -119.64 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{\text{cor}} = -4.77 \text{ KN}$$

$$V_{zsd}^{\text{cor}} = 74.83 \text{ KN}$$

##### b) Classe de la section

###### • Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{26}{1.25} = 10.4 < 11\epsilon \quad \text{Tableau 5.3.1 (feuille) page 141 l'ECO3}$$

⇒ Semelle de classe 2

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

###### • Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Tableau 5.3.1 (feuille1) page 139 l'ECO3}$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{4.77}{0.75 \times 23.5} = 0.27$$

$$\alpha = \frac{1}{17.7} \left( \frac{17.7 + 0.27}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

Pour les sections de classe 1 :



$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{17.7}{0.75} = 23.6$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.37$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

La section de **HEA260** est de **classe 01**

Donc : les traverse de section **HEA260** sont de classe **02**.

**Remarque :**

Puisque l'âme et la semelle sont de classe différentes donc on choisit la classe 2 qui est la plus défavorable car les sections de classe 2 peuvent atteindre la résistance plastique sans risque de voilement local mais avec une capacité de rotation limitée.

**c) Incidence de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 74.83 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{28.28 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 383.70 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{74.83}{383.70} = 0.20 < 0.5 \rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique.}$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

**d) Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} < \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$  : il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = -4.77 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.8 \times 23.5}{1} = 2039.8 \text{ KN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 509.95 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 86.8 - 2 \times 26 \times 1.25 = 21.8 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 512.3 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \text{min} \left( 0.25 N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \text{Min}(509.95 \text{ KN}; 512.3 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 4.77 \text{ KN} < 509.95 \text{ KN} \text{ OK}$$

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

**2. Vérification de la résistance de la section transversale :**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{919.8 \times 23.5}{1.1} = 196.50 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 119.64 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 196.50 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

**3. Vérification de l'élément aux instabilités :**

➤ **Flexion plane composée avec risque de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ySd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion plane composée avec risque de déversement :**

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{ySd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement  $\chi_{\min}$  :**

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = 1186 \text{ cm (Longueur total de la traverse)}$$

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1186}{10.97} = 108.11$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [B_A]^{0.5}$$

Avec :  $B_A = 1$  pour les sections de classe 1,2 et 3

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 3.14 \times \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350}\right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{108.11}{93.9}\right) = 1.15$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a →  $\alpha_y = 0,21$

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

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,26$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0,5}} = \frac{1}{1,26 + (1,26^2 - 1,15^2)^{0,5}} = 0,56$$

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

Longueur de flambement :

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.

Danc la longueur de flambement  $l_z = 332 \text{ cm}$

L'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{332}{6.5} = 51.08$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{51.08}{93.9}\right) = 0.54 \quad \text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b →  $\alpha_z = 0,34$

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

$$\phi_z = 0,5[1 + 0.34(0.54 - 0,2) + 0.54^2]=0.70$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2})^{0,5}} = \frac{1}{0.70 + (0.70^2 - 0.54^2)^{0,5}} = 0.87$$

Donc :  $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.56, 0.87) = 0.56$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

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

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

Avec :

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT}=0,21$  pour les sections laminées. (C'est notre cas)

$\alpha_{LT}=0,49$  pour les sections soudées.

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$  : L'élancement réduit pour le déversement.

Avec :  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$

$\lambda_{LT}$  : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou en H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

**HEA260:  $i_z=6.5\text{cm}$ ,  $h=25\text{cm}$ ,  $t_f= 1.25\text{cm}$**

$L = 332 \text{ cm}$  : Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent.

$M_a = 64.32 \text{Kn.m}$  et  $M_b = - 119.64 \text{Kn.m}$

(Résultats obtenus à partir du logiciel ROBOT)

$$\Psi = \frac{64.32}{-119.64} = - 0.53$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(\Psi) + 0.52(\Psi)^2$$

$$\Rightarrow c_1 = 1.88 - 1.4(-0.53) + 0.52(-0.53)^2 = 2.7 \leq 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{332}{6.5}}{(2.7)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{332/6.5}{\frac{25}{1.25}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 28.97$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,31$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[ 1 + 0,21 \times (0,31 - 0,2) + 0,31^2 \right] = 0,56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,31^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,97 < 1 \longrightarrow OK$$

a) Calcul des coefficients k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**Application numérique :**

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7(-0,53) = 2,17$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,31 \times 2,17 - 0,15 = -0,049 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,049 \times 4,77}{0,97 \times 86,8 \times 23,5} = 0,99 \leq 1$$

**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant y-y.**

D'après la figure 5.5.3 du CCM97 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\psi = \frac{64,32}{-119,64} = -0,53 \Rightarrow \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7(-0,53) = 2,17$$

$$MQ = |\max M| = 119,64 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = |-119,64| + |64,32| = 183,96 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \quad \text{Cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2,17 + \frac{119,64}{183,96} \times (1,3 - 2,17) = 1,6$$

$$\text{Donc : } \mu_y = 1,15 \times (2 \times 1,6 - 4) + \frac{919,8 - 836,4}{836,4} = -0,82 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,82) \times 4,77}{0,56 \times 86,8 \times 23,5} = 1 \leq 1,5$$

➤ **Vérification au flambement flexion :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

**Application numérique :**

$$\frac{4.77}{0.56 \times 2039.8} + \frac{1 \times 119.64}{196.50} = 0.61 < 1$$

➤ **Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

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

**Application numérique :**

$$\frac{4.77}{0.56 \times 2039.8} + \frac{0.99 \times 119.64}{0.97 \times 196.50} = 0.63 < 1$$

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

**Vérification avec le logiciel robot :**

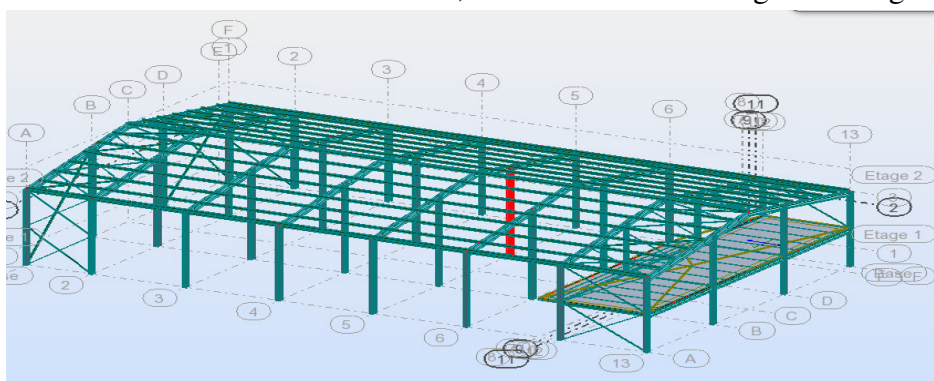
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 7 traverse						
452 Poutre_452	<input checked="" type="checkbox"/> HEA 260	ACIER E24	36.48	61.60	0.42	9 1.35(g+q+v1)

**Conclusion :**

Le profilé choisi **HEA260** est adéquat comme traverse.

**VIII.3. Vérification des poteaux (hangar) :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°298 de hauteur **H=7.44m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :



**Figure VIII.2:** Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Combinaison	h (m)	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)	V <sub>z</sub> (kN)
1.35 (g+q+v1)	7.44	162.44	M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =32.68 M <sub>y</sub> <sup>-</sup> =-25.9	M <sub>z</sub> <sup>+</sup> =0.03 M <sub>z</sub> <sup>-</sup> =0.00	-7.88

**1. Vérification à la résistance :**

**Classe de la section :**

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

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 19 = 7.89 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe I}$$

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{162.44}{1.1 \times 23.5} = 6.28$$

$$\alpha = \frac{1}{298} \left( \frac{298 + 6.28}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09$$

$$\frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.51 - 1)} = 70.37$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{classe 01}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = -7.88 \text{Kn}$  (Note de calcul sur la pièce 298 du Robot sous la combinaison 1.35 (g+q+v<sub>1</sub>))

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 57.3}{\sqrt{3} \times 1.1} = 706.76 \text{KN} > V_{sd}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$  Pas de réduction du moment plastique.

**3. Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 162.44 \text{Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159 \times 23.5}{1.1} = 3396.82 \text{Kn}$$

$$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

**4. Vérification au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = 32.68 \text{kn.m}$  (Note de calcul sur la pièce 298 du Robot sous la combinaison 1.35 (g+q+v<sub>1</sub>))

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10^{-2} \times 23.5 \times 2561.8}{1.1} = 547.29 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow ok$$

**5. Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ **Flexion composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

➤ **Flexion composée avec risque de déversement**

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

**a) Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{min}$**

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

**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.

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travée}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement a la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{45069.4}{744} = 60.58 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travée} = \frac{I_y}{L} = \frac{43193.5}{1186} = 36.42 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.62$$

- **Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.5 \cdot 744 / 16.84 = 22.09$$

$$\lambda_{y-} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.24 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 390/300 = 1.3 > 1.2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ;  $\alpha = 0.21$  (tableau 3).

$$X_y = 0.98$$

- **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 744 / 7.34 = 50.68$$

$$\lambda_{z-} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.54 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

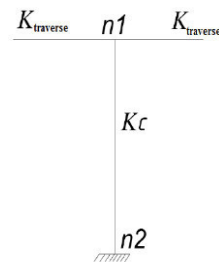
$$h/b = 390/300 = 1.3 > 1.2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.34$  (tableau 3).

$$X_z = 0.86$$

Donc :  $\chi_{min} = 0.86$



**b) Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement  $\lambda_{LT}$**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/t_f}{\frac{L}{i_z}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{744}{7.34}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{744/1.9}{\frac{744}{7.34}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 82.88$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5} = 0.88$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.88 > 0.4$  Il y a de risque de déversement

Donc on doit vérifier,  $\alpha = 0.21$  courbe (a)

On tire  $X_{LT}$  à partir du tableau 5.5.2 de l'ECO3 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.88 \Rightarrow X_{LT} = 0.73$$

**c) Calcul de coefficient  $K_y$   $K_z$  :**

$$\mu_y = \lambda_y^- (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \lambda_z^- (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

**❖ Calcul des coefficients réducteurs :**

**Suivant l'axe (Y-Y) :**

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{25.9}{32.68} = 0.79$$

$$\beta = 1.8 - 0.7 (0.79) = 1.25$$

$$\mu_y = 0.24 (2 (1.25) - 4) + \frac{2561.8 - 2311.3}{2311.3} = -0.25 \quad \text{avec } \mu_z = -0.25 < 0.9$$

$$\chi_y = 0.98$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot Af_y} = 1 - \frac{-0.25 \cdot 162.44}{0.98 \cdot 235 \cdot 159 \cdot 10^2} = 1 \quad \text{avec } K_z = 1 < 1.5$$

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

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0$$

$$\beta = 1.8$$

$$\mu_z = 0.54 (2 \cdot 1.8 - 4) + \frac{872.9 - 570.9}{570.9} = 0.31 \quad \text{avec } \mu_z = -0.114 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot Af_y} = 1 - \frac{0.31 \cdot 162.44}{0.86 \cdot 235 \cdot 159 \cdot 10^2} = 0.99 \quad \text{avec } K_z = 0.99 < 1.5$$

$$N_{sd} = 162.44 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 32.68 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z, sd} = 0.03 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 159 \cdot 23.5 / 1.1 = 3396.82 \text{ Kn}$$

$$M_{ply.Rd} = 2561.8 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1.1 = 547.29 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 872.9 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1.1 = 186.48 \text{ Kn.m}$$



➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{162.44}{0.86 \cdot 3396.82} + \frac{1 \cdot 32.68}{547.29} + \frac{0.99 \cdot 0.03}{186.48} = 0.12 < 1$$

Toutes les condition sont vérifiées

**Vérification avec le logiciel robot :**

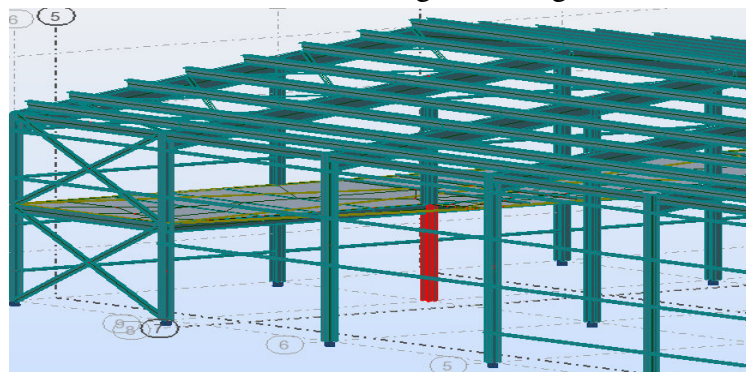
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 pt hea400						
298 Poteau_298	HEA 400	ACIER E24	44.17	101.33	0.10	9 1.35(g+q+v1)

**Conclusion :**

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opté pour un **HEA400** qui vérifie les calculs, le logiciel Robot à son tour nous propose un **HEA400**  
Le profilé choisi **HEA400** est adéquat comme poteau.

**VIII.4. Vérification des poteaux (plancher) :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas ; il s'agit du N°382 de hauteur H=3.2m ; comme illustré en rouge sur la figure suivante



**Figure VIII.3 :** le poteau de plancher le plus sollicité.

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

**Sollicitations sur le poteau HEA360**

Combinaison	h (m)	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)	V <sub>z</sub> (kN)
1.35 (g+q+v1)	3.2	272.09	M <sub>y</sub> <sup>+</sup> =3.17 M <sub>y</sub> <sup>-</sup> =-2.14	M <sub>z</sub> <sup>+</sup> =4.16 M <sub>z</sub> <sup>-</sup> =-3.79	1.54

**1. Vérification à la résistance :**

**Classe de la section :**

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

$$C / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 17.5 = 8.57 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

- **Âme (flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{272.09}{10 \times 23.5} = 1.16$$

$$\alpha = \frac{1}{261} \left( \frac{261 + 1.16}{2} \right) = 0.5 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.1$$

$$\frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.50 - 1)} = 72$$

Donc :  $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow$  **classe 01**

**2. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = 1.54 \text{Kn}$  (Note de calcul sur la pièce **HEA260** du Robot sous la combinaison 1.35 (g+q+v<sub>1</sub>))

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 604.38 \text{KN} > V_{sd}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$  Pas de réduction du moment plastique.

**3. Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$N_{sd} = 272.09 \text{Kn}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 3050. \text{Kn} \quad N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

**4. Vérification au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = 3.17 \text{kn.m}$  (Note de calcul sur la pièce **HEA360** du Robot sous la combinaison 1.35 (g+q+v<sub>1</sub>))

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10^{-2} \times 23.5 \times 2088.5}{1.1} = 446.18 \text{Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow \text{ok}$

**5. Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

**Flexion déviée composée avec risque de flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

**Flexion composée avec risque de déversement**

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

a) Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{\min}$

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

**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.

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travée}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement à la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{33089.8}{320} = 103.41 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travée} = \frac{I_y}{L} = \frac{33089.8}{1186} = 27.9 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.79$$

**Suivant l'axe y-y :**

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.5 \cdot 320 / 15.22 = 10.51$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.11 < 0.2 \text{ (il y a pas de risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.17 < 1.2$$

$$t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y  $\longrightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha = 0.34$  (tableau 3).

$$X_y = 1$$

**Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 320 / 7.43 = 21.53$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.23 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 350/300 = 1.17 < 1.2$$

$$t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement z-z  $\longrightarrow$  courbe de flambement c ;  $\alpha = 0.49$  (tableau 3).

Donc :  $\chi_z = 0.97$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{c_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{160}{7.43}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{160}{7.43}}{\frac{35}{1.75}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 10.36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [B_A]^{0.5} = 0.11$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.11 < 0.4$  Il y a pas de risque de déversement

Donc on doit vérifier,  $\alpha = 0.21$  courbe (a)

On tire  $X_{LT}$  à partir du tableau 5.5.2 de l'ECO3 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,11 \Rightarrow X_{LT} = 1$$

Calcul de coefficient  $K_y K_z$  :

$$\mu_y = \lambda_y^-(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \lambda_z^-(2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Calcul des coefficients réducteurs :

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{2,14}{13,17} = 0,16$$

$$\beta = 1,8 - 0,7 (0,16) = 1,69$$

$$\mu_y = 0,11 (2 \cdot (1,69) - 4) + \frac{2088,5 - 1890,8}{1890,8} = 0,04 \quad \text{avec } \mu_z = 0,04 < 0,9$$

$$\chi_y = 1$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 1 - \frac{0,04 \cdot 272,09}{1 \cdot 235 \cdot 142,8 \cdot 10^2} = 0,99 \quad \text{avec } K_z = 0,99 < 1,5$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{3,79}{4,16} = 0,91$$

$$\beta = 1,8 - 0,7 (0,91) = 1,16$$

$$\mu_z = 0,23 (2 \cdot (1,16) - 4) + \frac{802,3 - 525,8}{525,8} = 0,14 \quad \text{avec } \mu_z = 0,14 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 1 - \frac{0,14 \cdot 272,09}{0,97 \cdot 235 \cdot 142,8 \cdot 10^2} = 0,99 \quad \text{avec } K_z = 0,99 < 1,5$$

$$N_{sd} = 272,09 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 3,17 \text{ Kn.m}$$

$$M_{z, sd} = 4,16 \text{ Kn.m}$$

$$N_{pl, Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 142,8 \cdot 23,5 / 1,1 = 3050,73 \text{ Kn}$$

$$M_{ply, Rd} = 2088,5 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 446,18 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz, Rd} = 802,3 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} / 1,1 = 171,4 \text{ Kn.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{272,09}{0,97 \cdot 3050,73} + \frac{0,99 \cdot 3,17}{446,18} + \frac{0,99 \cdot 4,16}{171,4} = 0,03 < 1$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Vérification avec le logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 3 poteaux HEA360						
382 Barre_382	<input checked="" type="checkbox"/> HEA 360	ACIER E24	48.85	100.06	0.18	9 1.35(g+q+v1)

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opter pour un **HEA360** qui vérifie les calculs, le logiciel Robot à son tour nous propose un **HEA360**  
Le profilé choisi **HEA360** est adéquat comme poteau.

**VIII.5 Vérification de la poutre au vent :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°382) sous la combinaison 1.35 (G + Q + V1)

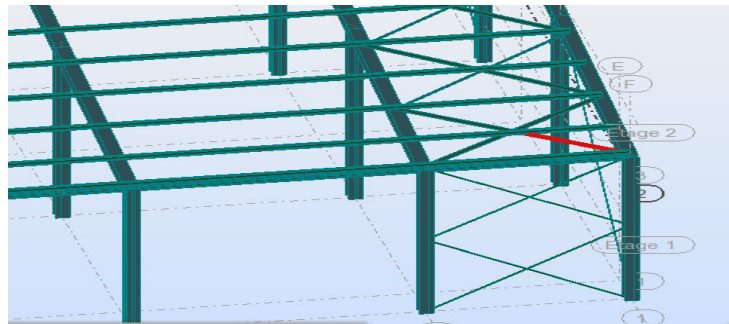


Figure VIII. 4 : Illustration de la barre la plus sollicitée.

L'effort dans la poutre au vent est :

$$N_{sd}^{MAX} = 4.37 \text{KN (traction)}$$

**a). Vérification à la traction :**

L'effort de traction  $N_{sd} = 4.37 \text{Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a:  $A = 6.91 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{6.91 \cdot 23.5}{1} = 162.39 \text{Kn}$$

$$N_{sd} = 4.37 \text{Kn} < N_{rd} = 162.39 \text{Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**b). Vérification au flambement :**

$$\lambda = 316 / 1.82 = 173.63$$

$$\lambda \bar{=} \lambda / \lambda_1 = 14.18 / 93.9 = 1.85$$

$$\lambda \bar{=} 1.85 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.22$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.22 \times 6.91 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 33.11 \text{Kn}$$

$$N_{sd} = 4.37 \text{Kn} < N_{c,Rd} = 33.11 \text{Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT :**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 8 poutre au vent						
162	OK 2 CAE 60x6	ACIER E24	147.38	38.62	0.96	9 1.35(g+q+v1)

**Conclusion :**

Le cornière 2CAE60X6 est adéquate comme diagonale de la poutre au vent.

**VIII.6. Vérification des palées de stabilités de long pan :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°234) sous la combinaison 1.35 (G + Q +Ex)

L'effort max dans les diagonales est  $N_{max} = 17.66 \text{ Kn}$

$$l_k = l_0 = 3.20 \text{m} = 320 \text{cm}$$

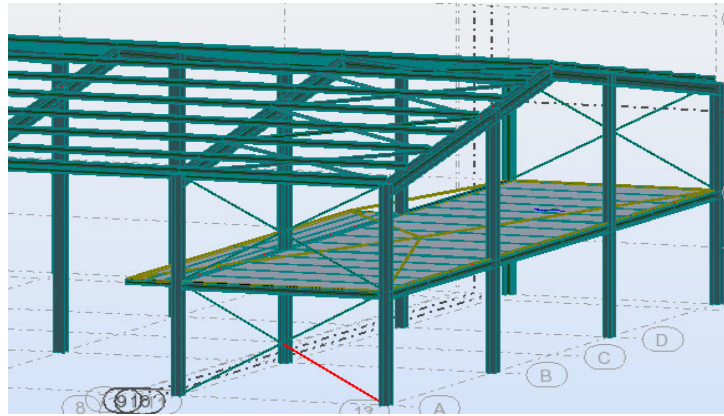


Figure VIII.5 : Illustration de la barre la plus sollicitée.

L'effort dans la Palées de stabilités est :

$$N_{sd}^{MAX} = 17.66 \text{ KN (traction)}$$

**a). Vérification à la traction :**

L'effort de traction  $N_{sd} = 17.66 \text{ Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a:  $A = 8.13 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{8.13 \cdot 23.5}{1} = 191.06 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 17.66 \text{ Kn} < N_{rd} = 191.06 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**b). Vérification au flambement :**

$$\lambda = 320 / 2.13 = 150.23$$

$$\lambda \bar{=} \lambda / \lambda_1 = 264.46 / 93.9 = 1.60$$

$$\lambda \bar{=} = 1.60 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.28$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.28 \times 8.13 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 48.63 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 17.66 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 48.63 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification avec le logiciel ROBOT**

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 9 plée de stabilite						
234	<input checked="" type="checkbox"/> 2 CAE 70x6	ACIER E24	150.37	44.18	0.27	23 g+q+ex

**Conclusion :**

Le cornière 2CAE70X6 est adéquate comme diagonale pour palées de stabilités.

**VIII.7. Résumé des résultats obtenus :**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

<b>Eléments</b>	<b>Section choisie</b>
Poteaux	<b>HEA400 et HEA360</b>
Traverse	<b>HEA260</b>
Poutre principale	<b>HEA240</b>
Poutre secondaire	<b>IPE 220</b>
Pannes	<b>IPE 180</b>
Palé de stabilité	<b>2CAE70X6</b>
Poutre au vent	<b>2CAE60X6</b>
Solive	<b>IPE 140</b>

**Tableau VIII. 1** : liste des éléments et de leurs sections choisies.

# *Chapitre IX*

## *Calcul des assemblages*



### IX.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 .

### IX.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 fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau IX.1:** 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 pièces 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 grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenaillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenaillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

**Tableau IX. 2 :** Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.

### IX.3. Rôle des assemblages :

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 IX.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<sub>s</sub> : section résistante de la partie filetée.

#### IX.4. Calcul d'assemblages :

##### IX.4.1. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

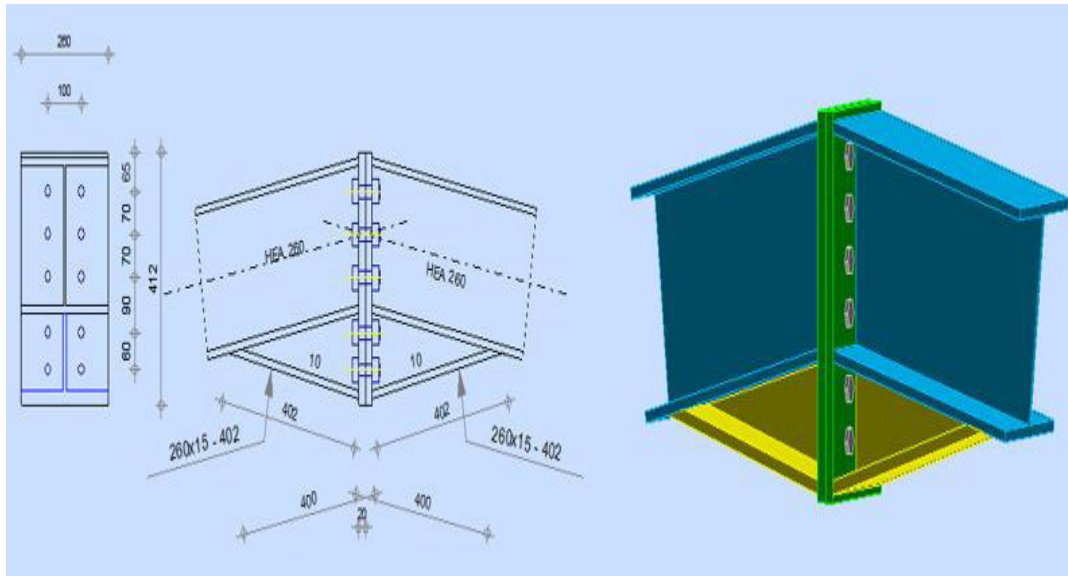


Figure IX. 1 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

❖ **Efforts de calcul :**

$$M^{\text{Max}} = 48.53 \text{ KN.m.} \quad N^{\text{cor}} = 33.81 \text{ KN.} \quad V^{\text{cor}} = 2.78 \text{ KN.}$$

a. **Dimensionnements des boulons :**

❖ **Choix des diamètres des boulons :**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M20** de classe **8.8**

❖ **Disposition des boulons :**

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

❖ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (**Tableau 6.1 Euro code 3**)

$$P_1 \geq 2,2 \times 22 = 48,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 120 \text{ mm}$$

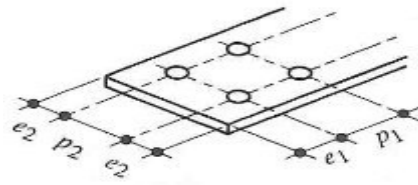


Figure IX.2 : Désignation des entraxes et des pincés.

❖ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26.4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 75 \text{ mm.}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 90 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 290 \text{ mm}$$

$$d_2 = 220 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 60 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 290^2 + 220^2 + 150^2 + 60^2 = 158600 \text{ mm}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{48.53 \times 0.29}{0.1586} = 88.74 \text{ Kn}$$

$$N_2 = \frac{48.53 \times 0.22}{0.1586} = 67.32 \text{ Kn}$$

$$N_3 = \frac{48.53 \times 0.15}{0.1586} = 45.90 \text{ Kn}$$

$$N_4 = \frac{48.53 \times 0.06}{0.1586} = 18.36 \text{ Kn}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

❖ **Vérification au moment résistant :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S \dots \dots \dots \text{ (Euro code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$F_P$  : force de précontrainte dans les boulons.

$f_{ub}$  : 800 MPa.

$n$  : nombre de boulon par rangé ( $n=2$ ).

$$F_P = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137.20 \text{ Kn} \quad \text{par boulon.}$$

$$\text{Soit : } F_P = n \cdot F_P = 2 \cdot 137.2 = 274.40 \text{ KN} \quad \text{par rangée.}$$

$$M_R = \frac{274.4 \times 0.1586}{0.3} = 145.07 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 48.53 \text{ Kn.m} < M_R = 145.07 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

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

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{2.78}{10} = 0.278 \text{ Kn}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = 32.92 \text{ Kn}$$

Avec :

$K_s = 1$  : Facteur de forme, trous nominaux. (Euro code 3 chap. 6.5.8.1)

$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement, surface broyée (Eurocode3 chap. 6.5.8.3)

$m = 1$  : Plan de contact

$$F_{vsd} = 0.278 \text{ Kn} < F_{rd} = 32.92 \text{ Kn} \dots\dots \text{OK}$$

❖ **Résistance au poinçonnement :**

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p, RD} = 0.6 \times \Pi \times d_m \times t_p \times f_u / \gamma_{MB}$$

avec  $t_p$  : Epaisseur de la plaque sous la tête de la vice

$d_m$  : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle a tête du boulon

$$F_{t,sd} = 33.81 \text{ Kn} \leq B_{p, RD} = 0.6 \times 3.14 \times 3.24 \times 2 \times 80 / 1.25 = 651.11 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ **Vérification a la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que  $F_{v,sd} \leq F_{brd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1 \right) = \min \left( \frac{75}{66}, \frac{100}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 1.13$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1,13 \times 3,24 \times 2 \times \frac{36}{1,25} = 325.44 \text{ KN} > F_{v,sd} = 0.278 \text{ KN} \quad \text{Vérifier}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétral.

**Conclusion :** L'assemblage calculé est satisfait

**Remarque :**

Le renfort de jarret est utilisé pour remplir la fonction suivante :

- Augmenter la résistance à la flexion de la traverse au niveau du moment le plus élevé pour pouvoir ainsi utiliser une traverse de plus petite taille.

**IX.4.2. 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.

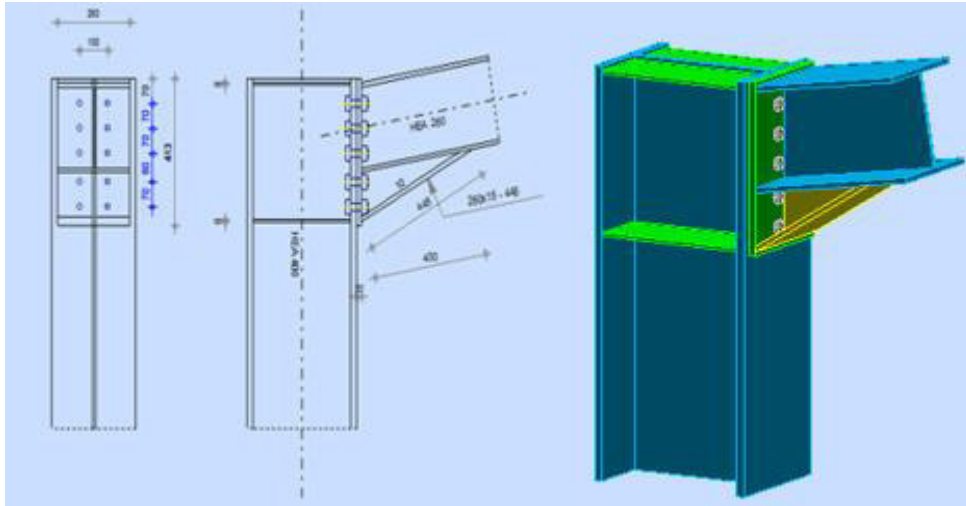


Figure IX. 3 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

❖ **Efforts de calcul :**

$M^{cor} = 119.64 \text{ KN.m}$        $N^{cor} = 29.40 \text{ KN}$        $V_{sd}^{max} = 69.94 \text{ KN}$

**1. Assemblage poteau platine :**

**a. Dimensionnements des boulons :**

❖ **Choix des diamètres des boulons :**

On choisit des boulons **M20** de diamètre  $\phi$  **20** de **classe 10.9**

❖ **Disposition des boulons :**

$P_1 \geq 2,2d_0$

$P_2 \geq 3d_0$

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$  (tableau 6.1 Euro code 3)

$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 48.4 \text{ mm}$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm}$

On prend :  $P_2 = 150 \text{ mm}$

❖ **Pince longitudinale :**

$e_1 \geq 1.2d_0$

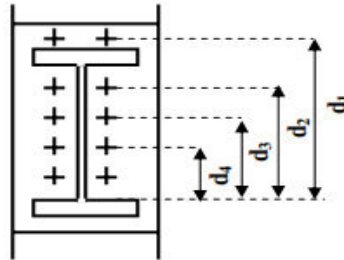
$$e_1 \geq 1.2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 65 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm}$$

❖ **Détermination des distances dans les boulons :**



**Figure IX.4 :** Schéma représente les distances des boulons.

$$d_1 = 290 \text{ mm}$$

$$d_2 = 220 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 70 \text{ mm}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

❖ **calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$  : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

**L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon.}$$

$F_p$  : Force de précontrainte.

Soit  $171.5 \times 2 = 343 \text{ KN}$  par rangée.



**Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$n$  : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

**Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (0.29^2 + 0.22^2 + 0.15^2 + 0.07^2) = 0.1599 \text{ m}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 0.1599}{0.29} = 189.12 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 119.64 \text{ KNm} < 189.12 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification sous l'effort tranchant :**

Il faut vérifier la condition suivante :

Par boulons :

$$\frac{V_{Sd}}{n} = \frac{69.94}{10} = 6.994 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 = \frac{V_{Sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 41.16 \text{ KN}$$

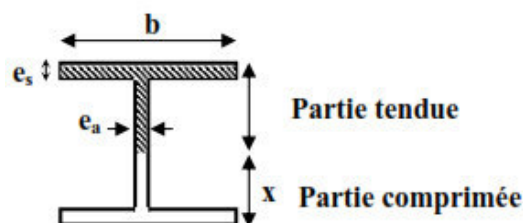
Avec :

$$\mu = 0.3 \quad ; \quad K_s = 1 \quad ; \quad \gamma_{mb} = 1.25 \quad ; \quad m = 1$$

$$V_1 = 6.994 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_V < F_{TRd} \text{ Avec : } F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$



**Figure IX.5 :** Schéma représente la zone tendue et la zone comprimée.

Où :

$F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$  : entraxe des rangées de boulons. ( $P_2=150\text{mm}$ ).

$$\text{Donc : } F_{TRd} = 11 \times 1.5 \times \frac{23.5}{1} = 387.75 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{119.64}{0.371} = 322.48 \text{ KN}$$

$$F_V = 322.48 \text{ KN} < F_{TRd} = 387.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier que :  $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{ef} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- 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.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el.y}}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{69.94}{159} + \frac{119.64 \times 10^2}{2311.3} = 5.616 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 5.616 \text{ KN/cm}^2 < 0.7 \times f_y = 23.5 \times 0.7 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc :  $k_c = 1$

Avec :

$t_p = 20\text{mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 12 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(19 + 27) + 2 \times 20 = 244.07 \text{ mm}$$

$t_{fb}$  : 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).

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$- \text{ Si } \bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

Et :  $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$  : élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{24,407 \times 29,8 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,1^2}} = 0,76 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,76 - 0,2) / 0,76^2 = 0,97$$

$$\text{On aura : } F_{cRd} = \frac{1 \times 0,97 \times 24,407 \times 1,1 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{24,407}{39})^2)}} = 562,89 \text{ KN}$$

Calcul de  $N_{sd}$  tq :  $N_{sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$  : La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}, \quad M_{sd} = 119,64 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{119,64 \times 0,29}{0,1599} = 216,98 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{119,64 \times 0,22}{0,1599} = 164,61 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{119,64 \times 0,15}{0,1599} = 112,23 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{119,64 \times 0,07}{0,1599} = 52,38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 216,98 + 164,61 + 112,23 + 52,38 = 546,2 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 546,2 \text{ KN} < F_{cRd} = 562,89 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :  $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 39 \times \frac{1.1}{1} = 584.73 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{119.64}{0.371} = 322.48 \text{ KN}$$

D'où :  $F_V = 322.48 \text{ KN} < V_R = 584.73 \text{ KN}$  vérifié

• Vérification au risque de poinçonnement lors de serrage :

On doit vérifier que :

$$F_p < B_{prd}$$

D'où :

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 245 \times 1000 = 171.5 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$d_m$  : diamètre moyen du boulon  $d_m = 32.4 \text{ mm.}$

$t$  : épaisseur des pièces à boulonnés  $t = 20 \text{ mm.}$

D'où :

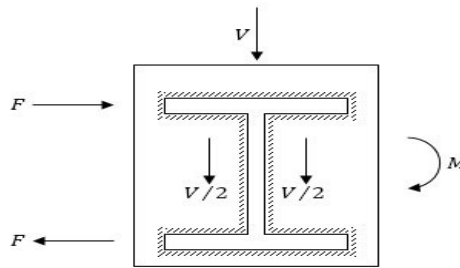
$$B_{prd} = 0,3 \times 3,14 \times 3.24 \times 2 \times \frac{36}{1,25} = 351.59 \text{ KN}$$

$$F_p = 171.4 \text{ KN} < B_{prd} = 351.59 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

**2. Assemblage platine poutre :**

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure



**Figure IX. 6 :** représentation assemblage platine poutre.

**i. Epaisseur de la platine :**

Soit  $e = 20$  mm

**ii. Gorge reliant l'âme :**

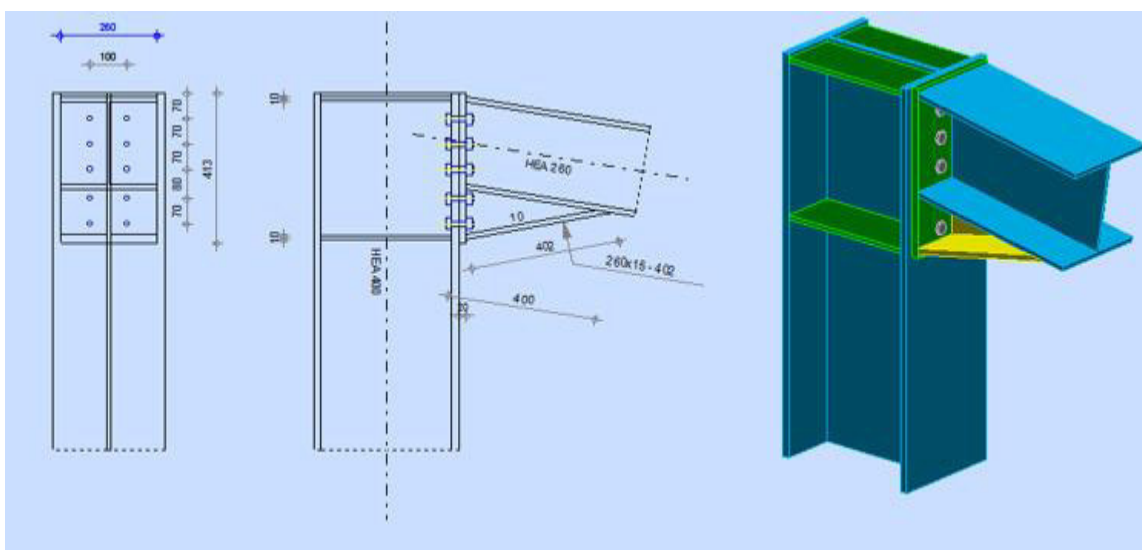
$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

**iii. Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 19 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

**IX.4.3. Assemblage poteau intermédiaire – 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.



**Figure IX.7 :** Représentation de l'assemblage poteau intermédiaire-traverse.

❖ Efforts de calcul :

$$M^{\max} = 68.03 \text{ KN.m.} \quad N^{\text{cor}} = 29.37 \text{ KN.} \quad V_{\text{sd}}^{\text{cor}} = 46.36 \text{ KN}$$

1. Assemblage poteau platine :

a. Dimensionnements des boulons :

❖ Choix des diamètres des boulons :

On choisit des boulons M20 de diamètre  $\phi$  20 de classe 10.9

- Disposition des boulons :

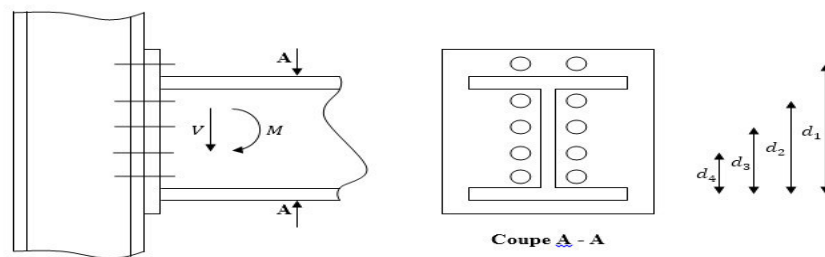


Figure IX.8 : Représentation distance des boulons

❖ 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 Euro code 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 150 \text{ mm}$

❖ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 65 \text{ mm}$

❖ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \cdot 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 75 \text{ mm}$

❖ **Détermination des distances dans les boulons :**

$$d_1 = 290 \text{ mm}$$

$$d_2 = 220 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 70 \text{ mm}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons à l'ELU :**❖ **calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{D'où : } N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$  : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné de centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

**L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon.}$$

$F_p$  : Force de précontrainte.

Soit  $171.5 \times 2 = 343 \text{ KN}$  par rangée.

**Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$n$  : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

**Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (0.29^2 + 0.22^2 + 0.15^2 + 0.07^2) = 0.1599 \text{ m}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 0.1599}{0.29} = 189.12 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 68.03 \text{ KNm} < 189.12 \text{ KNm} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification sous l'effort tranchant :

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{46.36}{10} = 4.636 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 41.16 \text{ KN}$$

Avec :

$$\mu = 0.3 \quad ; \quad K_S = 1 \quad ; \quad \gamma_{mb} = 1.25 \quad ; \quad m = 1$$

$$V_1 = 4.636 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V < F_{TRd}$$

Avec :

$$F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

$F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$  : entraxe des rangées de boulons. (P=150mm).

$$\text{Donc : } F_{TRd} = 11 \times 1.5 \times \frac{23.5}{1} = 387.75 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{68.03}{0.371} = 183.37 \text{ KN}$$

$$F_V = 183.37 \text{ KN} < F_{TRd} = 387.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

On doit vérifier que :  $N_{sd} < F_{c.Rd}$

$$\text{Avec : } F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{ef} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$



$$\text{Et : } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

- 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.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el.y}}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{46.36}{159} + \frac{68.03 \times 10^2}{2311.3} = 3.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 3.23 \text{ KN/cm}^2 < 0.7 \times f_y = 23.5 \times 0.7 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

Donc :  $k_c = 1$

Avec :

$t_p = 20 \text{ mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{eff} = 12 + 2 \times 5 \sqrt{2} + 5(19 + 27) + 2 \times 20 = 244.07 \text{ mm}$$

$t_{fb}$  : 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).

- Si  $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$

- Si  $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

Et :  $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$  : élanement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{24.407 \times 29.8 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.1^2}} = 0.76 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0.76 - 0.2) / 0.76^2 = 0.97$$

$$\text{On aura : } F_{cRd} = \frac{1 \times 0.97 \times 24.407 \times 1.1 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 \times (\frac{24.407}{39})^2)}} = 452.89 \text{ KN}$$

Calcul de  $N_{sd}$  tq :  $N_{sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$  : La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}, M_{sd} = 68.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{68.03 \times 0.29}{0.1599} = 123.38 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{68.03 \times 0.22}{0.1599} = 93.60 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{68.03 \times 0.15}{0.1599} = 63.82 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{68.03 \times 0.07}{0.1599} = 29.78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 123.38 + 93.60 + 63.82 + 29.78 = 310.58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 310.58 \text{ KN} < F_{cRd} = 452.89 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

On doit vérifier que :  $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_R = 0.58 \times 23.5 \times 39 \times \frac{1.1}{1} = 584.73 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{68.03}{0.371} = 183.37 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } F_v = 183.37 \text{ KN} < V_R = 584.73 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

• Vérification au risque de poinçonnement lors de serrage :

On doit vérifier que :

$$F_p < B_{prd}$$

D'où :

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 245 \times 1000 = 171.5 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$d_m$  : diamètre moyen du boulon  $d_m = 32.4 \text{ mm}$ .

$t$  : épaisseur des pièces à boulonnés  $t = 20 \text{ mm}$ .

D'où :

$$B_{prd} = 0,3 \times 3,14 \times 32,4 \times 2 \times \frac{36}{1,25} = 351.59 \text{ KN}$$

$$F_p = 171.4 \text{ KN} < B_{prd} = 351.59 \text{ KN} \quad \text{Condition véri}$$

## 2. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

### iv. Epaisseur de la platine :

Soit  $e = 20 \text{ mm}$

### v. Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

### vi. Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 19 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

## IX.4.4 Assemblage poteau-poutre maîtresse :

On calculera l'assemblage le plus sollicité

$$M = 54.68 \text{ KN.m} \quad V = 49.68 \text{ KN}$$

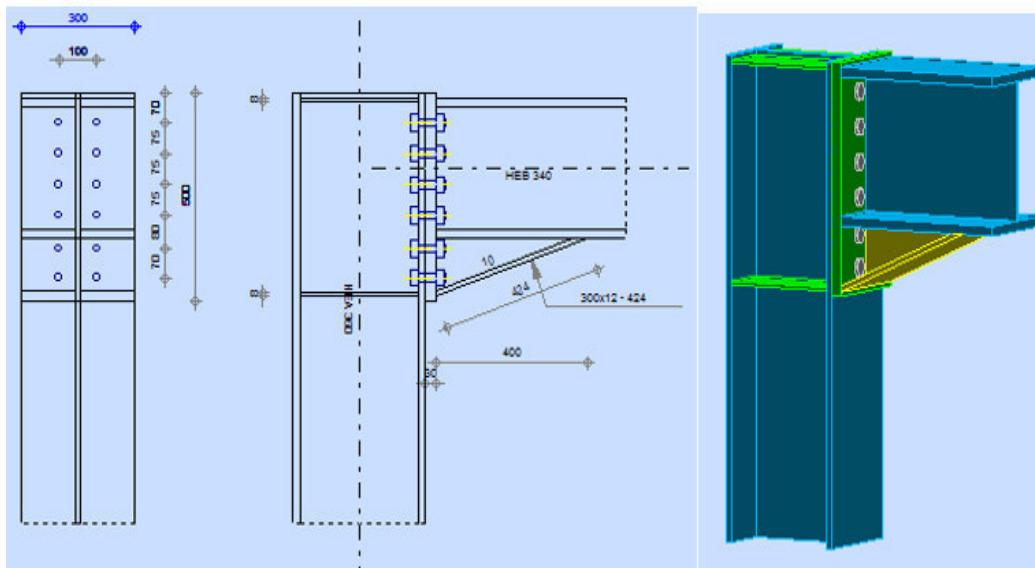


Figure IX.9 : Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.

### 1. Assemblage poteau platine :

#### a. Dimensionnements des boulons :

##### ❖ Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 22$  mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100$  mm

$$P_2 \geq 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 150$  mm

##### ❖ Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 65 \text{ mm.}$$

##### ❖ Pince transversale :

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \cdot 22 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm.}$$

L'assemblage se fait par une platine : **500 x 300 x 20**, et des boulons **HR**, On choisit des boulons **M 20** de diamètre  $\phi$  **20** de **classe 10.9**

$$d_1 = 375 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 300 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 225 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 150 \text{ mm.}$$

$$d_5 = 70 \text{ mm.}$$

**b. Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :****❖ Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$D'où : N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

**- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S$$

$$F_P = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN} \quad \text{par boulon.}$$

**- 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 :**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (70^2 + 150^2 + 225^2 + 300^2 + 375^2) = 308650 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_P \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 308650}{375} \times 10^{-3} = 282.31 \text{ KNm}$$

$$M_{Sd} = 54.68 \text{ KN.m} < 997.41 \text{ KN.m OK}$$

**❖ Vérification sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{49.68}{10} = 4.97 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_P}{\gamma_{m2}} = 41.16 \text{ Kn}$$

$$V_1 = 4.97 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 41.16 \text{ KN OK}$$

**❖ Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_V < F_{TRd}$$

$$\text{Avec : } F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad F_V = \frac{M_{Sd}}{h - t_f}$$

$$D'où : F_{TRd} = 23.5 \times 0.95 \times \frac{10}{1.1} = 202.95 \text{ KN}$$

$$F_V = \frac{54.68}{0.314} = 174.14 \text{ KN}$$

$$F_V = 174.14 \text{ KN} < F_{TRd} = 202.95 \text{ KNOK}$$

❖ **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**

On doit vérifier que :  $F_V \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}} \quad \text{D'où :} \quad V_R = 0.58 \times 23.5 \times 33 \times \frac{0.95}{1.1} = 388.45 \text{ KN.}$$

$$F_V = \frac{M_{Sd}}{h-t_f} \quad \text{D'où :} \quad F_V = \frac{54.68}{0.314} = 174.14 \text{ KN}$$

$$F_V = 174.14 \text{ KN} < V_R = 388.45 \text{ KN.OK}$$

## 2. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

### i. Epaisseur de la platine :

Soit  $e = 22 \text{ mm}$

### ii. Gorge reliant l'âme :

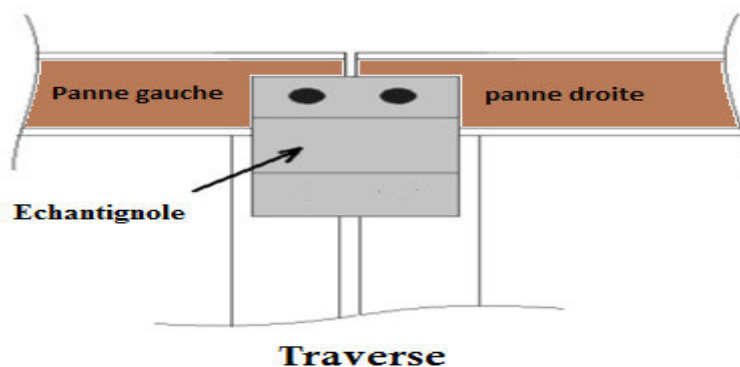
$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 9.5 \text{ mm} = 4.75 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

## IX.4.6 Assemblage de l'échantignolle :

### a) Assemblage de l'échantignolle sur la panne

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.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{qZ} / 2$  (chaque boulon reprend une seule panne).



**Figure IX.10 :** Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M 14** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$R_{qz} \text{ max} = 21.216 \text{ Kn}$  est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

$$F_{VRD} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot f_b}{\gamma_{mo}} = \frac{0.5 \cdot 1.15 \cdot 60}{1.25} = 27.6 \text{ Kn} > \frac{21.216}{2} = 10.61 \text{ Kn}$$

→ **OK**      **Vérifier**

**Assemblage de l'échantignolle sur la traverse**

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$V_Z = 8.69 \text{ Kn}$  ;  $V_Y = 1.29 \text{ Kn}$

Soit un boulon ordinaire **M 12** de **classe 6.8** ;  $f_{ub} = 600\text{MPa}$ .

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{trd}} \leq 1$$

$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.9 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 36.41 \text{ Kn}$

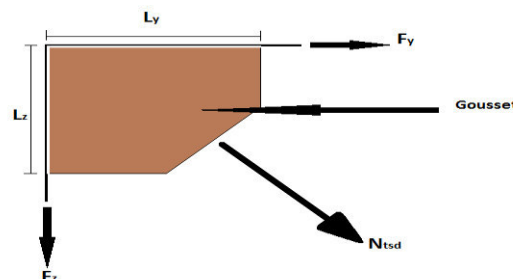
$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \cdot 0.843 \cdot 60 / 1.25 = 20.23 \text{ Kn}$

$\frac{1.29}{20.23} + \frac{8.69}{1.4 \cdot 36.41} = 0.51 \leq 1$  → **Condition vérifiée**

**IX.4.7 Assemblage du contreventement (Palées de stabilités) :**

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :  $N_{t,Sd} = 218.75 \text{ KN}$ .

**1. Assemblage gousset-nœud du portique :**



**Figure IX.11 :** Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tableau IX. 4:** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t,sd} = 218.75 \text{ kN}$  ; donc on prend :  $e = 10 \text{ mm}$

**A. Pré dimensionnement de la gorge 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.

$t_{\max} = 10 \text{ mm}$  (épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10 \text{ mm} = 5 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots \dots \dots (I)$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$t_{g\alpha} = \frac{5}{4} \Rightarrow \alpha = 51.34^\circ$$

Donc:

$$F_y = N_{sd} \times \cos \alpha = 218.75 \times \cos 51.34 = 136.65 \text{ KN}$$

$$F_z = N_{sd} \times \sin \alpha = 218.75 \times \sin 51.34 = 170.82 \text{ KN}$$

A partir d l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 8.22 \text{ cm} \\ L_z \geq 12.27 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 10 \text{ cm} \\ L_z = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**B. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :**

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons ordinaires de classe 6.9 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

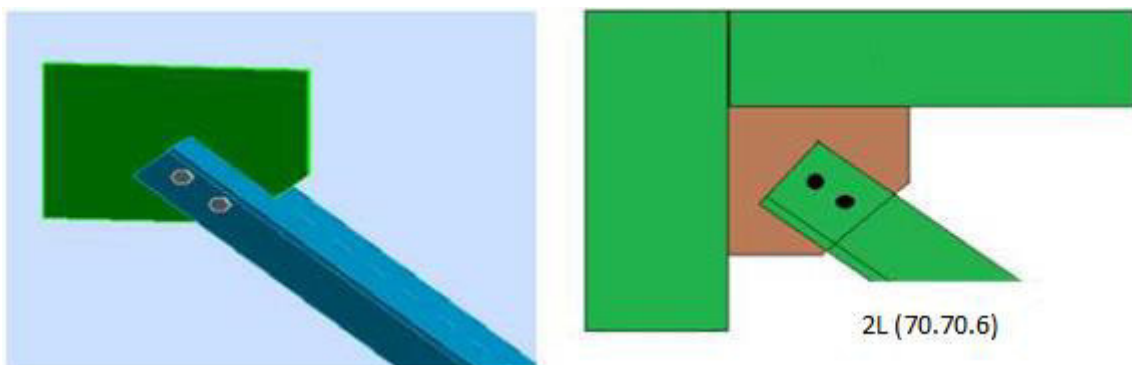


Figure IX.12 : Assemblage des diagonales sur gousset.



❖ **Distribution de l'effort normale sur les boulons :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \text{ Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{v,sd} = \frac{218.75}{2 \times 2} = 54.69 \text{ KN}$$

❖ **Dimensionnement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times f_{ub}} \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{54.69 \times 1.25}{0.6 \times 100} = 1.149 \text{ cm}^2 = 11.49 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types **M(12)** avec  **$A_s = 84.3 \text{ mm}^2$**

❖ **Disposition géométrique :**

Profilés : L (70\*70\*6), t = 6mm

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 15.6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28.6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \\ 19.5 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit  **$e_1 = 8\text{cm}$**      **$p_1 = 10\text{cm}$**

**Les Vérifications :**

❖ **Vérification de l'Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) \times P_1 = (2-1) \times 10 = 10\text{cm}$$

$$L < 15d = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

$L < 15d = 180\text{mm}$  ; Donc l'assemblage n'est pas long.

❖ **Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [2,05 ; 2,52 ; 1,66 ; 1] \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.8 \times \frac{60}{1.25} = 115.2 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 115.2\text{KN} > F_{v,sd} = 59.69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale

❖ **Vérification de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_0) \times e = (120 - 13) \times 6 = 642 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1874 - (13 \times 6) - 642 = 1218.4 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 642}{3 \times 642 + 1218.4} = 0.61$$

$$A_{net} = 2 \times (642 + 0.61 \times 1218.4) = 2770.45 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0.9 \times 2770.45 \times \frac{600}{1.25} = 1196.83 \text{ KN} > F_{v.sd} = 218.64 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. Assemblage palée en croix de saint André :**

❖ **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{V.Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 600 \times \frac{84.3}{1.25} \times 10^{-3} = 48.55 \text{ KN}$$

$$F_{V.Rd} = 48.55 \text{ KN} < F_{v.sd} = 59.69 \text{ KN} \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on augmente la section des boulons à M22 avec :  $A_s = 303 \text{ mm}^2$

$$F_{V.Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 600 \times \frac{303}{1.25} \times 10^{-3} = 87.26 \text{ KN}$$

$$F_{V.Rd} = 87.26 \text{ KN} > F_{v.sd} = 59.69 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à la traction :**

il faut vérifier que :  $N_{sd} < F_{t,rd}$

$$N_{sd} = 218.75 \cdot \cos(51.34) / (2 \times 4) = 22.77 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{303}{1.25} \times 10^{-3} = 130.89 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 22.77 \text{ KN} < F_{t,rd} = 130.89 \text{ KN} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

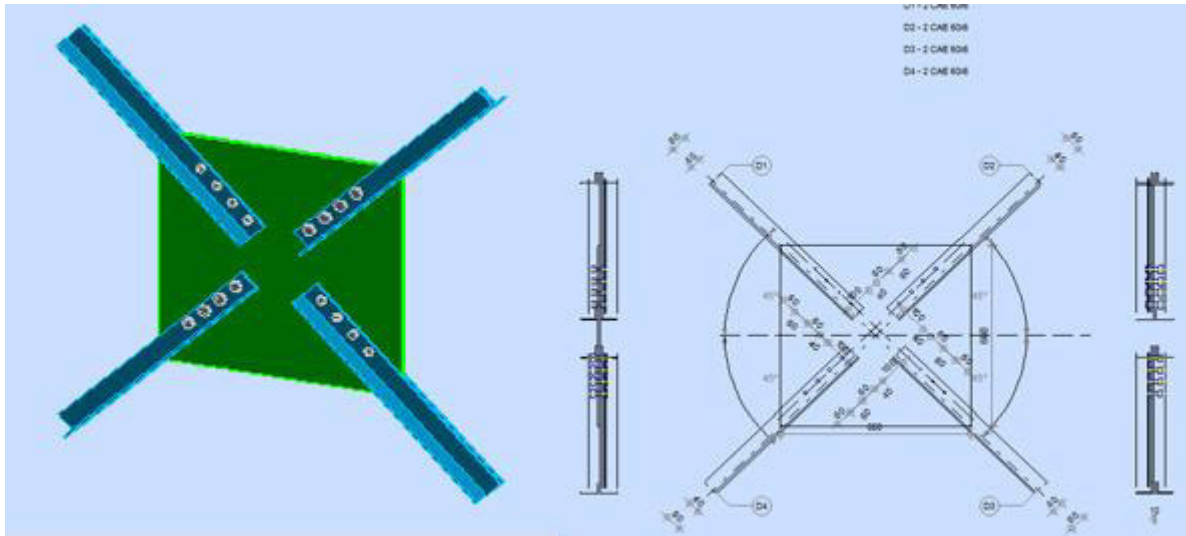


Figure IX.13 : Représentation de l'assemblage palé de stabilité.

#### IX.4.8 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

##### 1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum :  $N = 59.63 \text{ KN}$

On utilise des boulons **M12** de **classe 6.8** soumis au cisaillement d'où :

$$F_{V;sd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

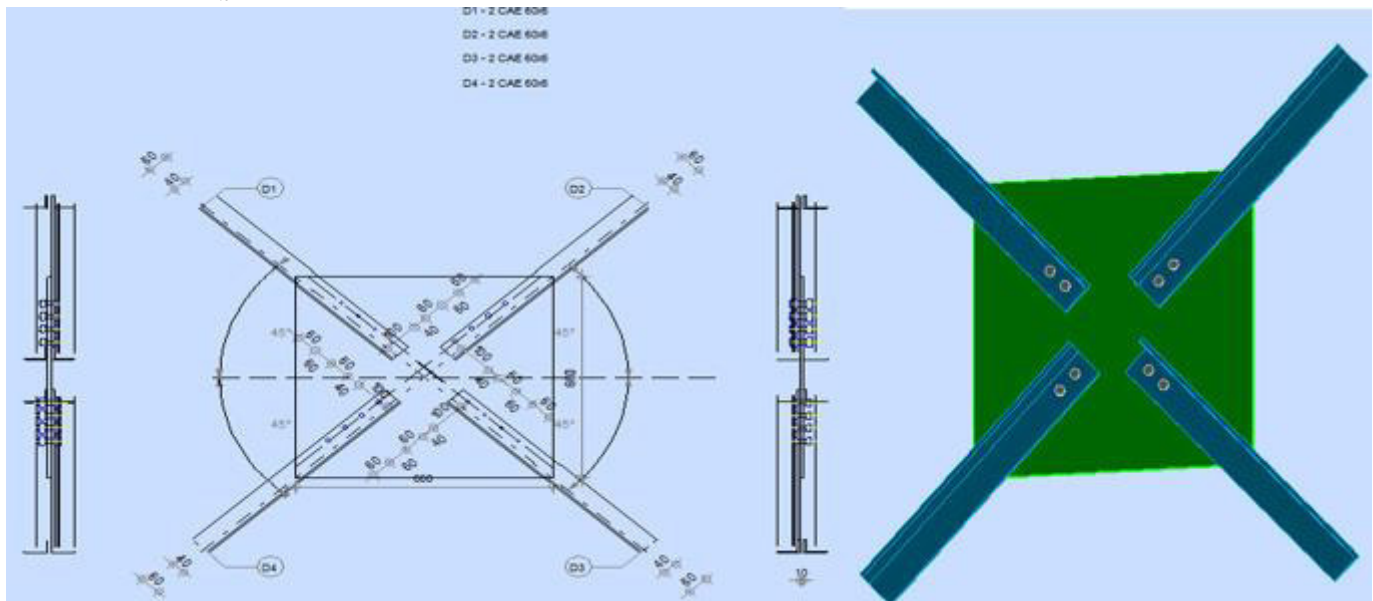


Figure IX.14 : Représentation de l'assemblage poutre au vent.

On a des diagonales : **L (60\*60\*6)**

Boulon M12,  $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 6.8} \\ f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = 0,5 \times 0,84 \times \frac{60}{1,25} = 20,16 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est :

$$F_{v,rd} = \frac{N}{n \cdot p} \quad \mathbf{p} : \text{nombre de plan de cisaillement}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{v,rd} \times p} = \frac{59,63}{20,16 \times 1} = 2,96$$

Soit : **n = 4** Boulons pour chaque cornière.

❖ **Disposition des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2 \times 13 = 28,6 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 50 \text{ mm}$

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 40 \text{ mm}$ .

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 22 = 19,5 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 40 \text{ mm}$

On opte pour **4** Boulons ordinaires **M12** avec un gousset de **8mm**.

❖ **Les Vérifications :**

○ **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v,s} \leq F_{p,rd}$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min [1,02, 1,032, 1,66, 1] = 1$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 1 \times 1,2 \times 0,8 \times \frac{60}{1,25} = 115,2 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 115,2 \text{ KN} > F_{v,sd} = \frac{59,63}{4} = 14,91 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

- **Vérification vis-à-vis de la rupture de la section nette :**

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (1 - d_o) \times e = (80 - 13) \times 10 = 670 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_o \times e) - A_1 = 1511 - (13 \times 8) - 670 = 737 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 670}{3 \times 670 + 737} = 0,73$$

$$A_{net} = 2 \times (670 + 0,73 \times 737) = 2416,02 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \times 2416,02 \times \frac{600}{1,25} = 1043,72 \text{ KN} > F_{v.sd} = 59,63 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis des assemblages trop longs :**

$$L = (n-1) \times P_1 = (4-1) \times 5 = 15 \text{ cm}$$

$$L < 15 \cdot d = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

Donc : L'assemblage n'est pas long.

## 2. Dimensionnement du cordon de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$  : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

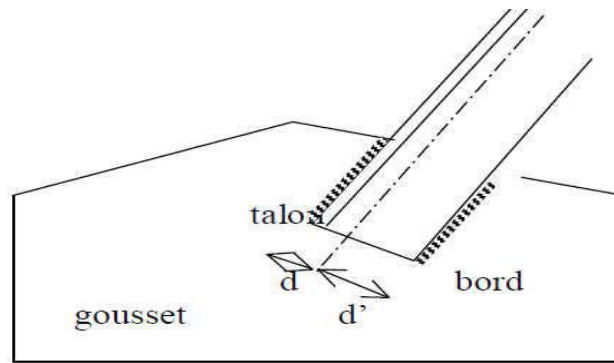
$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

### Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3} \quad L_{\text{bord}} \geq \frac{N \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$



**Figure IX.15 :** Longueurs des soudures.

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura :

Avec :

$N$  : effort repris par une cornière  $N=59.63\text{KN}$ .

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0}=1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0.8$

$f_u$  : Résistance limite de rupture  $f_u = 360\text{ MPa}$

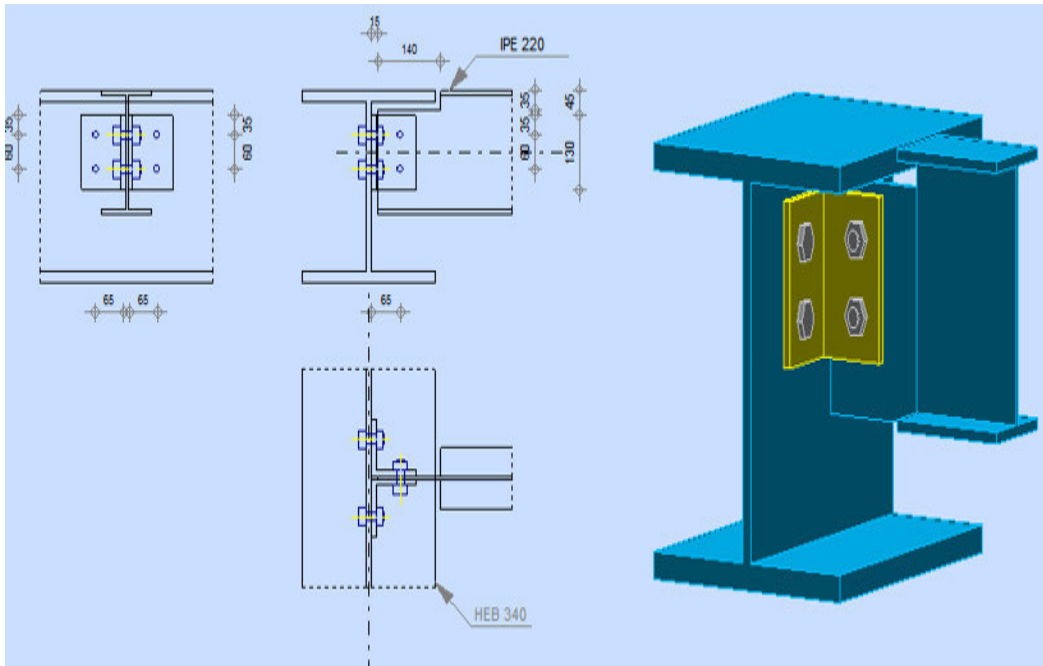
$a$  : Gorge de la soudure  $a = 4\text{mm}$ .

$$L_{bord} \geq \frac{59.63 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 7.17\text{ cm}$$

$$L_{bord} = 8\text{ cm}$$

#### **IX.4.9 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  $V_{st} = 34.70\text{KN}$ .



**Figure IX.16** : Représentation de l'assemblage poutre maîtresse - solive.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 8.8** 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)

### 1. Dimensionnement des boulons

#### ❖ Choix des boulons :

##### a) Coté solive :

$$F_p = 0.7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0.7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{34.70 \times 1.25 \times 10^3}{2 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} = 66.48 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M12** de **classe 8.8** avec  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

##### b) Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M12 avec :  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

#### ❖ Disposition constructive

Distance entre axes des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \leq 12t \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 39mm \leq p_2 \leq 84mm \\ 19,5mm \leq e_2 \leq 72mm \\ 15,6mm \leq e_1 \leq 72mm \\ 28,6mm \leq p_1 \leq 84mm \end{array} \right. \begin{cases} p_1 = 40mm \\ p_2 = 50mm \\ e_1 = 20mm \\ e_2 = 30mm \end{cases}$$

## 2. Vérifications nécessaires :

### a. Assemblage long :

Assemblage long  $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1) \times P_2 = (2-1) \times 50 = 50mm$$

$$15d = 15 \times 12 = 180mm \succ L$$

$\rightarrow$  L'assemblage n'est pas trop long.

### b. La pression diamétrale

On doit vérifier que :  $F_{vSd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

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

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{yb}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{20}{3 \times 13}; \frac{40}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1 \right\} = 0,51$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,51 \times \frac{360 \times 12 \times 6}{1,25} = 26,43KN$$

$$\frac{F}{n_b} = 21,11 KN < 26,43KN$$

**Condition vérifiée**

### c. 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.

Il faut vérifier :  $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$



$$V_{eff,Rd} = \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{veff} = L_v + L_1 + L_2$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30mm$$

$$L_v = P_2 = 50mm$$

$$L_2 = \left( a_2 - k_{d_{0,t}} \right) \left( \frac{f_u}{f_y} \right) = 20,60mm$$

$d_{0,t}$  : taille des trous le long de la ligne tendue

$t$  : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$  pour une seule rangée de boulons

$$\Rightarrow L_{veff} = 50 + 30 + 20,60 = 100,68mm$$

$$\Rightarrow A_{veff} = t \times L_{veff} = 6 \times 100,68 = 604,08mm$$

$$\Rightarrow V_{eff,Rd} = \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{604,08}{1,1} = 75,50KN$$

$V_{eff,Rd} = 75.50 \text{ KN} > V_{sd} = 34.70 \text{ KN} \Rightarrow$  pas de risqué de cisaillement du bloc.

#### IX.4.10 Calcule de Pied de poteau :

##### IX.4.10.1. 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.

##### 1. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction simple le plus défavorable

$$N_t = 113.65 \text{ Kn} .$$

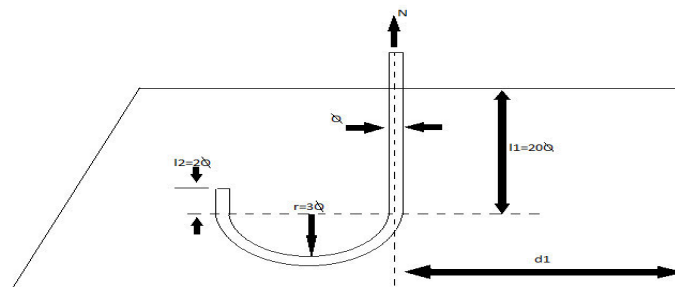


Figure IX.17 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section HEA400  $\Rightarrow h = 390$  mm

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \div 150)$  mm

on prend :  $c = 100$  mm

d'où :  $a = h + 2c = 390 + 2 \times 100 = 590$  mm

$$b = h + 2c = 390 + 2 \times 100 = 590 \text{ mm}$$

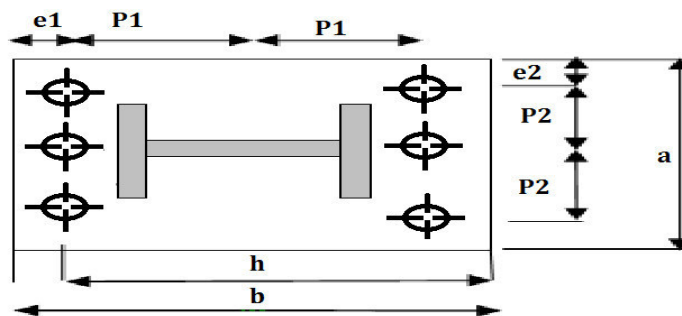


Figure IX.18 : Dispositions constructives.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_t$ ).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

$n$  : nombre de tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_t}{3 \cdot \pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 113.65}{3.14 \cdot 3 \cdot 23.5}} = 1.02 \text{ cm}$$

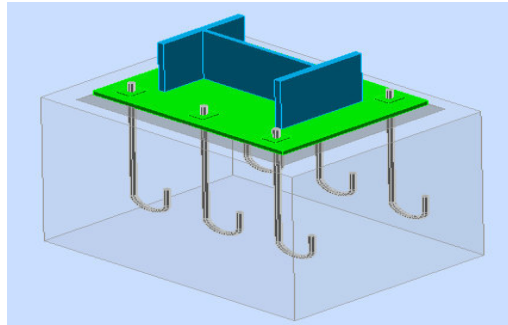


Figure IX.19 : Disposition des tiges d'encrages.

Donc on prend :  $\phi = 2.5\text{cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **25 mm** de diamètre.

❖ **Vérification de la tige d'ancrage :**

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

$N_a$  : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$ : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 50 \text{ cm}$$

$$l_2 = 5 \text{ cm}$$

$$d_1 = 10 \text{ cm}$$

$$N_a = 23.10 \text{ Kn} > \frac{N_t}{6} = 18.95 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{60.81}{113.65} = 0.53\text{m}$$

$$e = 53\text{cm} > \frac{D}{6} = \frac{70}{6} = 11.66\text{cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 3 \times \Pi \times R^2 = 47.68 \text{ cm}^2 \quad (\text{A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 77.5 \text{ cm}$$

$$h = hp + d1 + d1/2 = 54 \text{ cm}$$

$$b = 2d1 + hp = 59 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h' = 34.99 \text{ cm}$$

❖ Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1.5$$

Vérifiée

$$\sigma_b = \frac{2 \times 113.65 \times 77.5}{59 \times 34.99 \left( 54 - \frac{34.99}{3} \right)} = 2.01 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.2 \text{ MPa}$$

❖ Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{113.65}{47.68} \cdot \frac{77.5 - 54 + \frac{34.99}{3}}{\left( 54 - \frac{34.99}{3} \right)} = 19.80 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

**Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**

**a. Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

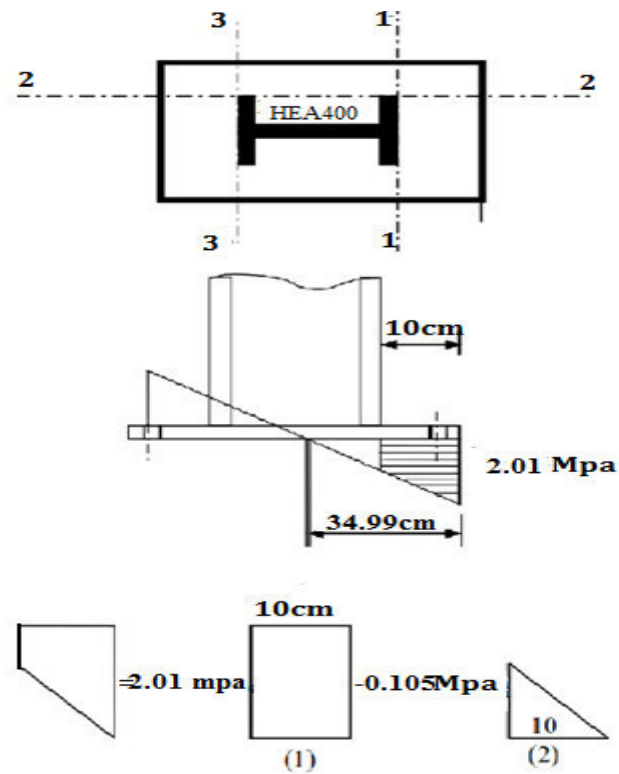


Figure IX.20 : Vérification de la section 1-1.

$$M_1 = \sigma_b \times d_l \times \frac{d_1}{2}$$

$$M_1 = 2.01 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0.11 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left( 10 \times \frac{3.98}{2} \right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.066 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.044 \text{ Kn.m}$$

• le module d'inertie de la platine pour  $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left( \frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

▪ la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.044 \times 6 \times 10^6}{10 \times 23.5}} = 1.59 \text{ cm}$$

$$t \geq 1.59 \text{ cm}$$

## b. Vérification de la section 2-2 :

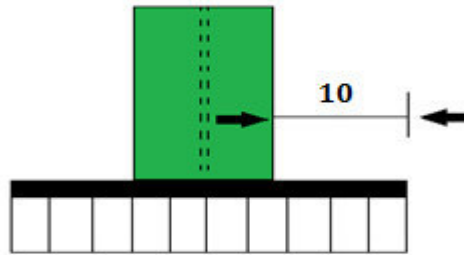


Figure IX.21 : Vérification de la section 2-2.

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = M1 = 0.11Kn.m$$

$$D'où : t \geq \sqrt{\frac{0.11 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 1.76cm$$

$$t \geq 1.76cm$$

## c. Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment :  $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 58.87 \times 19.80 \times 10^{-1} = 110.68Kn.m$$

$$M = 0.1 \times 110.68 = 11.068Kn.m$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

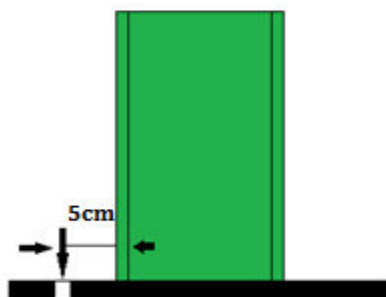


Figure IX.22 : Vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{11.068 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 11.068}{50 \times 23.5}}$$

$$t \geq 0.24 \text{ cm}$$

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 2cm.**

**d. vérification de la bèche :**

si :  $0,3 \times N < V \rightarrow$  La bèche est nécessaire

On a :

$$N = 113.65 \text{ KN}$$

$$V = 41.05 \text{ KN } 0,3$$

$$0,3 \times N = 0,3 \times 113.65 = 34.09 \text{ KN } > V = 24.05 \text{ KN} \rightarrow \text{La bèche est inutile.}$$

# *Chapitre X*

## *Etude de l'infrastructure*



**X.1. Introduction :**

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et la charge supportée par cette dernière.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- \_ La nature et le poids de la superstructure.
- \_ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- \_ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site  $S_3$  est :  $\overline{\sigma}_{sol} = 1.4bar$

La profondeur d'ancrage :  $D = 2,00\ m$

**X.2. Calcul des fondations :**

**X.2.1 Détermination des sollicitations :**

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol  $q_u$  d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+Q
$N^{max}$ (KN)	187.29	259.94	184.38
$M_y$ (KN.m)	14.78	23.12	14.81
$M_z$ (KN.m)	39.45	51.81	35.36
$V_y$ (KN)	25.48	34.2	25.33
$V_z$ (KN)	26.48	35.75	26.48

**Tableau X. 1:** Les sollicitations à la base des poteaux HEA400.

**X.2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :**

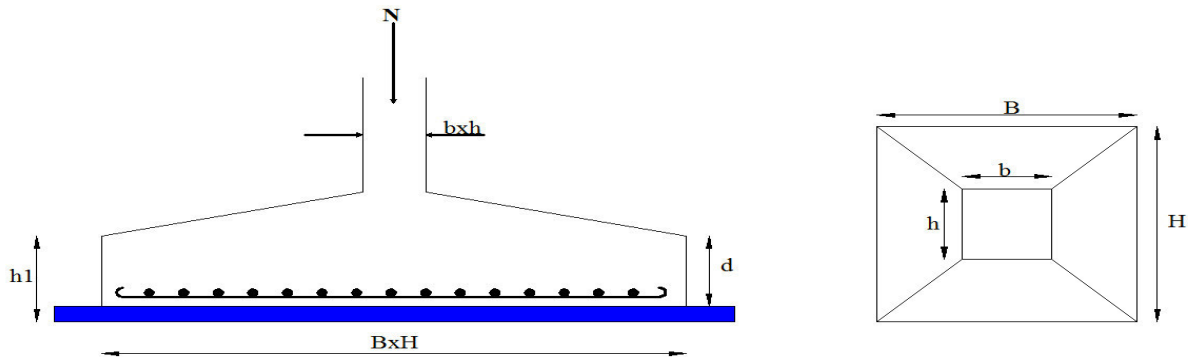
Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h\*b), donc les semelles sont rectangulaire (H\*B).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA400)

H et B : dimension de la semelle.

$h_1 = d + c$  ; avec  $c = 5$  cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.



**Figure X. 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 :

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,4bar$$

$$h = 80cm$$

$$b = 60cm$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1.33B$$

Ou :

h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (Voir chapitre 09 calcul des assemblages - pieds de poteau).

**X.2.3 Dimensionnement de la semelle :**

- **Situation accidentelle :**  $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$-B^3 + 0.5B + 0.241 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{14.78}{187.29} = 0.08$$

$$B = 1.1m$$

$$H = 1.33 \times 1.1 = 1.46$$

$$\text{Soit; } H = 1.45m$$

Soit  $B = 1.1 m$  et  $H = 1.45 m$

- **Situation durable :**  $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left( \frac{h \times B}{b} \right)} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{\left( \frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1.046B + 0.565 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{23.12}{259.94} = 0,09$$

$$\Rightarrow B = 1,2m$$

$$\Rightarrow H = 1.33 \times 1.2 \Rightarrow H = 1.6m$$

$$\text{Soit; } H = 1.6m$$

On choisit pour toutes les semelles  $B=1,2m$  et  $H=1.6m$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2-0,6}{4} = 15cm \\ \frac{1.6-0,8}{4} = 20cm \end{array} \right.$$

$$h_1 = d + c = 20 + 5 = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,00 - 0,25 = \mathbf{1,75 \text{ m}}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1.6 \times 1.2 \times 0,25 \times 25 = 12KN$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G+1,5Q
$N^{\max}$ (KN)	187.29	259.94	184.38
$M_{by}$ (KN.m)	67.74	94.62	67.77
$M_{bz}$ (KN.m)	90.41	120.21	86.02
$V_y$ (KN)	25.48	34.2	25.33
$V_z$ (KN)	26.48	35.75	26.48

Tableau X. 2: Les sollicitations à la base de la semelle.

**X.2.4 Vérification des contraintes :**

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 140 = 280 \text{KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 140 = 186.2 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		Sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,32	1.23<2.8	-0.34	1.63> 1.4
		Sens B	0,49	0.58<2.8	-1.36	2.14> 1.4
Situation Durable	ELU	Sens H	0,35	3.18>1,86	-0.50	2.26>1.4
		Sens B	0,40	4.46>2.8	-1.76	2.9>1.4
	ELS	Sens H	0,36	2.29>1,86	-0,37	1.63>1.4
		Sens B	0,50	3.21>2.8	-1.29	0,162< 3

**Tableau X. 3:** Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à B= 1.6m et H=2.1m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.6-0.6}{4} = 25cm \\ \frac{2.1-0.8}{4} = 32.5cm \end{array} \right.$$

$$h_1 = d + c = 32.5 + 5 = \mathbf{37.5 \text{ cm}}$$

l<sub>1</sub> : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,00 - 0,375 = \mathbf{1.625 \text{ m}}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 2.1 \times 1.6 \times 1.625 \times 25 = 5.46 \text{ KN}$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G+1,5Q
$N^{\max}$ (KN)	187.29	259.94	184.38
$M_{by}$ (KN.m)	60.41	91.52	65.47
$M_{bz}$ (KN.m)	92.41	103.62	88.32
$V_y$ (KN)	25.48	34.2	25.33
$V_z$ (KN)	26.48	35.75	26.48

Tableau X. 4 : Les sollicitations à la base de la semelle.

**X.2.5 Vérification des contraintes :**

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensH \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 140 = 280 \text{KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 140 = 186.2 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		Sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,36	1.13<2.8	-0.01	0.85< 1.4
		Sens B	0,48	1.3<2.8	-0.195	0.92< 1.4
Situation Durable	ELU	Sens H	0,36	1.60<1,86	-0.02	1.20<1.4
		Sens B	0,46	1.81<2.8	-0.270	1.29<1.4
	ELS	Sens H	0,37	1.13<1,86	-0.03	0.84<1.4
		Sens B	0,47	1.31<2.8	-0.212	0.93< 1.4

Tableau X. 5 : Vérification des contraintes dans le sol.

**X.2.6 Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v2003.Art.10.1.5) :**

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{1.6}{4} = 0.43m \rightarrow \text{sensB} \\ \frac{H}{4} = \frac{2.1}{4} = 0.525m \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

sens B: e<sub>0</sub> = 0.48m < 0.43m

sens H: e<sub>0</sub> = 0.36m < 0.525m

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**X.2.7 Détermination des armatures de la semelle :**

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sensB} \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \times \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

**a) Situation accidentelle :**

- **Armatures parallèles à H=2.1m :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,36 > \frac{0,6}{6} = 0,10 \\ e_0 = 0,36 > \frac{1,6}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,1 + 0,3 \times 0,6 - 9 \times 0,36) \left( \frac{\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,6}{\frac{2,1}{2} - 0,36} \right)^2 \frac{187,29}{27}$$

$$M_1 = 64,90 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{54,90 \times 10^{-3}}{0,5 \times 400} = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=1.6m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,48 > \frac{0,8}{6} = 0,133 \\ e_0 = 0,48 > \frac{2,1}{24} = 0,09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M$$



$$M_1 = (4 \times 1.6 + 0.3 \times 0.6 - 9 \times 0.48) \left( \frac{\frac{1.6}{2} - 0.35 \times 0.6}{\frac{1.6}{2} - 0.48} \right)^2 \frac{187.29}{27}$$

$$M_1 = 90.33 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.5 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{90.33 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

**b) Situation durable :**

• **A l'E.L.U :**

- **Armatures parallèles à H=3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.36 > \frac{0.6}{6} = 0.10 \\ e_0 = 0.36 > \frac{2.1}{24} = 0.09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2.1 + 0.3 \times 0.6 - 9 \times 0.36) \left( \frac{\frac{2.1}{2} - 0.35 \times 0.6}{\frac{2.1}{2} - 0.36} \right)^2 \frac{259.94}{27}$$

$$M_1 = 76.19 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{76.19 \times 10^{-3}}{0.72 \times 400} = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.65 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à B=1.6m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0.48 > \frac{0.8}{6} = 0.133 \\ e_0 = 0.48 > \frac{2.1}{24} = 0.09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M}$$

$$M_1 = (4 \times 2.1 + 0.3 \times 0.6 - 9 \times 0.48) \left( \frac{\frac{2.1}{2} - 0.35 \times 0.6}{\frac{2.1}{2} - 0.48} \right)^2 \frac{259.94}{27}$$

$$M_1 = 81.54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{81.54 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 4.077 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.077 \text{ cm}^2$$

• A l'E.L.S:

- Armatures parallèles à H=2.1m :

$$\begin{cases} e_0 = 0.36 > \frac{0.6}{6} = 0,10 \\ e_0 = 0.36 > \frac{1.6}{24} = 0,07 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.6 + 0.3 \times 0.6 - 9 \times 0.36) \left( \frac{\frac{1.6}{2} - 0,35 \times 0.6}{\frac{1.6}{2} - 0.36} \right)^2 \frac{184.38}{27}$$

$$M_1 = 41.01 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{41.01 \times 10^{-3}}{0,5 \times 201} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.08 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à B=1.6m :

$$\begin{cases} e_0 = 0,48 > \frac{0.8}{6} = 0.133 \\ e_0 = 0,48 > \frac{2.1}{24} = 0.09 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de M}$$

$$M_1 = (4 \times 2.1 + 0.3 \times 0.6 - 9 \times 0.48) \left( \frac{\frac{2.1}{2} - 0,35 \times 0.6}{\frac{2.1}{2} - 0.48} \right)^2 \frac{184.38}{27}$$

$$M_1 = 63.178 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{63.178 \times 10^{-3}}{0,5 \times 201} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.3 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 210 \times 60 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 160 \times 60 = 21.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 11.59 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ( $l_s > H/4$  sens H et  $l_s > B/4$  sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32cm < \frac{H}{4} = 52,5cm$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32cm < \frac{B}{4} = 43cm$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant B

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation accidentelle	Situation Durable		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	l <sub>s</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)
		ELU	ELS					
A <sub>s</sub> (H)	3,29	2,48	3,92	21,74	16HA14	24,63	50	17
A <sub>s</sub> (B)	3,48	2,93	4,14	18,11	13HA14	20,01	50	12

Tableau X. 6 : Les armatures des semelles.

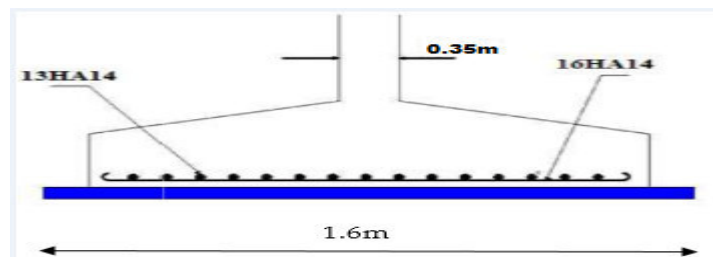


Figure X. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.

### X.3. Calcul des longrines :

#### X.3.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction, ils sont en béton armé ou en béton précontraint.

#### X.3.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S<sub>4</sub>

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :( 30x35) cm<sup>2</sup> (puisque S<sub>3</sub>)

**X.3.3. Ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \quad (\text{Art 10.1.4.1 RPA99/2003})$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$  (zone II<sub>a</sub>, site S<sub>3</sub>)

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{259,94}{12} \right) = 21,66 \text{ KN}$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{184,38}{12} \right) = 15,37 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{21,66 \times 10^{-3}}{348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{15,37 \times 10^{-3}}{201} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit **6HA12**, avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51 \text{ cm}^2 < 6,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{864,75}{6} = 144,124 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est :  $l=6\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 144,124 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 1,08 < 3 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : min [20 cm, 15Φ]

$$S_t < \min [20\text{cm}, 15 \cdot 1, 2] = 18\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

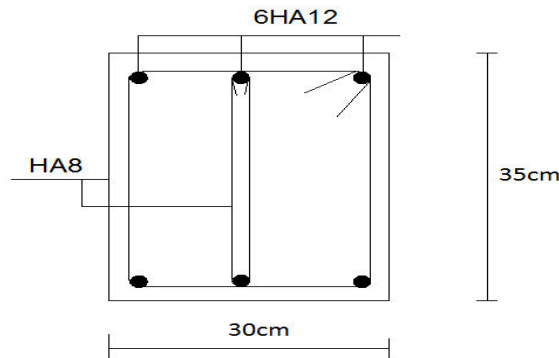


Figure X. 3: Schéma de ferrailage des longrines.

#### X.4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à D=2m ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (80\*60) cm<sup>2</sup>.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

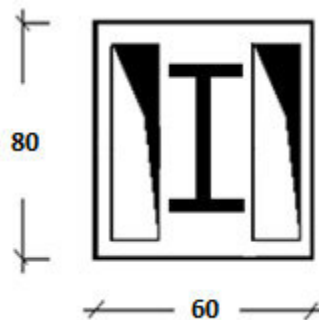


Figure X. 4 : section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 259.94\text{KN} \\ M_u = 23.12\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.12}{259.94} = 0,10\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13\text{m}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$ .

• **Calcul de  $M_{ua}$  :**

$$M_{ua} = M_U + N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \Leftrightarrow M_{ua} = 23.12 + 259.94 \left( 0,10 + \left( 0,85 - \frac{0,8}{2} \right) \right) = 166.087 \text{ KN.m}^2$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 259.94 (0.85 - 0.05) - 166.087 = 41.87 (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.85 - 0.81 \times 0.05) 0.6 \times 0.8 \times 14.2 = 1679.80 \text{ KN.m} (II)$$

$$(I) \prec (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_U \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_U (d - d') - M_{UA}}{f_{bu} \times b \times h^2}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{259.94(0.85 - 0.05) - 166.087}{14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.8^2}}{0.857 - \frac{0.05}{0.8}} = 0.46$$

$$A' = -826.27 \text{ cm}^2 \prec 0$$

Donc on ferraille avec  $A_{s \text{ min}}$

Selon RPA99/2003(art7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s \text{ min}} = 0.9\% \ b \times h = 43.2$$

• **Calcula de  $A_{\text{min}}$  :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 600 \cdot 850 \cdot \frac{2,1}{400} = 6,15 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{\text{min}}$

Le choix de la section est :  $A_{s, \text{min}} = 6HA12$

• **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 :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

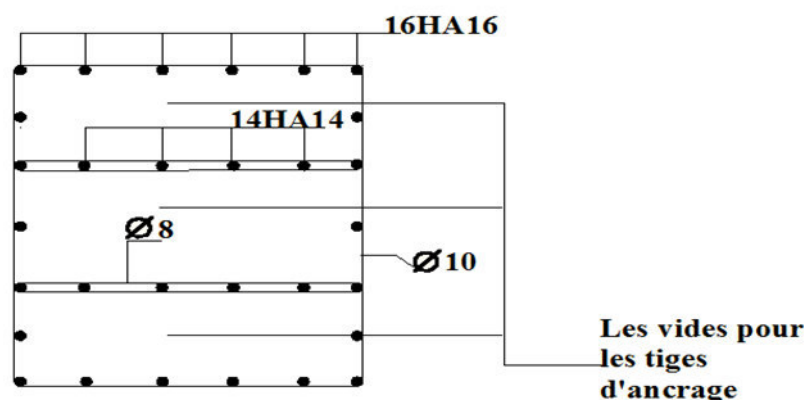


Figure X. 5: Schéma de ferrillage des futs.

# *Chapitre XI*

## *Vérification de la stabilité d'ensemble*

**XI.1. Introduction :**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$$\Sigma \text{ Moments résistants (stabilisateurs)} \geq \Sigma \text{ moments renversants.}$$

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

**XI.2. Détermination des moments renversants (MR) :**

**XI.2.1. Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (Rx)
- Une composante verticale (Rz)

**a). Vent perpendiculaire au pignon sens V1 :**

zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	Fv (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	186.07	0	0	0	11.5	3.115
E	619.723	186.07	115.312	0	40.25	11.5	3.115
F1	1339.182	6.545	0	8.765	0.809	2.023	6.392
F2	1339.182	6.545	0	8.765	0.809	20.918	6.392
G	1189.629	12.062	0	14.349	0.809	11.5	6.392
H	820.278	74.428	0	61.052	4.854	11.5	7.392
I	736.437	369.84	0	272.364	24.17	11.5	8.928
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	23.167	-	20.125	23	8.09
F <sub>r</sub> (paroi Ver y=0			35.452		20.125	0	3.115
F <sub>r</sub> (paroi Ver y=23 )	-	-	35.452	-	20.125	23	3.115
			F <sub>H</sub> =209.383	-	31.192	12.772	3.665
			-	F <sub>V</sub> =365.295	18.903	11.499	8.450

**Tableau XI. 1:** Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V1 et coordonnées des points d'application.

F<sub>V</sub> : Forces verticales.

F<sub>H</sub> : Forces horizontales

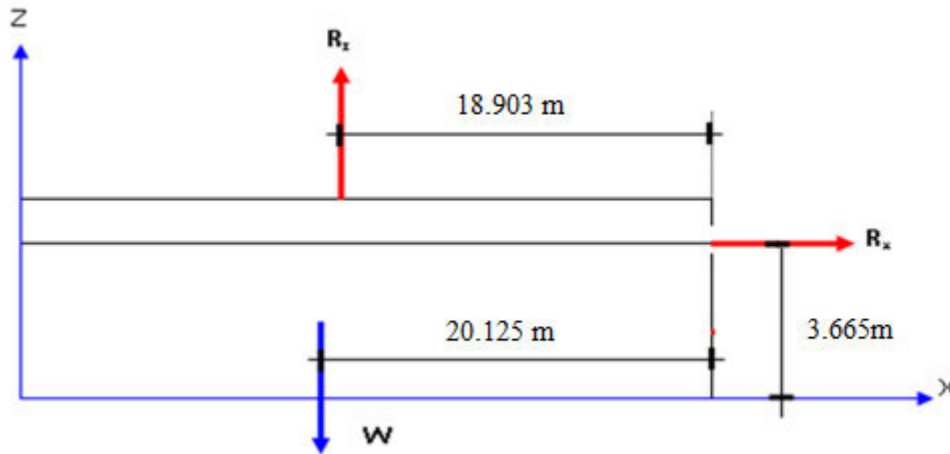
$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$



$$X_U = \frac{\sum U_{ii} \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

➤ **Vérification de la stabilité longitudinale :**

▪ **Direction du vent V1 :**



**Figure XI. 1:** Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V1.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 3.665 + R_z \times (40.25 - 18.903) = 209.383 \times 3.665 + 365.295 \times 21.347 = 8565.341 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 8565.341 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 25.82$$

Avec :

**W**  $\approx$  **1026.6 KN** : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 1026.6 \times 20.125 = 20660.325 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité longitudinale est vérifiée.

b). Vent perpendiculaire au long pan sens V2 :

zone	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	0	186.07	0	0	0	20.125	3.115	
E	606.251	186.07	112.805	0	23	20.125	3.115	
F <sub>1</sub>	1252.436	6.545	0	8.197	0.809	2.023	6.392	
F <sub>2</sub>	1252.436	6.545	0	8.197	0.809	38.986	6.392	
G	993.082	52.035	0	51.675	0.809	19.6	6.392	
H	689.994	397.751	0	274.207	6.059	20.125	7.392	
I	638.410	397.751	0	253.928	17.559	20.125	8.928	
J	810.204	65.125	0	52.765	12.309	20.125	8.09	
F <sub>r</sub> (toi)	-	-	0	-	11.5	40.25	3.115	
F <sub>r</sub> (paroi Ver y=0)			0		11.5	0	3.115	
F <sub>r</sub> (paroi Ver y=23 )	-	-	0	-	11.5	40.25	3.115	
				$F_H=112.805$	-	23	20.125	3.115
				-	$F_V=648.969$	10.516	20.093	7.945

Tableau XI. 2: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V2 et coordonnées des points d'application.

$F_V$  : Forces verticales.

$F_H$  : Forces horizontales

➤ Vérification de la stabilité transversale :

▪ Direction du vent V2 :

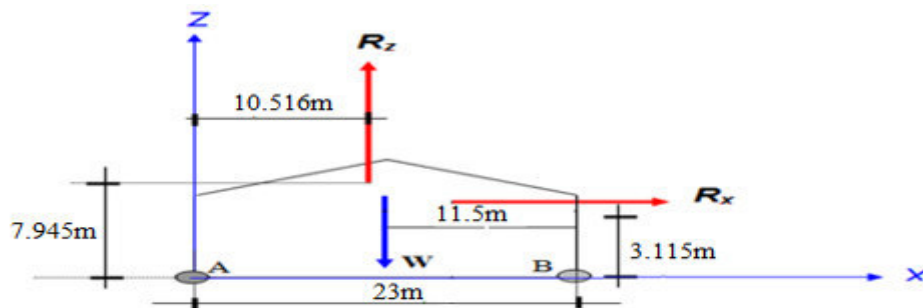


Figure XI. 2: Résultantes des forces horizontales et verticales direction du vent V2.

➤ **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 3.115 + R_z \times (23 - 10.516) = 112.805 \times 3.115 + 648.969 \times 12.484 = 8453.117 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 8453.117 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 11.5$$

Avec :

**W ≈ 1026.60 KN :** Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 1026.60 \times 11.5 = 11805.9 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité transversale est vérifiée.

**Conclusion :**

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du vent est vérifiée dans les deux directions et cela est prévisible à cause de la lourdeur du bâtiment et des planchers mixtes dont il dispose.

**XI.2.2. Cas du séisme :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

**a). Réaction à la base :**

Le mode	Réaction				
	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)	M <sub>xx</sub> (KN.m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
CQC	228.72	120.13	1814.22	20296.32	54076.45

**Tableau XI. 3:** Réaction à la base due aux effets sismiques.

**CQC :** combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 20296.32 + (1814.22 \times 10.72) = 39742.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 54076.45 + (1814.22 \times 6.48) = 65832.596 \text{ KN.m}$$

Avec :

**Y<sub>G</sub>** et **X<sub>G</sub>** : coordonnées de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales (Ref : **note de calcul complète robot**).

**b). Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :**

- Poids de la structure :

$$P_T = 1026.6 \text{ KN}$$

**1) Moment résistant**

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

-  $M_{st/xx} = 1026.6 \times 10.72 = 11005.152 \text{ KN.m}$

-  $M_{st/yy} = 1026.6 \times 6.48 = 6652.368 \text{ KN.m}$

Cas du séisme	$M_R$ (KN.m)		$M_{st}$ (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	39742.28	65832.596	11005.152	6652.368	8804.122	5321.894

**Tableau XI. 4:** Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

**Conclusion :**

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

# *Conclusion générale*

### Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude présente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquise durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser un peu plus 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 à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements dans le comportement global de la structure, la présence du plancher mixte dans un coin dans la structure exige de mettre les palées de stabilité dans l'autre coin pour équilibrer la rigidité dans la structure.
- Le poids légers de la structure nous a permis d'économiser sur les fondations et cela en utilisons des fondations superficielle types semelle isolées, c'est-à-dire de construire des ouvrages importants sur des sols ayant une faible capacité portante.

## *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).
- ❖ DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- ❖ EUROCODE 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- ❖ 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.
- ❖ 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.
- ❖ LARABAT ZIANE, cours de calcul d'instabilité et d'assemblage métallique 1ère année Master.
- ❖ Projet de fin d'études (université de BEJAIA).

***Annexe***



# 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

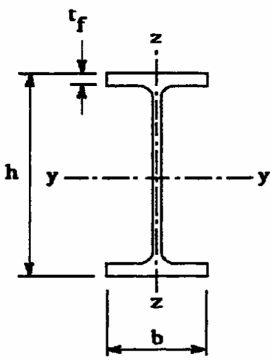
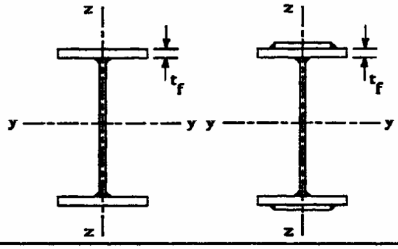
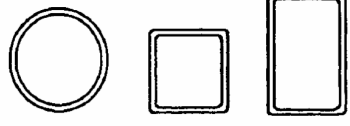
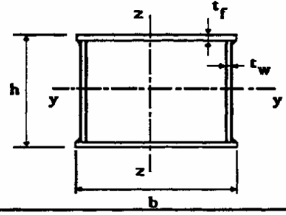

**Tableau des armatures (1)**

**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

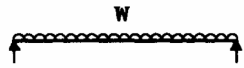
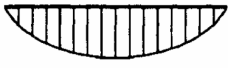
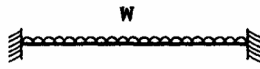

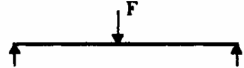



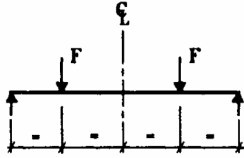

**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

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
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  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

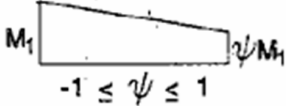
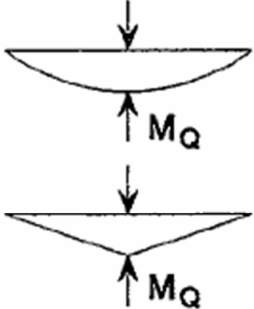
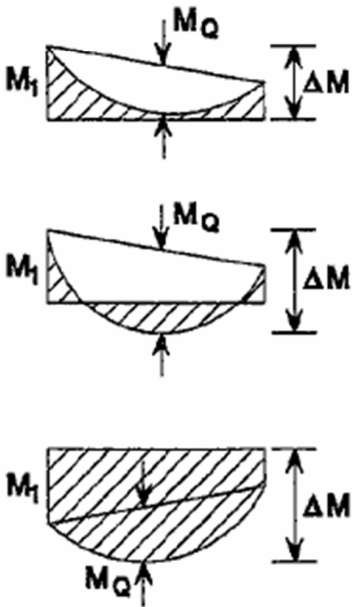
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

**Tableau F.1.2**

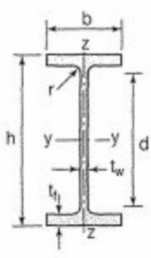
**Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

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  $\beta_M$**

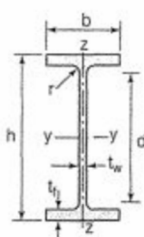
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J	
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$	
cm <sup>4</sup>		cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
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	

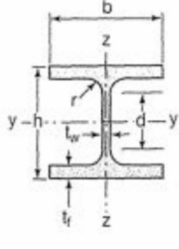
Poutrelles

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.

IPE		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 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

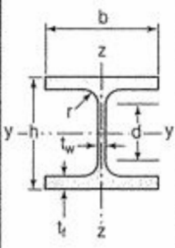
Poutrelles

**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

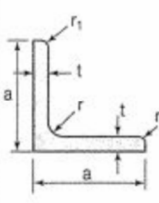
HEA  
(suite)

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 100 25-2: 2004	EN 100 25-4: 2004	EN 10 225:2 001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression							
	G	$I_y$	$W_{ely}$	$W_{ply}$	$i_y$	$A_z$	$I_z$	$W_{elz}$	$W_{plz}$	$i_z$	$s_z$	$I_t$	$I_w$	$y_s$	$y_m$	S235	S355	S235			
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm x10	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>9</sup>	mm x10	mm x10							

UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

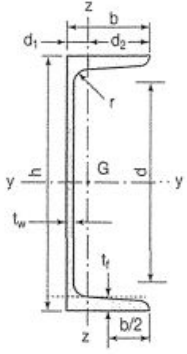
## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

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	d	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	

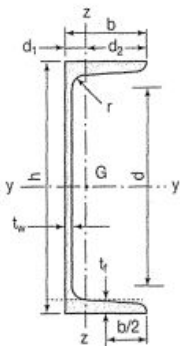
CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)

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.											
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**

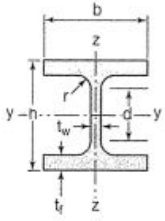
**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-202  
Tolérances : NF A 45-210

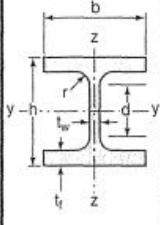


Inclinaison des ailes :  
 $h \leq 300$  : 8 %  
 $h > 300$  : 5 %

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	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42

HEB  
(suite)