

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**

Présenté par :

**-Rabia Fadia  
-Zoubiri Ferial**

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2en :

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structures**

**Thème :**

**Étude d'un hangar en ossature métallique avec poteaux à inertie  
variable**

**Devant le jury composé de :**

Ait-ahmed Fatiha  
Mohamadi Sadika  
Arbaoui Ahcene

M.A.A  
M.A.A  
M.C.B

Président  
Examineur 1  
Encadrant

**Année Universitaire : 2020/2021**

# *Remerciement*

*Nous tenons tout d'abord à remercier Mr.Arbaoui qui nous a encadré au cours de ce projet pour son écoute , ces conseils et sa disponibilité . Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.*

*nous remercions les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.*

*Nous tenons aussi à remercier du fond du cœur tous nos enseignants avec qui nous avons gardé de très bonnes relations,*

*Nous tenons aussi à rendre hommage à toute la famille universitaire (étudiants et enseignants) ; ce fut un honneur pour nous d'en faire partie.*

*Nous remercions nos parents pour leur soutien continuel et leurs conseils avisés qui nous ont incités à finir ce travail.*

*Nous souhaitons remercier tous nos amis qui nous ont aidé chacun à sa manière afin de réaliser ce projet de fin d'étude.*

# **Dédicace**

*C'est avec une profonde gratitude que  
j'adresse ce modeste travail à mes chers*

**parents,**

**frère, soeur et belle-soeur, qui ont sacrifiées leur vie**  
*pour ma réussite.*

*Je dévoue aussi ce travail  
à toute nos familles (**Zoubiri & Rabia**)  
et tous mes amis sans exception.  
Ainsi qu'à tous les étudiants de ma  
promotion que ça soit à la fac à la cité ou  
ailleurs.*

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : GENERALITE

Introduction générale.....	1
I-1-Introduction.....	3
I-2- Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	3
I-2-1- Géométrie de l'ouvrage.....	3
I-2-2- Etude de sol.....	3
I-3- Règlements utilisés.....	3
I-4- Caractéristiques structurales.....	4
I-4-1- Les couvertures.....	3
I-4-2- Ossature de la structure.....	4
I-5- Matériaux utilisés.....	4
I-6-1- L'acier.....	5
I-6-2- Couverture.....	6
I-6-3- Le béton.....	7

### CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II-1- Etude au vent.....	11
II -1-1- Introduction.....	11
II -1-2- Coefficients de calculs.....	13
II -1-3- Effet de site ( $K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$ ).....	14
II -1-4- Coefficients topographique ( $C_t$ ).....	15
II -1-5- Coefficients dynamique ( $C_d$ ).....	15
II -1-6- Détermination de la pression dynamique.....	15

II -2-1- L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ .....	16
II-2-2-Calcul de coefficient d'exposition( $C_e$ ) .....	17
II -3-1- Détermination des coefficients de pression extérieure.....	18
II -3-2- Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ .....	29
II -3-3- Calcul de la pression dynamique aérodynamique.....	31
II-4-Action d'ensemble.....	32
II-2-Etude à la neige.....	39
II-2-1-Introduction.....	39
II-2-2-Domain d'application.....	39
II-2-3-La charge de la neige sur le sol(SK).....	39
II-2-4-Calcul des charge de neige.....	40
II-2-5-Coefficient de forme de la toiture.....	40
II-2-6-Calcul des charges de la neige sur toiture.....	40
<b>CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
III-1-Introduction.....	43
III -2-1-Calcul des pannes.....	43
III -2-1-Détermination des sollicitations.....	43
III -2-1-1-Evaluation des charges et surcharges.....	44
III -2-1-2-Les charges et sur charges appliquées.....	46
III -2-1-3-Les combinaisons d actions.....	46
III -2-2-Principe de pré-dimensionnement.....	47
III -2-2-1-Vérification à L ELS.....	47
III -2-3- Dimensionnement des pannes.....	48
III -2-3-1-Condition de la flèche.....	48
III -2-3-2- Condition de L ELU.....	49
III -3-Calcul des liernes.....	52
III -3-1-Evaluation des charges.....	53

III -3-2- Dimensionnement des liernes sous l'effort de la traction.....	53
III -3-3- Calcule de la section de liernes.....	54
III -4- Calcule de l'échantignole.....	54
III -4-1- Calcule de la réaction.....	55
III -4-2- Calcule du moment de renversement.....	55
III -4-3- Epaisseur de l'échantignole.....	55
III -5- Lisser de bardages.....	56
III -5-1- Mode de fonctionnement.....	56
III -5-2- Dimensionnement des lisses de long pan .....	56
III -5-2-1- Evaluation des charges .....	57
III -5-2-2- Condition de la résistance ELU .....	59
III -5-3-1- Evaluation des charges.....	63
III -5-3-2- Condition de la flèche.....	63
III -5-3-3- Condition de la résistance ELU.....	65
III -6- Calcule des potelets.....	67
III -6-1- Les potelets du pignon.....	67
III -6-1-1- Les conditions de la flèche.....	67
III -6-1-2- Evaluation des charges.....	68
III -6-1-3- Vérification de la stabilité de potelets.....	68
III -6-1-3-1- Vérification de l'effort axial.....	68
III -6-1-3-2- Vérification de l'effort tranchant.....	69
III -6-1-3-3- Vérification de la stabilité au flambement flexion.....	69
III -6-1-3-4- Vérification au diversement sous Nysd et Mysd.....	72
III -6-2- Les potelets du long pan.....	73
III -6-2-1- La condition de la flèche.....	73
III -6-2-2- Evaluation des charges .....	74
III -6-2-3- Vérification de la stabilité de potelets.....	74

III -6-2-3-1- Vérification de l'effort axial.....	74
III -6-2-3-2- Vérification de l'effort tranchant.....	75
III -6-2-3-3- Vérification de la stabilité au flambement flexion.....	75
III -6-1-3-4- Vérification au diversement sous Nysd et Mysd.....	77
III-7-1 – Conclusion .....	78
Chapitre VI : Poteau a inertie variable :	
VI-1-introduction .....	80
VI-2-généralité.....	80
VI-3- vérification a la résistance.....	81
VI -4-conclusion et commentaires .....	89
Chapitre V: Etude des fondations	
V -1 - Introduction.....	91
V-2-Etude de sol.....	92
V-3 –Caractéristique des matériaux .....	92
V-3 –1-Béton.....	92
V-3 –2-Acier.....	93
V-4 –Dimensionnement des fondation.....	93
V-5 –Calcul de la hauteur de la semelle.....	94
V -6 - Vérification de la stabilité .....	94
V-7-Ferraillage de la semelle isolée .....	94
V -8- Calcule l'espacement des cadres.....	94
Conclusion Générale .....	96
Références bibliothèque .....	97
Annexe .....	98
Tableaux des profilées.....	99

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Diagramme des contraintes de déformation <i>de l'acier</i> .....	6
<b>Figure I.2</b> : Diagramme des contraintes de déformation à <i>ELU</i> .....	8
<b>Figure I.3</b> : Diagramme des contraintes de déformation <i>ELS</i> .....	9
<b>Figure II.1</b> : Vue en 3D de la structure.....	12
<b>Figure II.2</b> : Les directions principales du vent.....	13
<b>Figure II.3</b> : Hauteur de référence <i>Ze</i> et profil correspondant de la pression dynamique...	14
<b>Figure II.4</b> : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur.....	18
<b>Figure II.5</b> : Légendes pour les parois verticales <i>V1</i> .....	19
<b>Figure II.6</b> : Répartition des sur les parois dans le sens <i>V1</i> .....	20
<b>Figure II.7</b> : Légende pour la toiture à versants multiples.....	21
<b>Figure II.8</b> : Répartition des zones de vent sur la toiture.....	22
<b>Figure II.9</b> : Répartition des <i>Cpe</i> sur la toiture dans le sens <i>V1</i> .....	23
<b>Figure II.10</b> : Légendes pour les parois verticales <i>V2</i> .....	24
<b>Figure II.11</b> : Répartition des <i>Cpe</i> sur les parois dans le sens <i>V2</i> .....	25
<b>Figure II.12</b> : Légende pour la toiture.....	26
<b>Figure II.13</b> : Répartition des <i>Cpe</i> sur la toiture dans le sens <i>V2</i> .....	28
<b>Figure II.14</b> : les surfaces des ouvertures.....	29
<b>Figure II.14</b> : coefficient de pression intérieure <i>Cpe</i> des bâtiments sans face dominante..	30
<b>Figure II.15</b> : représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.....	41
<b>Figure III.1</b> : Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe.....	43
<b>Figure III.2</b> . Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	44
<b>Figure III.3</b> :Charge du vent sur les pannes.....	45
<b>Figure III.4</b> :Charge de la neige sur les pannes.....	45
<b>Figure III.5</b> :Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure...	50
<b>Figure III.6</b> : Schème statique de la panne avec lierne.....	52
<b>Figure III.7</b> : échantignole.....	54
<b>Figure III.8</b> : disposition des lisses.....	57
<b>Figure VI</b> : schéma du poteau étudier et diagramme des moments fléchissant.....	62
<b>Figure V-1</b> :dimension de la semelle .....	93
<b>Figure V-2</b> : Schéma de ferrailage.....	95



## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.1:</b> Les valeurs de coefficient de rugosité $C_r$ en fonction de $Z$ .....	16
<b>Tableau II.2 :</b> Les valeurs de Coefficient d'exposition $C_e$ en fonction de $Z$ .....	17
<b>Tableau II.3 :</b> Les valeurs de pression dynamique de pointe.....	18
<b>Tableau II.4 :</b> Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens $V_1$ .....	19
<b>Tableau II.5 :</b> les valeurs de $C_{pe}$ sur les parois dans le sens $V_1$ .....	20
<b>Tableau II.6 :</b> les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens $v_1$ .....	22
<b>Tableau II.7 :</b> Les valeurs des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens $V_1$ .....	23
<b>Tableau II.8 :</b> Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens $V_2$ ....	24
<b>Tableau II.9 :</b> Les valeurs des $C_{pe}$ sur les parois dans le sens $V_2$ .....	24
<b>Tableau II.10 :</b> les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens $v_2$ .....	26
<b>Tableau II.11 :</b> Les valeurs des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens $V_2$ .....	27
<b>Tableau II.12 :</b> valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales $V_1$ .....	31
<b>Tableau II.13 :</b> Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens $V_1$ avec $C_{pi}=0,35$ .....	31
<b>Tableau II.14 :</b> valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales $V_2$ .....	32
<b>Tableau II.15 :</b> Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens $V_2$ avec $C_{pi}=-0,3$ .....	32
<b>Tableau II.16 :</b> les résultants de calcul de pression extérieure $W_e$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $v_1$ ).....	33
<b>Tableau II.17 :</b> les résultants de calcul de force extérieure $F_{we}$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $V_1$ ).....	34
<b>Tableau II.18 :</b> les résultants de calcul de pression intérieur $W_i$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $v_1$ ).....	34
<b>Tableau II.19 :</b> les résultants de calcul de force intérieur $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens $V_1$ ).....	35
<b>Tableau II.20 :</b> les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante, e cas la direction de vent sur le long pan (sens $V_1$ ).....	36
<b>Tableau II.21 :</b> les résultants de calcul de pression extérieure $W_e$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens $v_2$ ).....	36
<b>Tableau II.22 :</b> les résultants de calcul de force extérieure $F_{we}$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens $V_2$ ).....	37
<b>Tableau II.23 :</b> les résultants de calcul de pression intérieur $W_i$ , correspondant à chaque Zone cas la direction de vent sur le pignon (sens $V_2$ ).....	37
<b>Tableau II.24 :</b> les résultants de calcul de force intérieur $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens $V_2$ ).....	38
<b>Tableau II.25 :</b> les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante $F_w$ , cas la direction de vent sur le pignon (sens $V_2$ ).....	39
<b>Tableau II.26 :</b> coefficient de forme-toiture à versant multiple.....	40
<b>Tableau III.1 :</b> Les charges et surcharges appliquées.....	46
<b>Tableau III.2 :</b> Coefficient de flambement correspondant à la section <b>IPE300</b> .....	71
<b>Tableau III.3 :</b> Coefficient de flambement correspondant à la section <b>IPE300</b> .....	76
<b>Tableau VI.1 :</b> discrétisation du poteau en 10 torçons .....	84
<b>Tableau VI 2:</b> Valeurs du moment fléchissant $M_{y,ed}$ .....	85
<b>Tableau VI 3 :</b> Coefficient $\alpha_{ultk}$ .....	87

## Notations et symboles

### Sollicitation-Contrainte-Déformation

***qp***: Pression dynamique de pointe.

***qréf*** : Pression dynamique moyen de référence.

***W*** : Pression aérodynamique.

***Fw***: Force aérodynamique résultante.

***S*** : Charge caractéristique de la neige.

***Sk*** : Charge de la neige sur le sol.

***G***: Action permanente.

***Q***: Action d'exploitation.

***g***: Charge permanente uniformément répartie.

***q*** : Charge d'exploitation uniformément répartie.

***E*** : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000\text{ MPa}$ ).

***G*** : Module d'élasticité transversale de l'acier.

***Fp*** : Effort de précontrainte dans un boulon.

***M***: Moment sollicitant, en général.

***Mcr***: Moment critique élastique.

***Meff*** : Moment efficace (section de classe 4).

***Mel*** : Moment élastique.

***M<sub>N</sub>*** : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial.

***Mpl*** : Moment plastique.

***Mr*** : Moment résistant.

***Nr*** : Effort normal résistant.

***Npl*** : Effort normal de plastification.

***Nu***: Effort normal ultime.

***V*** : Effort tranchant sollicitant.

***Vpl*** : Effort tranchant de plastification.

**$Nk$**  : Effort normal critique d'Euler.

**$Npl$**  : Effort normal de plastification.

**$Nu$**  : Effort normal ultime.

**$Vu$**  : Effort tranchant ultime.

**$f$  (ou  $\delta$ )** : Flèche d'une poutre.

**$fub$**  : Contrainte de rupture d'un boulon.

**$fu$**  : Contrainte de rupture d'une pièce.

**$fy$**  : Limite d'élasticité d'un acier.

**$fred$**  : Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement  $fred = (1 - \rho) \cdot fy$ .

**$\varepsilon$  (epsilon)** : Déformation linéaire unitaire.

**$\varepsilon y$**  : Déformation correspondant à la limite d'élasticité.

**$\sigma$  (sigma)** : Contrainte normale.

**$\sigma k$**  : Contrainte critique d'Euler.

**$\tau$  (tau)** : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

### **Caractéristique Géométriques**

**$A$**  : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

**$Anet$**  : Section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

**$Av$**  : Aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).

**$Aw$**  : Section de l'âme d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

**$As$**  : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm<sup>2</sup>).

**$It$**  : Moment d'inertie de torsion (cm<sup>4</sup>).

**$Iw$**  : Facteur de gauchissement d'une section (cm<sup>4</sup>).

**$Iy$**  : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).

**$Iz$**  : Moment d'inertie de flexion minimal (cm<sup>4</sup>).

**$Wel$**  : Module de résistance élastique (cm<sup>3</sup>).

**$Wpl$**  : Module de résistance plastique (cm<sup>3</sup>).

**$a$**  : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

**$b$**  : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

**$d_0$**  : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

**$h$**  : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

**$i$**  : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

**$l$**  : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm,cm,m).

**$l_f$**  : Longueur de flambement (mm, cm, m).

**$l_d$**  : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

**$l_K$**  : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

**$R$**  : Rigidité d'une barre (cm<sup>3</sup>).

**$t$**  : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

**$t_f$**  : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

**$t_w$**  : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

**$\emptyset$**  : Diamètre d'une section transversale (cm<sup>2</sup>, mm<sup>2</sup>).

### **Coefficients et Grandeurs sans Dimensions**

**$C_{pe}$**  : Coefficient de pression extérieur.

**$C_{pi}$**  : Coefficient de pression intérieur.

**$K$**  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

**$k_s$**  : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.

**$k_y$  et  $k_z$**  : Coefficients de flambement flexion.

**$k_t$**  : Coefficient de voilement par cisaillement.

**$n = N / N_{pl}$**  : Ou nombre de boulons.

**$\beta_M$**  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

**$\beta_w$**  : Facteur de corrélation (soudures).

**$\varepsilon$  (*epsilon*)** : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

**$\eta$  (*eta*)** : Facteur de distribution de rigidités (flambement).

**$\lambda$  (*lambda*)** : Elancement.

**$\lambda_{cr}$**  : Elancement critique d'Euler.

**$\lambda_k$**  : Élancement eulérien.

**$\bar{\lambda}$**  : Elancement réduit.

$\overline{\lambda_{LT}}$  : Élancement de déversement.

$\lambda_w$  : Élancement de l'âme d'un poutre.

$\mu$  (**mu**) : Coefficient de frottement.

$\rho$  (**rho**) : Rendement d'une section.

$\chi$  (**chi**) : Coefficient de réduction de flambement.

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction de déversement.

$\psi$  (**psi**) : Coefficient de distribution de contraintes.

## INTRODUCTION GENERALE

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

Notre projet consiste à étudier un hangar en ossature métallique avec poteaux à inertie variable à usage de fabrication et de stockage ,

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis **ROBOT (version2015)** qui permet à la fois de modéliser ,d'analyser et de dimensionner différents types de structures

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

# Chapitre I:

## GENERALITE

## I.1-Introduction

Notre projet consiste à étudier un hangar d'une ossature métallique dont la base est de forme rectangulaire. L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de BOUIRA à Ain- Bessam qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone (II).

## I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.2.1.Géométrie de l'ouvrage

- Longueur totale = 24.00 m.
- Largeur totale = 24.00 m.
- Hauteur totale = 10 m.
- Hauteur des poteaux = 8 m.
- Entraxe entre portiques = 8 m

### I-2.2.Etude du sol

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

la contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 2\text{bar}$

Profondeur minimal d'ancrage égale à 2 m par rapport à la côte du terrain naturel.

## I-3 Règlement utilisés

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- **CCM 97** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- **RPA 99 version 2003** : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- **RNV 99** : Règlement neige et vent algérien.
- **L'Euro code 3 (EC3)** : Calcul des structures en acier

### ❖ Contreventement

Afin d'empêcher la déformation de l'ossature sous l'action de différentes



sollicitations horizontales dues aux actions du séisme et du vent et aux dilatations de l'ossature sous l'effet de température, il faut placer des croix au autre système de contreventement des différentes géométrie suivant dispositions constructives préconisées par les règles de conception.

### ❖ **Stabilité Verticale**

Elle sera assurée par les palés de stabilité verticales qui sont implantés dans le sens longitudinal et transversal.

## **I.4.Caractéristiques structurales**

### **I.4.1.Couvertures**

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

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

### **I.4.2.Ossature de la structure**

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale et qui sont de section variable.

## **I-5.Matériaux utilisés**

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-6-1.Acier**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

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

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, Corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.
  - Le béton utilisé pour les fondations est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :
  - Masse volumique :  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$
  - La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
  - La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
  - Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

## ➤ Propriétés de l'acier

### a) Résistance

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Euro code (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

### b) Ductilité

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $f_u / f_y > \begin{cases} 1,08 \text{ Haute ductilité} \\ 1,05 \text{ ductilité normal} \end{cases}$  (Euro code 02 art 3.2.4.2)

$f_u$  : limite de résistance à la traction (MPa)

$f_y$  : limite d'élasticité (MPa)

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

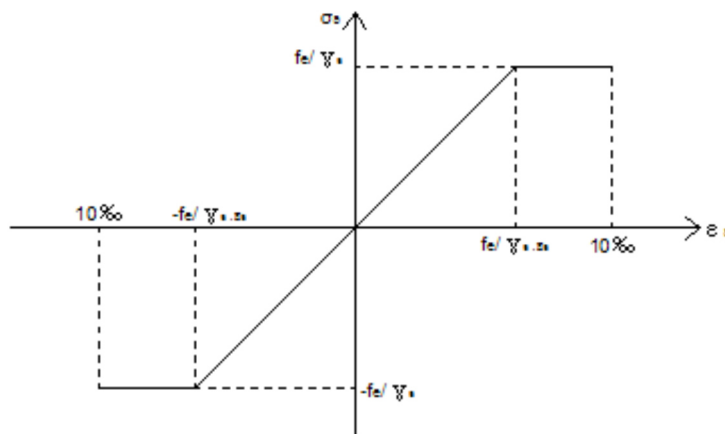
(  $\epsilon u \geq 20 * \epsilon y$  )

A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%, avec :  
 $A_0$  est la section transversale initiale de l'élément considéré.

### c) Propriétés mécaniques de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 0,4 * E$
- Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 * 10^{-6}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg /m}^3$

### Diagramme contrainte- déformation de l'acier :



**Figure I.1 :** *Diagramme contrainte- déformation de l'acier*

### I-6-2 Couverture :

La couverture sera réalisé 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 sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante

- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leurs point faible se situ dans l'étanchéité des joints.

### **I-6-3 Le Béton :**

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton CPA dosé à 35

- Poids Volumique :  $\rho = 2500 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06. f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ Mpa}$

#### **a) Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le Coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$$\nu=0 \text{ béton fissuré à L' E.L.U}$$

$$\nu=0,2 \text{ béton non fissuré à L' E.L.S}$$

#### **b) Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou Courte durée.

Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures.

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où on a : } E_{i 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

#### **c) Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où on a : } E_{v 28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

## d) Les Contrainte Limites :

### 1. Contrainte limite de béton:

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

- *Etat limite ultime* « *E.L.U* » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

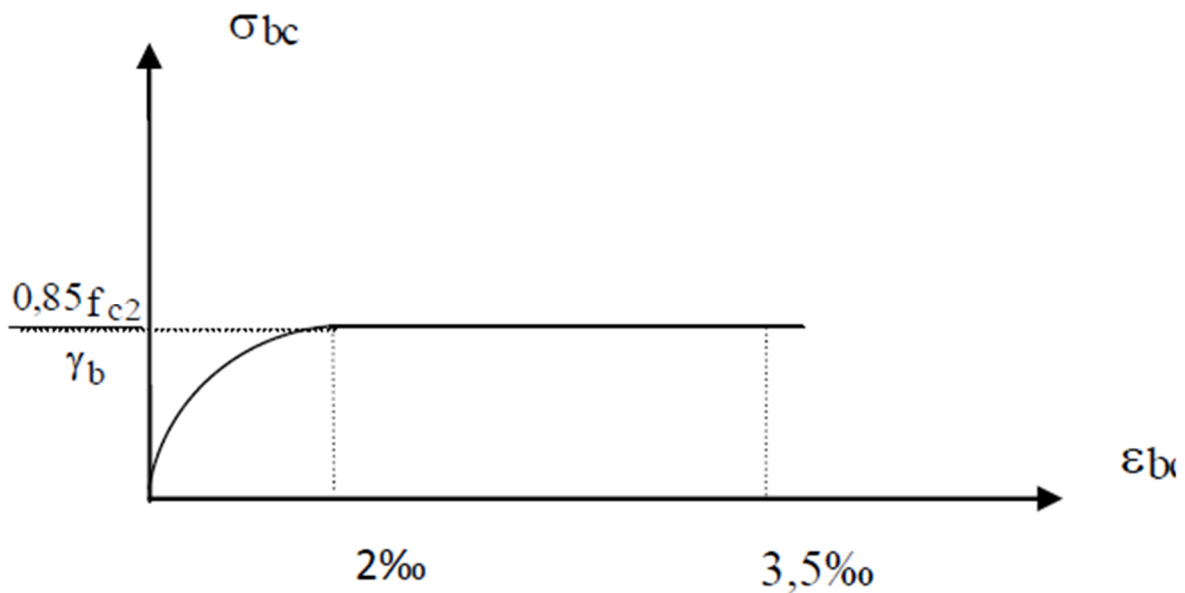
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

est le Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des actions courantes transitoire

$\gamma_b = 1,15$  cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

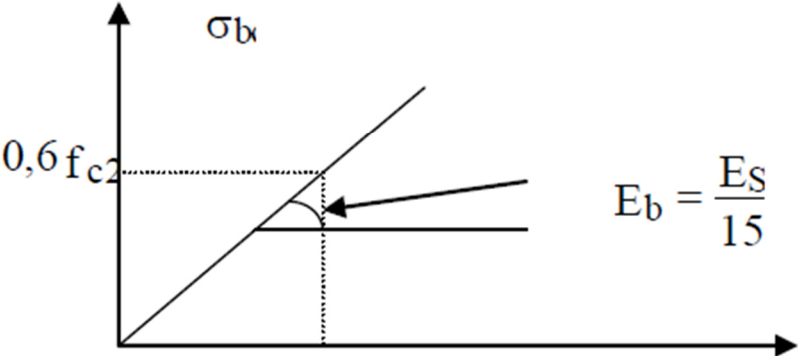


**Figure I.2 :** Diagramme des contraintes de déformations à ELU

- *Etat limite de service* « *E.L.S* » :

La contrainte limite de service est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$



**Figure I.3:** Diagramme des contraintes de déformation ELS

# **Chapitre II :**

## **ETUDE CLIMATIQUE**

## **II-1 Etude au vent**

### **I1-1-1 Introduction**

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent. Par ailleurs, le relief terrestre conditionne également la circulation des vents. Pour notre site, qui est près de la zone côtière, les vents sont généralement modérés. Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement RNVA 99. L'effet du vent sera évalué par le calcul de la Force résultante  $R$  qui se décompose en deux forces. Une force globale horizontale  $F_W$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement ( $F_u$ ) qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Le but est de calculer la pression du vent sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer les efforts dus au vent à chaque niveau, ceci afin de les comparer aux efforts sismiques et retenir les sollicitations les plus défavorables.

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction ; il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisée par sa période fondamentale.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement neige et vent algérien « RNVA99 ».

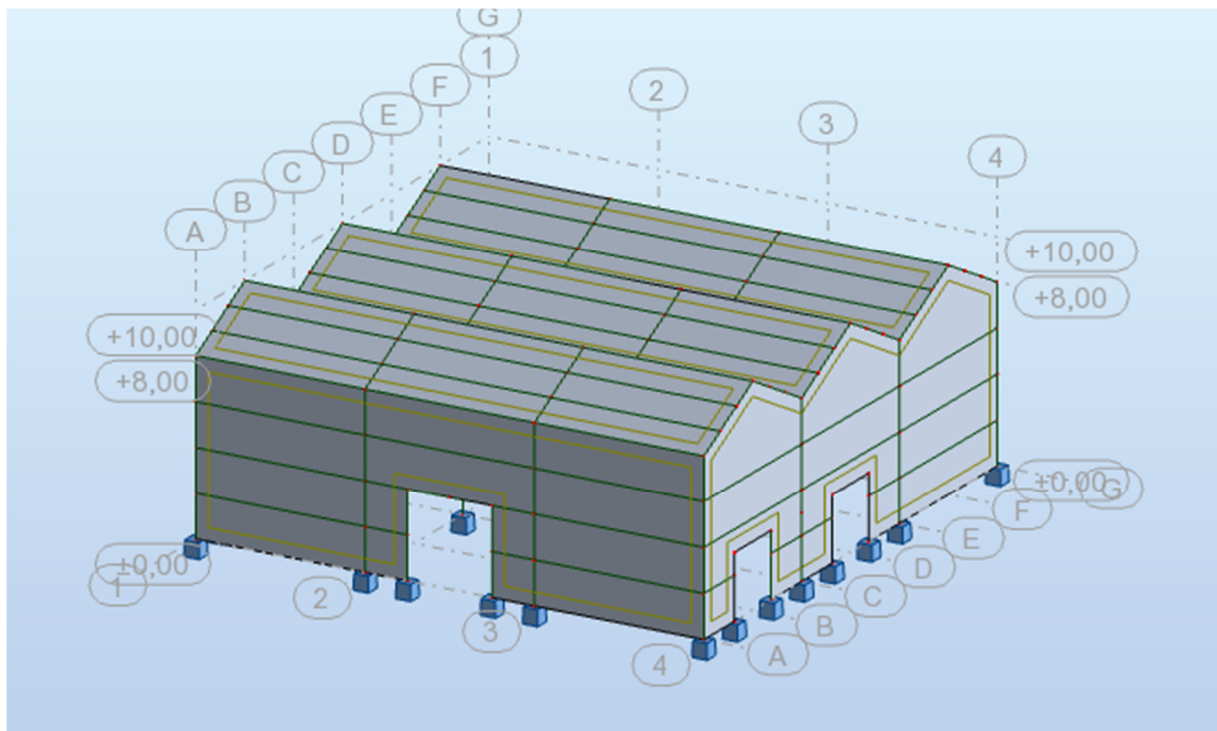
Les valeurs de pressions des vents dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- La région ;
- Le site d'implantation ;
- La largeur, la hauteur, la forme et la rigidité de la construction.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois verticales de la construction, à savoir :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent  $V_1$
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent  $V_2$





**Figure II.1:** Vue en 3D de la structure.

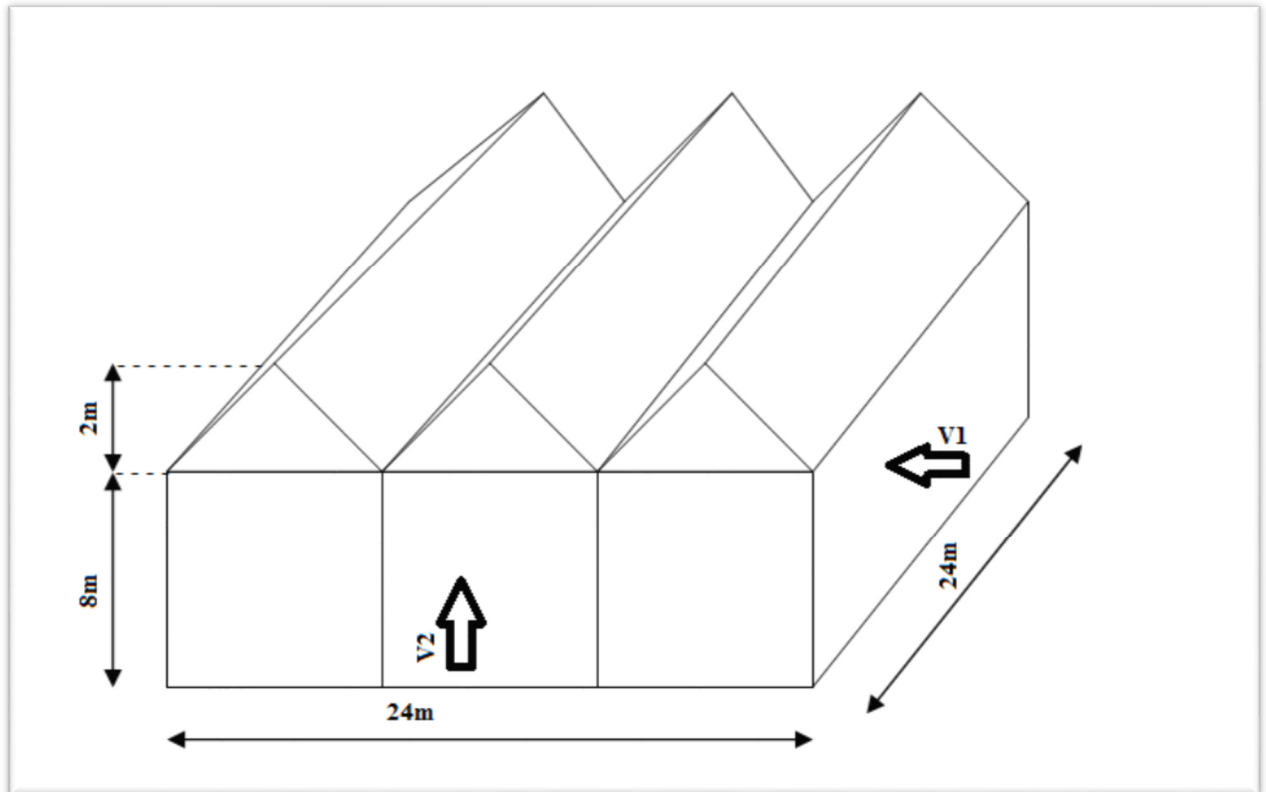
### **Les caractéristique géométriques de hangar**

La longueur  $l=24$  m

La larguer  $b= 24$  m

La hauteur des parois vertical  $h= 8$  m.

La hauteur totale  $H=10$  m.



**Figure II.2 :** Les directions principales du vent.

## II-1-2 Coefficients de calculs:

### 1. Effet de la région (réf):

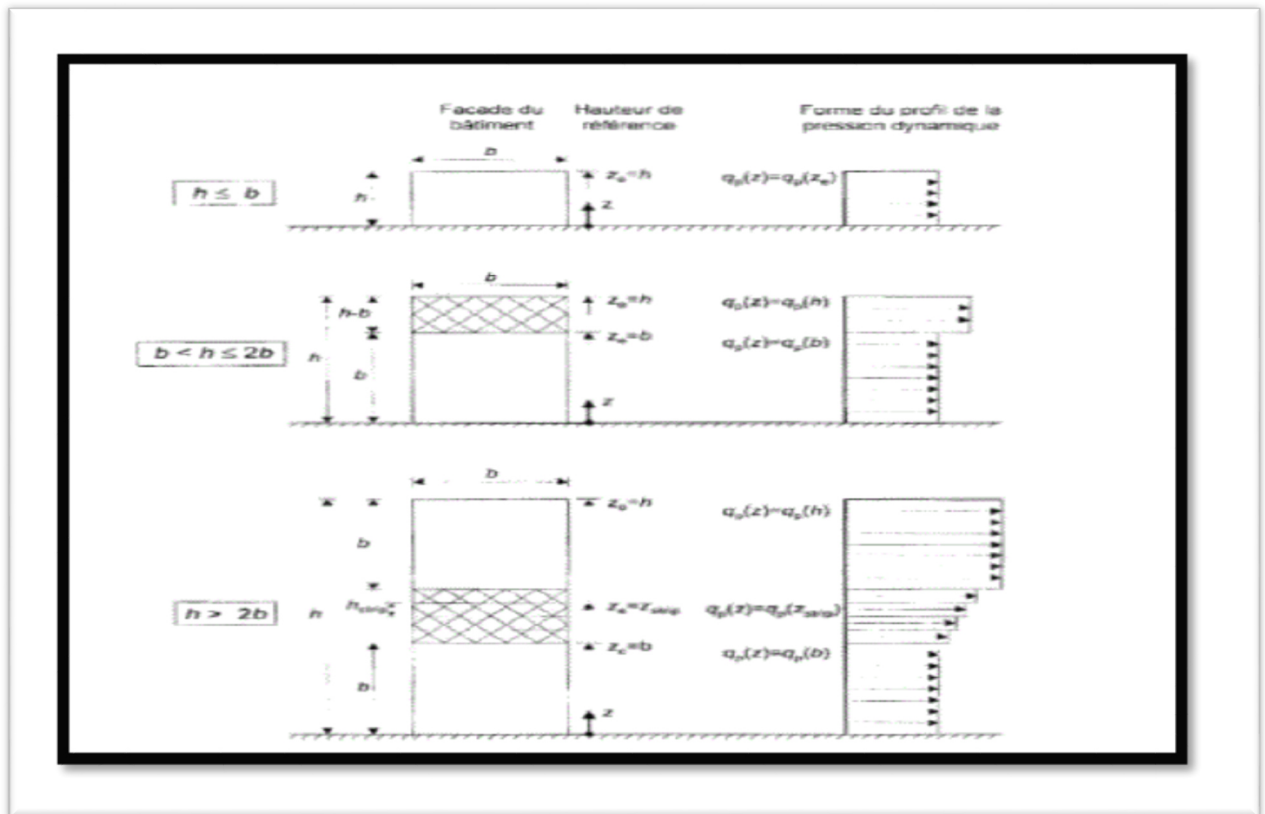
La pression dynamique de référence qui est en fonction de la zone du vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(Z)$ .

Pour notre structure qui est permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5ans ) implantée à Ain Bessam qui correspond à la zone II pression de référence est alors :

$Q_{ref}=435N/ m^2$  [ Tab2.3. ChapII RNVA99].

### 2.Hauteur de référence $Z_e$ :

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



**Figure II.3:** Hauteur de référence  $Z_e$  le profil correspondant de la pression dynamique.

Comme notre cas la hauteur des parois  $h=8\text{m}$ , et la largeur  $b=24\text{m}$

→  $[[h \leq b]]$

→  $Z_e = h = 8\text{m}$

- Pour les toitures,  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ; (Selon RNVA 2013 Chap. 2 article 2.3.2).  $Z_e = H = 10\text{m}$

### 3. Effet de site ( $K_T, Z_0, Z_{\min}, \epsilon$ ) :

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 industrielle donc de catégorie II

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} K_T = 0,190 \\ Z_0(\text{m}) = 0,05 \\ E = 0,52 \\ Z_{\min}(\text{m}) = 2 \end{cases} \quad [\text{Tab2.4 Chap II RNVA99}]$$

#### 4. Coefficient topographique (Ct):

Le coefficient topographique  $C_t(z)$  prend compte de l'accoisement de la vitesse du vent

Lorsque celui-ci souffle sur des obstacles (collines, dénivellation....)

Les types de site et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés dans le tableau 2.5

(chapitre II RNVA99)

Notre site est plat, d'où le coefficient topographique est :  $C_t(z) = 1$

#### 5. Coefficient dynamique(Cd):

Le coefficient dynamique (Cd) est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux

Turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (**chap III RNVA99**)

correspondant à des bâtiments ou a cheminés de moins de 200 m de hauteur en fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la.et pour d'autres types de constructions structures en treillis par exemple il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 de L'RNVA99.

La valeur du coefficient dynamique pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du **Chapitre 3 du RNVA99**.

Vent perpendiculaire à la façade principale : SensV1  $\begin{cases} b = 24\text{m} \\ h = 10\text{m} \end{cases} \quad C_d = 0,92$

Vent parallèle à la façade principale : SensV2  $\begin{cases} b = 24\text{m} \\ h = 10\text{m} \end{cases} \quad C_d = 0,92$

$C_d < 1,2$  la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques

#### 6. Détermination de la pression dynamique :

Notre structure ne dépassant pas les 10 m de hauteur ( $h_{tot} = 10$  m) donc il n'y a pas lieu de subdiviser le maître-couple, nous la considérons comme un seul élément

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

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad \text{[[CHapII formule 2.12 RNVA99 ]]$$

**qref** : la pression dynamique de référence

$$q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2 \text{ (tableau 2.3 chap. II RNVA99)}$$

Dans notre cas  $Z_{min}=2m \leq Z=10m \leq 200m$  donc nous utiliserons la première formule

$C_e(Z_j)$  : Coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante ( $C_d < 1,2$ ) :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 * C_r(Z)^2 * \left[ 1 + \frac{7 * K_T}{C_r(Z) * C_t(Z)} \right] \quad \text{[[CHapII formule 2.13 RNVA99 ]]$$

$C_r(Z)$  Coefficient de rugosité donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T * \ln \frac{Z}{Z_0} & \rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(Z) = K_T * \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} & \rightarrow Z < Z_{min} \end{cases} \quad \text{(Article 4.2 chap II RNVA 99)}$$

Avec  $Z$  : la hauteur considéré

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tableau II.1:** Les valeurs de coefficient de rugosité  $C_r$  en fonction de  $Z$ .

Elément	Z(m)	$C_r$	$C_e$	$q_{dyn} \left( \frac{N}{m^2} \right)$
Paroi verticale	8	0,96	2,19	952,65
Toiture	10	1	2,33	1013 ,55

### II.2.1. L'intensité de la turbulence $I_v(z)$ :

*L'intensité* Est définie comme étant le type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et il est donnée par l'équation :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min}$$

(RNVA 2013 Chap2, formule 2.5)

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \left( \frac{Z_{min}}{z_0} \right)} \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

✓ **Calcul de  $I_v(z)$  pour les parois verticales ( $Z=8m$ )  $\Rightarrow$  :**

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow Iv(z=8) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8}{0,05}\right)} \rightarrow Iv(z=8) = 0,197$$

✓ **Calcul de Iv(z) pour la toiture (Z=10m) ⇒ :**

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \rightarrow Iv(z=10) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)} \rightarrow Iv(z=10) = 0,188$$

### **I1.2.2. Calcul de Coefficient d'exposition (Ce) :**

$$Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7 \times Iv(z)]; \quad (\text{RNVA 2013 Chap. 2, formule 2.2})$$

;

✓ **Calcul de Ce pour les parois verticales (Z=8m) :**

$$Ce(z) = 1^2 \times (0,96)^2 \times [1 + 7 \times 0,197] = 2,19$$

✓ **Calcul de Ce pour la toiture (Z=10m) :**

$$Ce(z) = 1^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,188] = 2,316$$

**Tableau II.2 :** Les valeurs de Coefficient d'exposition Ce en fonction de Z.

Niveau	Ct(Z)	Cr(Z)	Iv(Z)	Ce(Z)
<b>Parois vertical (Z=8m)</b>	1	0,96	0,197	2,19
<b>Toiture (Z=10m)</b>	1	1	0,188	2,316

❖ **Calcul de la pression dynamique de pointe :**

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad (\text{chap 2 RNVA 2013 Formule 2.1}) ;$$

✓ **Application numérique :**

• **Calcul de qp pour les parois verticales (Z=8m) :**

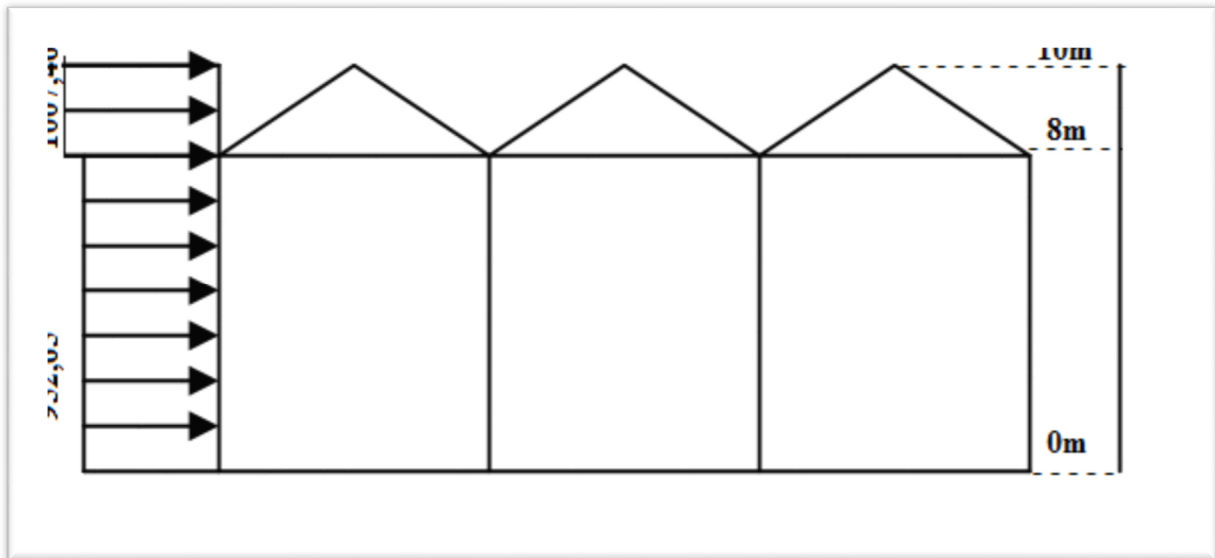
$$q_p = 435 \times 2,19 = 952,65 \text{ N/m}^2$$

• **Calcul de  $q_p$  pour la toiture ( $Z=10\text{m}$ )**

$$q_p = 435 \times 2,316 = 1007,46 \text{ N/m}^2$$

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

Niveau	$q_{réf}[N/m^2]$	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)[N/m^2]$
Parois verticales ( $Z_e = 8\text{m}$ )	435	2,19	952,65
Toiture ( $Z_e = 10\text{m}$ )	435	2,316	1007,46



**Figure II.4** : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur

### II.3.1. Détermination des coefficients de pression extérieure

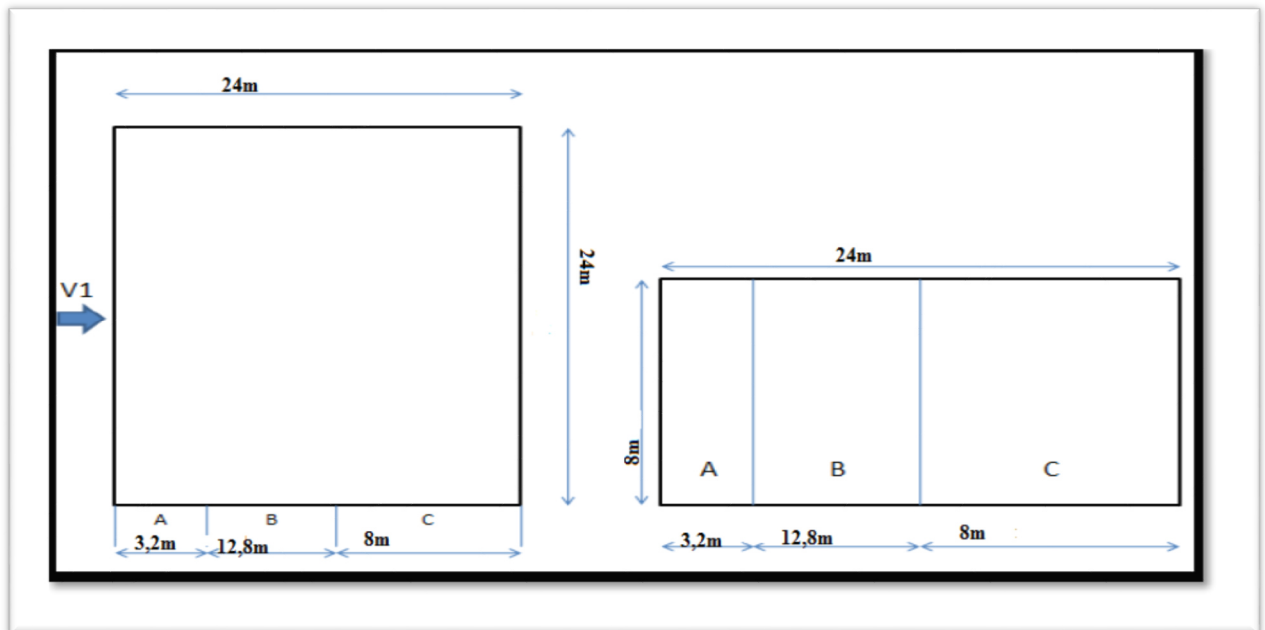
✓ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

• **Parois verticales :**

$b=24\text{m}$  ;  $d=24$  ;  $h=8\text{m}$  donc :

$e = \text{Min}(b ; 2h) = \text{Min}(24 ; 16) = 16\text{m}$

On voit bien que  $d > e$ , donc les parois verticales au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :



**Figure II.5 :** Légendes pour les parois verticales V1.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

La surface de chaque zone est  $> 10\text{m}^2$  donc :

**Tableau II.4 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.

Zone	A		B		C		D		E	
<b>Dimension</b>	$e/5$	H	$e-e/5$	h	d-e	H	B	h	b	H
<b>géométrique</b>	3,2	8	12,8	8	8	8	24	8	24	8
<b>(m)</b>										
<b>Surface (m2)</b>	25,6		102,4		64		192		192	

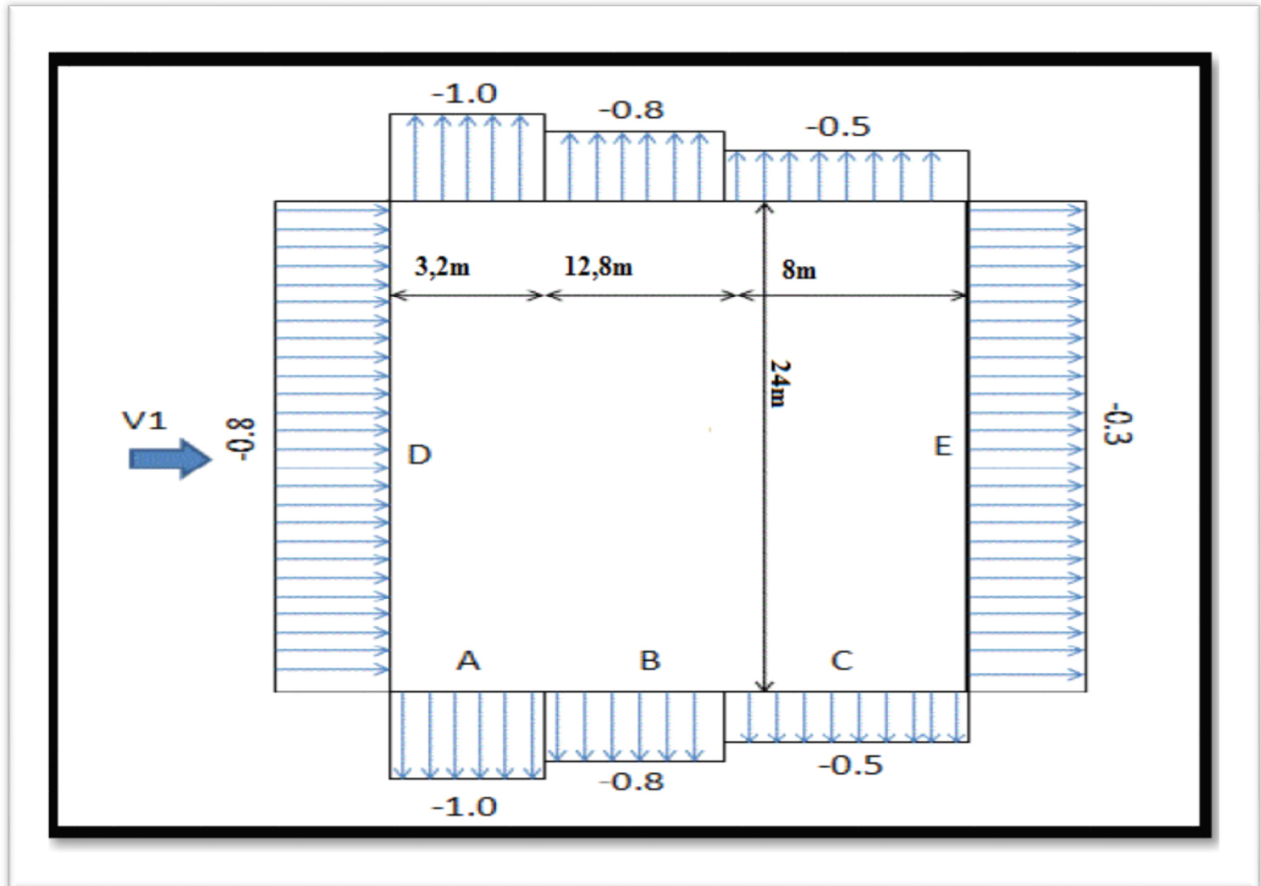
$C_{pe}=C_{pe, 10}$

[§5. 1. 1. 2\_RNV/2013]



**Tableau II.5** : les valeurs de Cpe sur les parois dans le sens V1

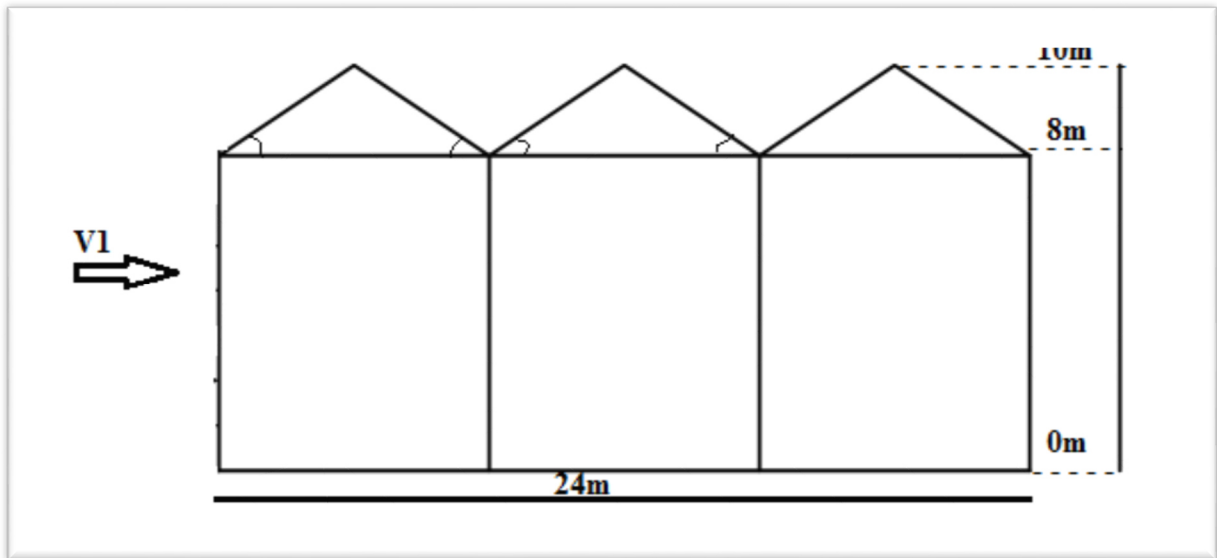
Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



**Figure II.6** : Répartition de la pression dynamique sur les parois dans le sens V1

• **Toiture :**

Dans notre cas on a ( $\alpha = 26,6^\circ$ ),

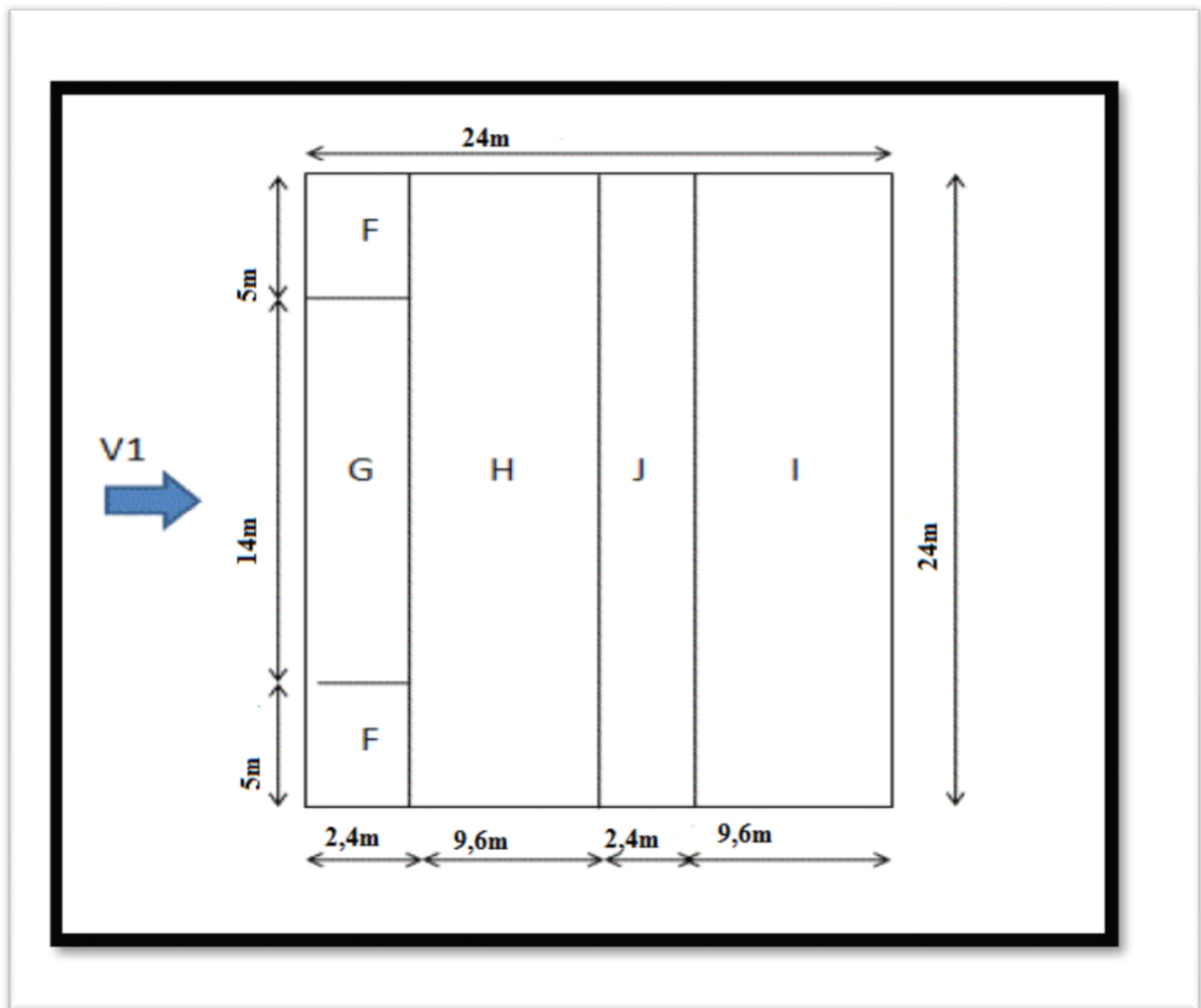


**Figure II.7 :** Légende pour la toiture à versants multiples.

On a une toiture a versant multiple  $\alpha=26,6^\circ$ , le vent perpendiculaire a la génératrice ; on prendra les valeurs Cpe de toiture à deux versant (**RNV 2013 5.1.8**) modifié pour leur position selon la (figure 5.7) ;  $\theta=0^\circ$   $b=24m$ ,  $d= 24m$ ,  $h=10m$ ,  $\alpha=26,6^\circ$

On a  $\alpha=26,6^\circ$  ;  $b=24m$  ;  $d=24m$  ;  $H=10m$

$e=\text{Min} (b ; 2h) = \text{Min} (24 ; 2 \times 10) = 20 \text{ m}$



**Figure II.8 :** Répartition des zones de vent sur la toiture.

Les surfaces des zones F, G, H J et I sont données par le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	24	33,6	230,4	230,4	57,6

**Tableau II.6 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1.

La surface de chaque zone est  $> 10\text{m}^2$  donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

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 RNVA2013) ( $\theta=0^\circ$ ).

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times 5(x - X_0) \dots\dots\dots \text{(La formule de l'interpolation)}$$

Zone F :  $S = 24m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,7 + \frac{-0,9 - (-1,7)}{15 - 5} \times (9,922 - 5) = -1,306$$

La Zone G :  $S = 33,6m^2 > 10m^2$

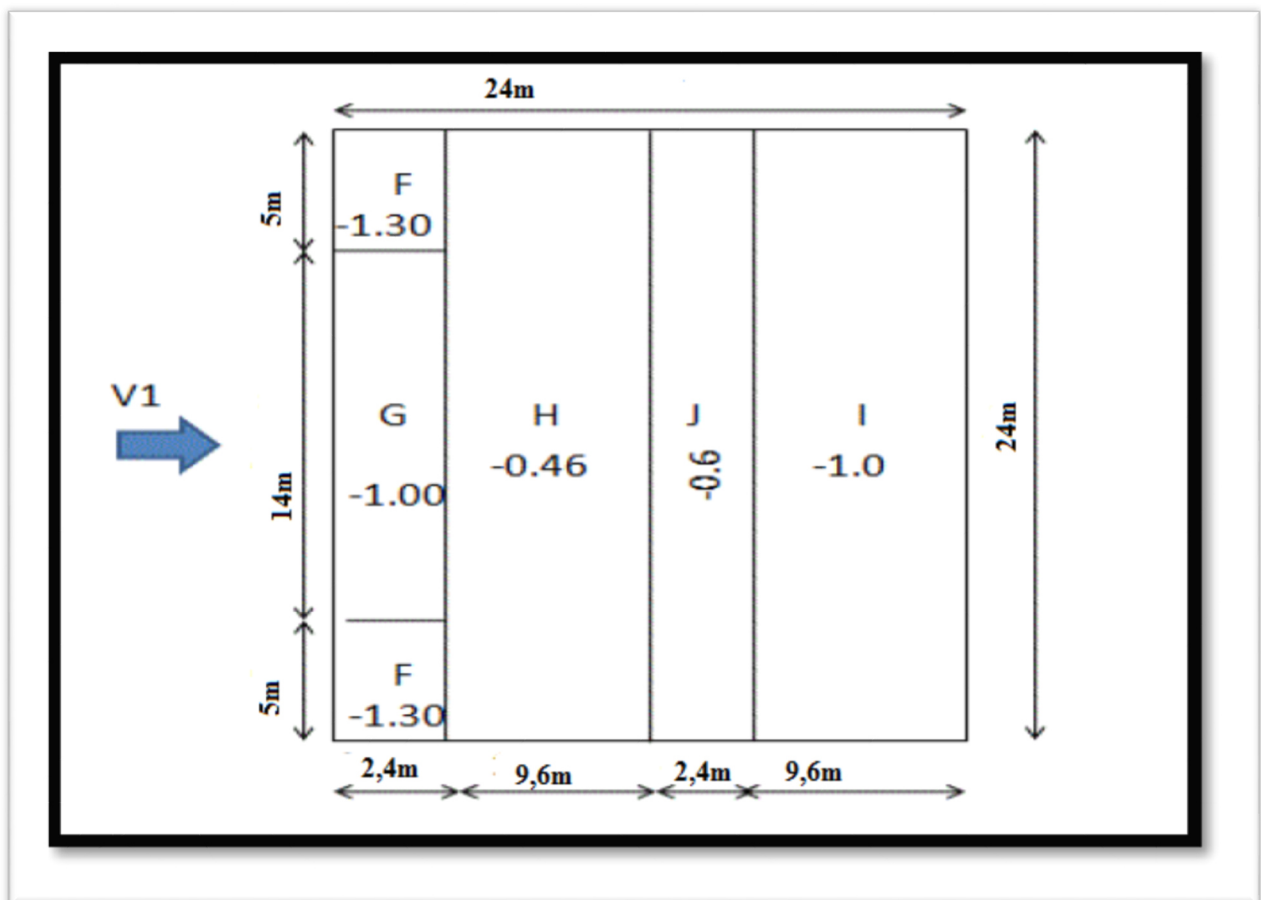
$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1,2 + \frac{-0,8 - (-1,2)}{15 - 5} \times (9,922 - 5) = -1,003$$

même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultants sont comme suit :

Zone	F	G	H	J	I
C <sub>pe</sub>	-1.306	-1.003	-0.512	-0.461	-0.333

**Tableau II.7** : Les valeurs des C<sub>pe</sub> sur la toiture dans le sens V1.

Dans la figure suivante les indices IJ représentent des C<sub>pe</sub> indiqués dans la [figure 5.7 (cas A du RNV 2013)], et leur surfaces représentent la surface de chaque versant



**Figure II.9** : Répartition des C<sub>pe</sub> sur la toiture dans le sens V1

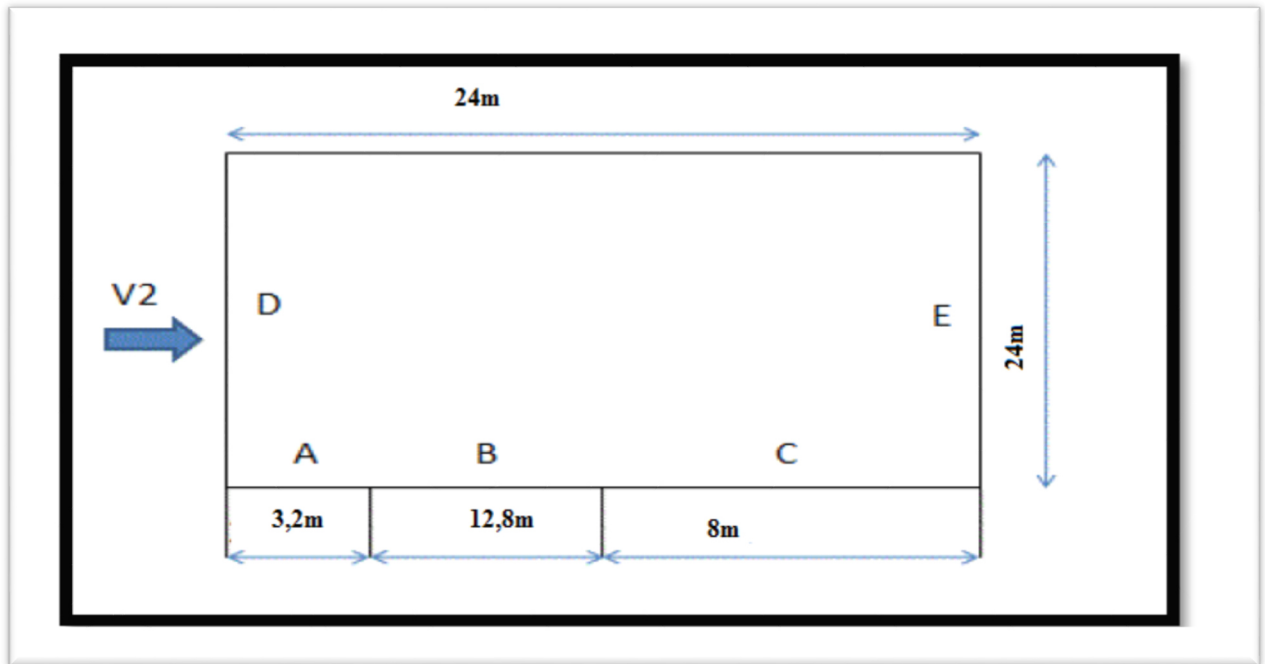
**Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :**

• **Parois verticales :**

$b=24\text{m}$ ;  $d=24\text{m}$  ;  $h=8\text{m}$  donc :

$(b ; 2h) = \text{Min} (24 ; 16) = 16\text{m}$

On voit bien que  $d > e$ , donc les parois verticales au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :



**Figure II.10 :** Légendes pour les parois verticales V2.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface ( $m^2$ )	25,6	102,4	64	192	129

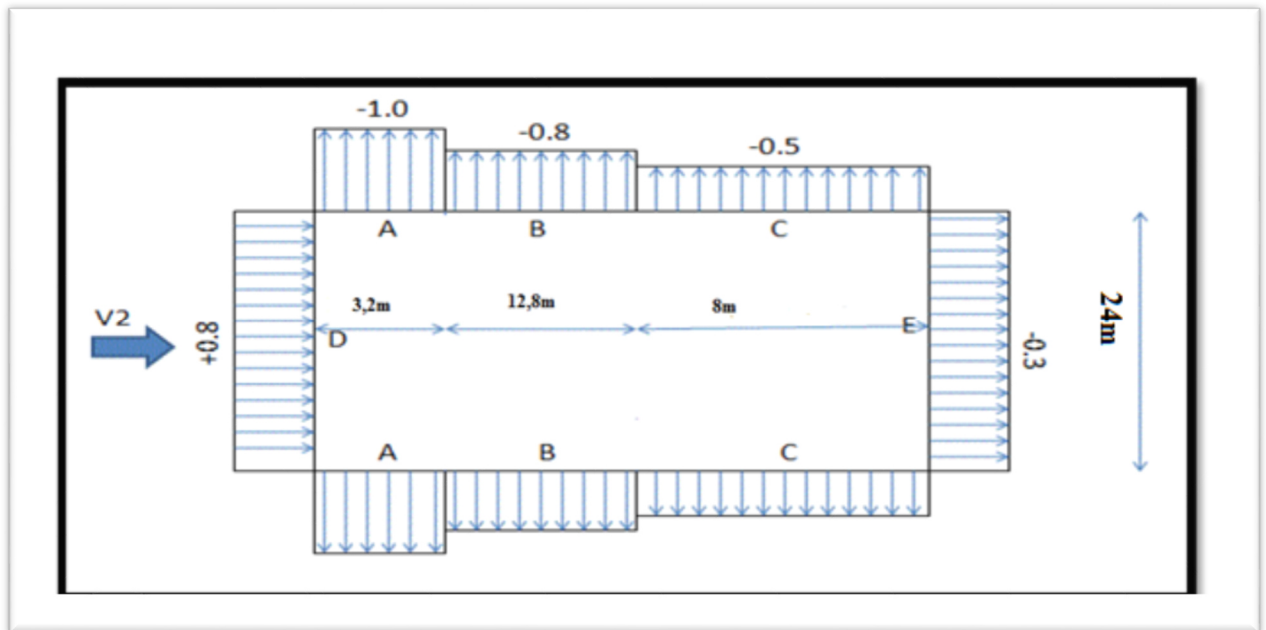
**Tableau II.8 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2.

$C_{pe}=C_{pe,10}$

[§5.1.1.2\_RNV/2013]

Zone	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau II.9 :** Les valeurs des C<sub>pe</sub> sur les parois dans le sens V2.



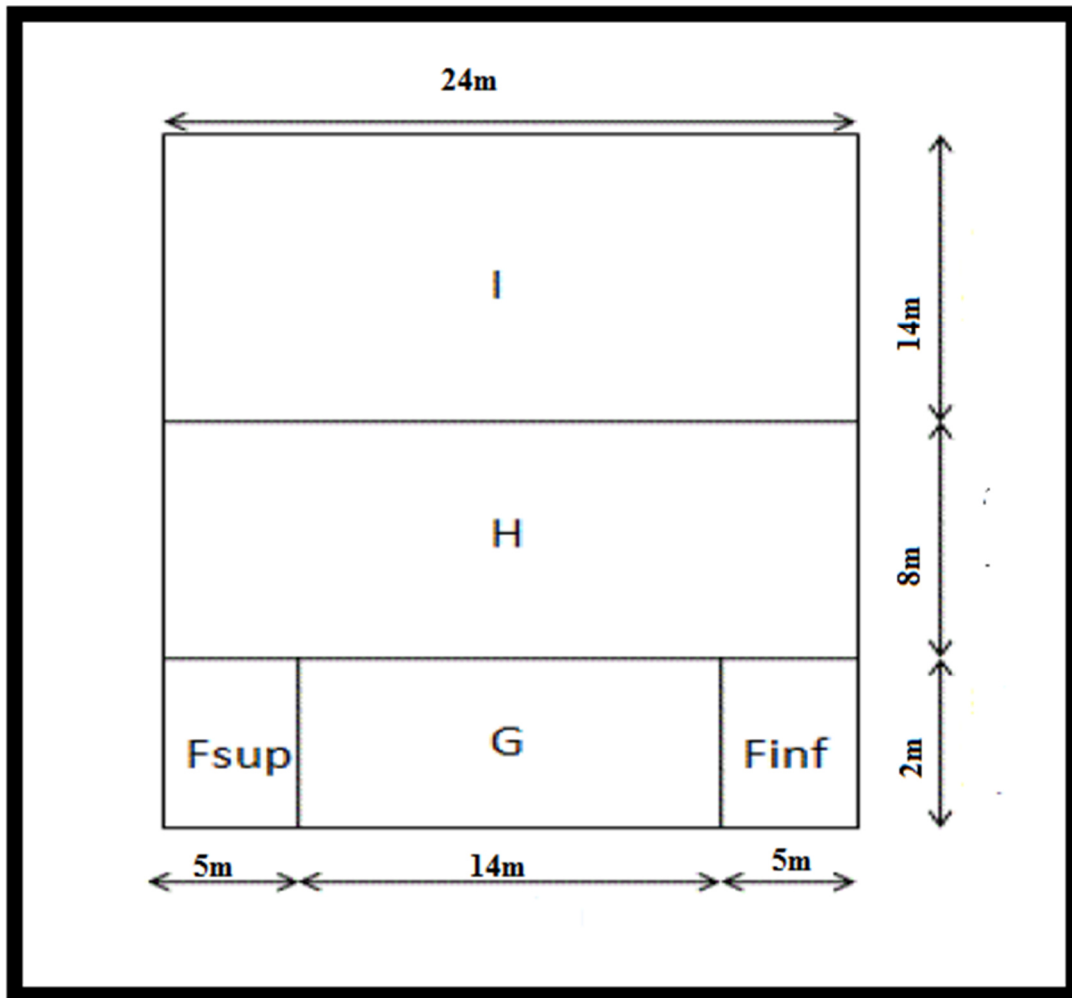
**Figure II.11** : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V2.

• **Toiture :**

On a une toiture a versant multiple  $\alpha=9,922$  Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients Cpe s'obtient en utilisant les valeurs de toiture a un versant pour  $\Theta= 90^\circ$  (RNV 2013 5.1.8)

On a  $\alpha=9.922^\circ$ ;  $b=24\text{m}$ ;  $d=24\text{m}$ ;  $H=10\text{m}$

$E=\text{Min} (b ; 2h) = \text{Min} (24 ; 20) = 20 \text{ m}$



**Figure II.12 :** Légende pour la toiture.

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Zone	F <sub>inf</sub>	F <sub>sup</sub>	G	H	I
Surface $m^2$	10	10	28	192	336

**Tableau II.10 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v2.

La surface de chaque zone est  $> 10m^2$  donc :

Les valeurs de sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du (5-1 RNV 2013)

$$F(x)=f(x_0)+\frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0} \times 5(x - X_0) \dots\dots\dots \text{(La formule de l'interpolation)}$$

Zone F<sub>sup</sub> :  $S=10m^2 \geq 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -2,1 + \frac{-2,4 - (-2,1)}{15-5} \times (9,922 - 5) = -2,247$$

La Zone Fin:  $S = 10m^2 \geq 10m^2$

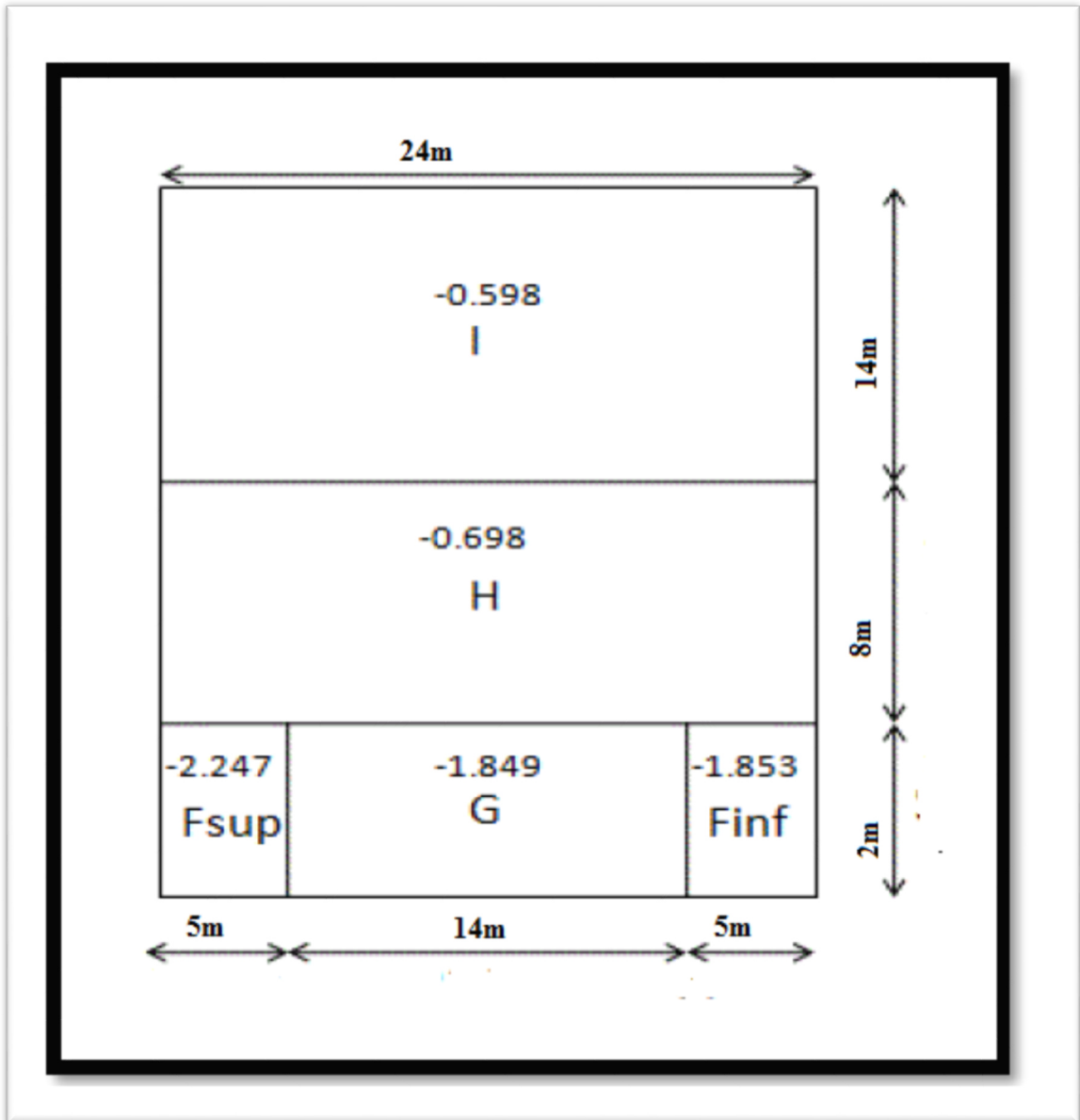
$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -2,1 + \frac{-1,6 - (-2,1)}{15-5} \times (9,922 - 5) = -1,853$$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultants sont comme suit :

<b>Zone</b>	<b>F<sub>sup</sub></b>	<b>F<sub>inf</sub></b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
<b>C<sub>pe</sub></b>	-2.247	-1.853	-1.849	-0.698	-0.598

**Tableau II.11** : Les valeurs des C<sub>pe</sub> sur la toiture dans le sens V2





**Figure II.13** : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2.

### II.3.2. Détermination des coefficients de pression intérieure C<sub>pi</sub> :

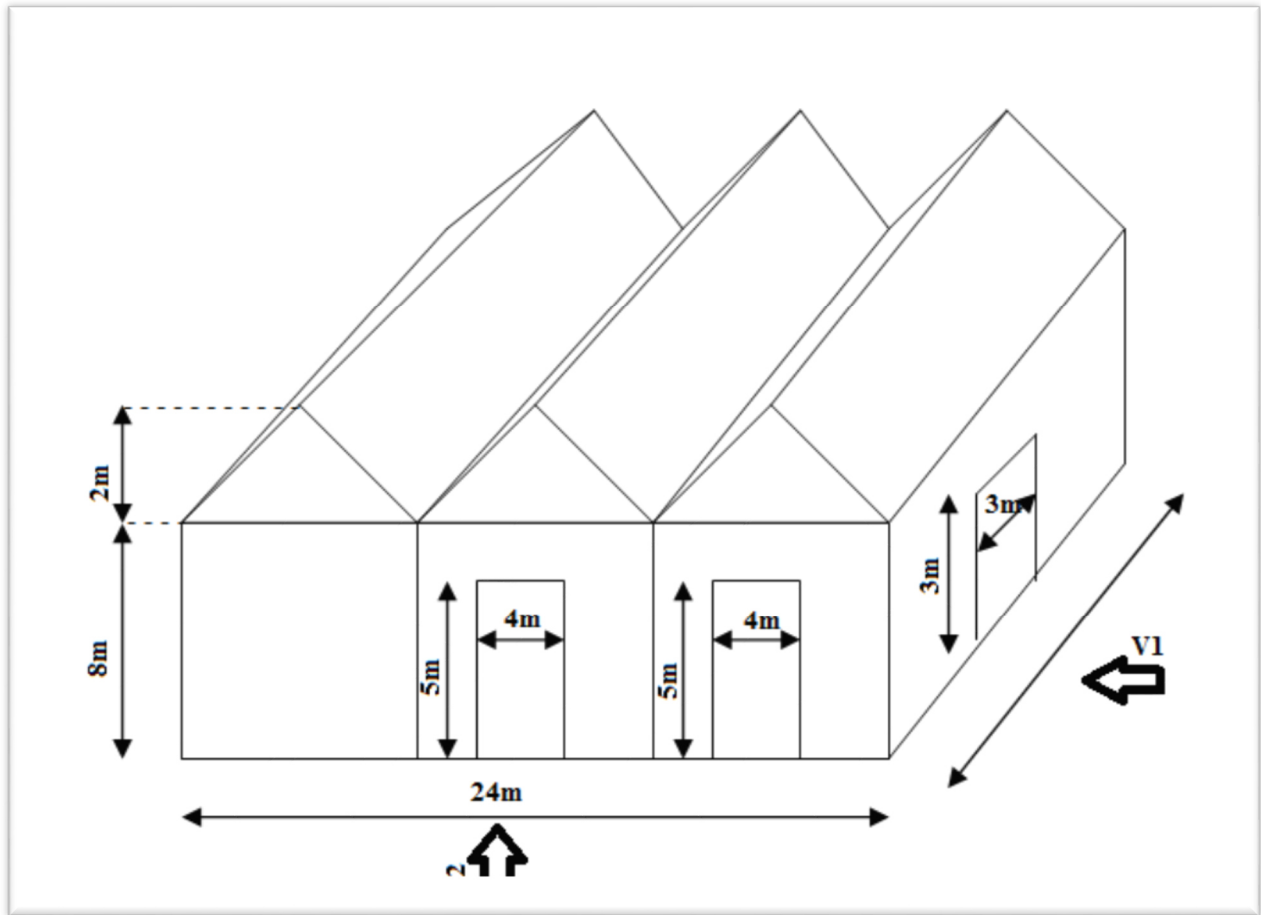
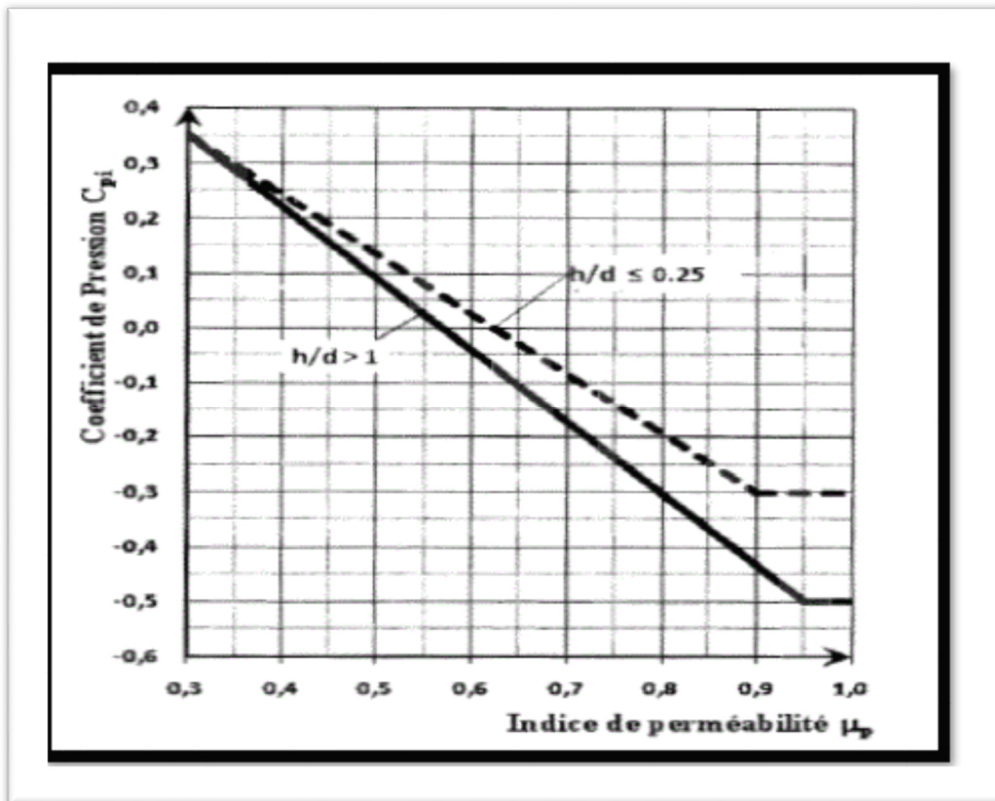


Figure II.14 : les surfaces des ouvertures.

#### ✓ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est déterminé à partir de la figure 5.14 de RNVA 2013 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ<sub>p</sub> l'indice de perméabilité donné par :

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



**Figure II.14 :** coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante.  
(Figure 5.14 de RNVA2013).

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures :  $74\text{m}^2$
- La somme des ouvertures où  $C_{pe} \leq 0$  :  $16\text{m}^2$

$$\mu_p = \frac{(4 \times 4)}{[(3 \times 3) \times 2] + (4 \times 4) + [(4 \times 5) \times 2]} = 0,216$$

On a :  $\frac{10}{24} = 0,416$

D'après figure 5.14 de RNVA2013 →  $C_{pi} = 0,35$

**Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :**

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

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures :  $74\text{m}^2$

- La somme des ouvertures où  $C_{pe} \leq 58$  :  $\text{m}^2$

$$\mu_p = \frac{[(5 \times 4) \times 2] + [(3 \times 3) \times 2]}{[(3 \times 3) \times 2] + (4 \times 4) + [(4 \times 5) \times 2]} = 0,78$$

On a :  $\frac{10}{24} = 0,416$

D'après figure 5.14 de RNVA2013 →  $C_{pi} = -0,3$

### II.3.3. Calcul de la pression aérodynamique :

La pression aérodynamique  $W(z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{RNVA2013 Chap. 2, formule 2.6})$$

#### II.3.3.1. Cas de vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

• **Parois verticales :**

Zone	$q_p(z_e)$ [ $\text{N/m}^2$ ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)$ [ $\text{N/m}^2$ ]
A	952,65	-1,0	0,35	-1286,077
B	952,65	-0,8	0,35	-1095,547
C	952,65	-0,5	0,35	-809,75
D	952,65	+0,8	0,35	428,69
E	952,65	-0,3	0,35	-619,22

**Tableau II.12** : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales V1.

• **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1

Zone	$q_p(z_e)$ [ $\text{N/m}^2$ ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W(z_j)$ [ $\text{N/m}^2$ ]
F	1007,46	-1,3	0,35	-1662,309
G	1007,46	-1	0,35	-1360,071
H	1007,46	-0,46	0,35	-816,04
J	1007,46	-0,6	0,35	-957,087
?	1007,46	-1	0,35	-1360,071

**Tableau II.13** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  $C_{pi} = 0,35$

### II.3.3.2.Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

• Parois verticales :

Zone	qp (ze) [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
A	952,65	-1,0	-0,3	-666,855
B	952,65	-0,8	-0,3	-476,32
C	952,65	-0,5	-0,3	-190,53
D	952,65	+0,8	-0,3	1047,915
E	952,65	-0,3	-0,3	0

**Tableau II.14 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales V2. •

**Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V2

Zone	qp (ze) [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
Fsup	1007,46	-2,247	-0,3	-1961,52
Finf	1007,46	-1,853	-0,3	-1564,585
J	1007,46	-0,849	-0,3	-553,095
H	1007,46	-0,698	-0,3	-400,969
I	1007,46	-0,598	-0,3	-300,22

**Tableau II.15 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec Cpi=-0,3

### II.4.Action d'ensemble :

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces Fw,e,Fw,i et Ffr respectivement données par :

- Forces extérieures :  $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$

- Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$

- Force de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(ze) \times A_{fr}$

Où :

- We: est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur donnée

par l'expression ;

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

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

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

-  $C_{fr}$  : est le coefficient de frottement ;

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

-  $z_e$  ;  $z_i$  respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures. Et intérieures ;

(Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

#### II.4.1. Cas de direction du vent vers le long-pan (V1):

##### • détermination de la force extérieure :

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

Calcul de la pression extérieure  $W_e$  :

Zone	$q_p(z_e)$ [ $N/m^2$ ]	$C_{pe}$	$W(z_j)$ [ $kn/m^2$ ]
D	952,65	+0,8	0,76212
E	952,65	-0,3	-0,285795
F	1007,46	-1,30	-1,309698
G	1007,46	-1,00	-1,00746
H	1007,46	-0,46	-0,46343
I	1007,46	-1,00	-1,00746
J	1007,46	-0,6	-0,604476

**Tableau II.16** : les résultants de calcul de pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens v1)

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

Éléments	Zone	Cd	We[Kn /m <sup>2</sup> ]	Aréf( m <sup>2</sup> )	Composantes horizontales deFw,e[kn]	Composantes Verticales Fw, e[kn]
Parois .V	D	1	0,76212	192	146,304	0
Parois .V	E	1	-0,285795	192	-54,72	0
Toiture	F	1	-1,309698	24	0	-31,42
Toiture	G	1	-1,00746	33,6	0	-33,83
Toiture	H	1	-0,46343	230,4	0	-106,67
Toiture	I	1	-1,00746	230,4	0	-232,01
Toiture	J	1	-0,604476	57,6	0	-34,79
				Fw, e (résultante) [KN]	91,584	-438,72

**Tableau II.17** : les résultants de calcul de force extérieure **Fwe** , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V1).

• **Détermination de la force intérieure Fw, i:**

$$Fw, i = \sum Wi \times Aréf \quad We = qp(z_e) \times Cpi$$

Calcul de la pression intérieure Wi :

Zone	qp (ze) [N/m <sup>2</sup> ]	Cpi	W (zj) [N/m <sup>2</sup> ]
D	952,65	0,35	333,427
E	952,65	0,35	333,427
F	1007,46	0,35	352,61
G	1007,46	0,35	352,61
H	1007,46	0,35	352,61
I	1007,46	0,35	352,61
J	1007,46	0,35	352,61

**Tableau II.18** : les résultants de calcul de pression intérieur **Wi**, correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens v1).

- Calcul de force intérieure **Fw, i:**

Éléments	Zone	Wi[Kn /m <sup>2</sup> ]	Aréf [ m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales deFw, i[kn]	Composantes Verticales Fw, i[kn]
Parois .V	D	0,333	192	63,936	0
Parois .V	E	0,333	192	63,936	0
Toiture	F	0,352	24	0	8,448
Toiture	G	0,352	33,6	0	11,827
Toiture	H	0,352	230,4	0	81,1
Toiture	I	0,352	230,4	0	81,1
Toiture	J	0,352	57,6	0	26,61
			Fw,e (résultante) [KN]	127,87	209,086

**Tableau II.19** : les résultants de calcul de force intérieur **Fwi** , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le long pan (sens V1).

• **Détermination de la force de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent). **(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3) ;**

- Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan :

Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$[(24 \times 8) + (2 \times 8) \times \frac{3}{2}] \times 2 = 432m^2$$

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

**Selon RNVA 2013, Tableau2.9, Chapitre 2)**

Les surfaces des deux longs pans :

$$(8 \times 24) \times 2 = 384m^2$$



Vérification de la condition

(article 2.6.3 RNVA2013) ;

L'aire totale des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au Vent)

$$720 \leq 4 \times (348) \rightarrow 720m^2 \leq 1392m^2$$

C'est vérifier

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

- Calcul de Fw :

La force résultante Fw agissant sur une construction, égale à la sommation vectorielle des forces Fw,e ; Fw,i et Ffr respectivement données par :

- Forces extérieures :  $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$

- Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$

- Force de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Forces	Composantes horizontales [KN]	Composantes verticales [KN]
Forces extérieure	91,584	-438,72
Forces intérieure	127,89	209,086
Force de frottement	0	0
La force résultante	219,47	-229,634

**Tableau II.20** : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante, e cas la direction de vent sur le long pan (sens V1).

#### II.4.2. Cas de direction du vent vers pignon (V2):

• détermination de la force extérieure :

- Calcul de la pression extérieure

Zone	$q_p(z_e)$ [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	We [KN/m <sup>2</sup> ]
D	952,65	+0,8	0,762
E	952,65	-0,3	-0,286
Fsup	1007,46	-2,247	-2,263
Finf	1007,46	-1,853	-1,866
G	1007,46	-1,849	-1,862
H	1007,46	-0,698	-0,703
I	1007,46	-0,598	-0,602

**Tableau II.21** : les résultants de calcul de pression extérieure We, correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens v2)

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

Éléments	Zone	Cd	$W_e$ [Kn /m <sup>2</sup> ]	$Aréf$ [ m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [kn]	Composantes Verticales $F_{w, e}$ [kn]	
Parois .V	D	1	0,762	192	136,3	0	
Parois .V	E	1	-0,286	129	-36,89	0	
Toiture	Fsup	1	-2,263	10	0	-22,63	
Toiture	Finf	1	-1, 866	10	0	-18,66	
Toiture	G	1	-1,862	28	0	-52,13	
Toiture	H	1	-0,703	192	0	-134,97	
Toiture	I	1	-0,602	336	0	-202,27	
					<b>F<sub>w, e</sub></b> <b>(résultante)</b> <b>[KN]</b>	<b>99,4</b>	<b>-430,66</b>

**Tableau II.22** : le résultants de calcul de force extérieure  $F_{w,e}$ , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens V2).

• Détermination de la force intérieure  $F_{w,i}$  :

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

- Calcul de la pression intérieure  $W_i$  :

Zone	$q_p(z_e)$ [N /m <sup>2</sup> ]	$C_{pi}$	$W_e$ [Kn /m <sup>2</sup> ]
D	952,65	-0,3	-0,2857
E	952,65	-0,3	-0,2857
Fsup	1007,46	-0,3	-0,3022
Finf	1007,46	-0,3	-0,3022
G	1007,46	-0,3	-0,3022
H	1007,46	-0,3	-0,3022
I	1007,46	-0,3	-0,3022

**Tableau II.23** : les résultants de calcul de pression intérieur  $W_i$ , correspondant à chaque Zone cas la direction de vent sur le pignon (sens V2).

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

Éléments	Zone	$W_i$ [Kn /m <sup>2</sup> ]	Aréf [ m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w, i}$ [kn]	Composantes Verticales $F_{w, i}$ [kn]	
Parois .V	D	-0,2857	192	-54,85	0	
Parois .V	E	-0,2857	129	-36,85	0	
Toiture	Fsup	-0,3022	10	0	-3,022	
Toiture	Finf	-0,3022	10	0	-3,022	
Toiture	G	-0,3022	28	0	-8 ,461	
Toiture	H	-0,3022	192	0	-58,022	
Toiture	I	-0,3022	336	0	-101,539	
				<b>F<sub>w</sub>, e(résultante) [KN]</b>	<b>-91,70</b>	<b>-174,066</b>

**Tableau II.24** : les résultants de calcul de force intérieur  $F_{wi}$  , correspondant à chaque zone cas la direction de vent sur le pignon (sens V2).

### • Détermination de la force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent). **(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3)**

- Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon:

Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux long pan:

$$(8 \times 24) \times 2 = 384 m^2$$

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

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

Les surfaces des deux pignons :

$$[(24 \times 8) + (2 \times 8) \times \frac{3}{2}] \times 2 = 432 m^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au

vent)

$$1500,28 \leq 4 \times 432 \rightarrow 1500,28m^2 \leq 1728m^2$$

.C'est vérifier

→ **Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon**

- Calcul de  $F_w$  :

La force résultante agissant sur une construction, égale à la sommation vectorielle des forces ; et respectivement données par :

- Forces extérieures :  $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$

- Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$

- Force de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Forces Composantes

Forces	Composantes horizontales [kn]	Composantes verticales [kn]
Forces extérieure ( $F_{w,e}$ )	<b>99,4</b>	<b>-430,66</b>
Forces intérieure ( $F_{w,i}$ )	<b>-91,70</b>	<b>-174,066</b>
Force de frottement ( $F_{fr}$ )	<b>0</b>	<b>0</b>
La force résultante ( $F_w$ )	<b>7,7</b>	<b>-604,726</b>

**Tableau II.25** : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante  $F_w$ , cas la direction de vent sur le pignon (sens V2)

## II-2 Étude à la neige :

### II-2-1-Introduction :

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

### II.2.2.Domaine d'application :

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

### II.2.3.La charge de la neige sur le sol ( $S_k$ ) :

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans la wilaya de Bouira qui est classé en zone B selon la classification de RNVA2013. - L'altitude du projet est d'environ 675m.

### II-2-4 Calcul des charges de neige :

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

$$S = \mu * S_K \quad [\text{KN} / \text{m}^2] \rightarrow [\text{Paragraphe 3.1.1, formule1}]$$

Avec :

$S_K$ : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

. Donc  $S_K$  est donnée par

La formule suivante :

$$S_K = \frac{0,04 * H + 10}{100} \rightarrow \text{Avec } H \text{ en } (m)$$

$$S_K = \frac{0,04 * 675 + 10}{100} = 0,37 \text{KN} / \text{m}^2$$

### II.2.5. Coefficient de forme de la toiture :

La structure est de toitures à versant multiples symétriques

Les coefficients résume dans le tableau suivant..... (Tableau 3 §6.2.3 RNVA2013)

$\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient $\mu_1$	0.8
Coefficient $\mu_2$	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right)$

**Tableau II.26** : coefficient de forme-toiture à versant multiple.

On a :

$$\alpha = 26,6^\circ \rightarrow 0^\circ \leq 26,6^\circ \leq 30^\circ$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{26,6}{30}\right) = 1,509 \end{cases}$$

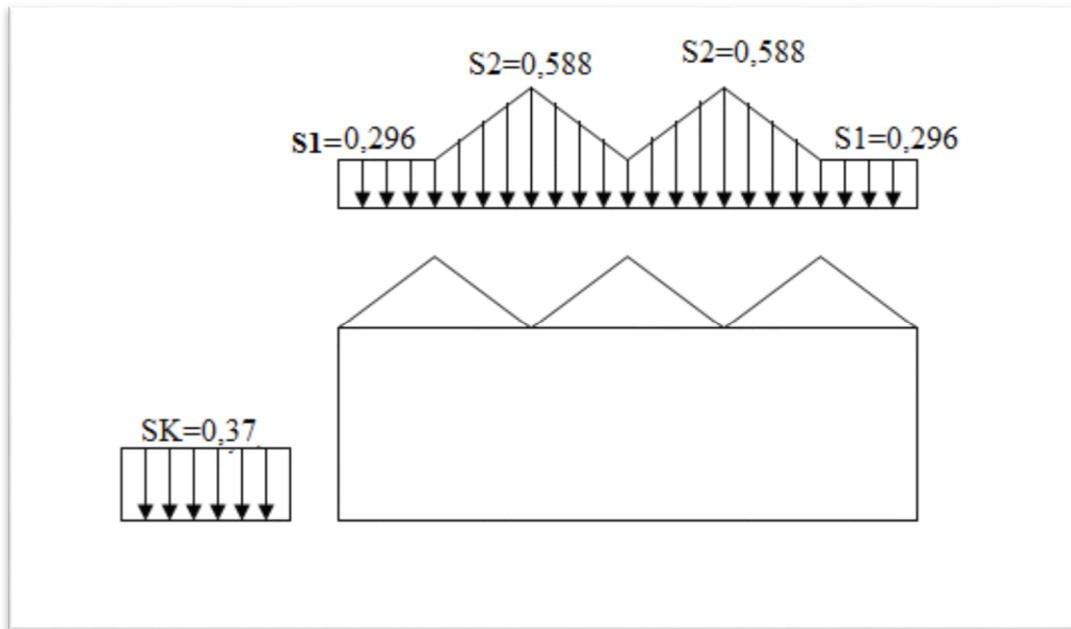
### II.2.6 .Calcul des charges de la neige sur la toiture :

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

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

$$\begin{cases} S1 = \mu1 * S_K \\ S2 = \mu2 * S_K \end{cases}$$

$$\begin{cases} S1 = 0,8 \times 0,37 = 0,296 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ S2 = 1,064 \times 0,37 = 0,558 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$



**Figure II.15** : représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

# Chapitre III :

**ETUD DES ELEMENTS**

**SECONDAIRES**

### III.1.Introduction :

Les éléments secondaires d'une halle sont les éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe, c'est-à-dire la toiture et les façades. Ils sont importants que les éléments primaires et doivent être pris en considération dès le début de la conception globale. Nous traitons dans ce chapitre, la vérification des profils qui doivent résister aux différents sollicitations auxquelles ils sont soumis, la vérification consiste à choisir des profilés puis effectuer une vérification nécessaire de leur résistance et leur stabilité.

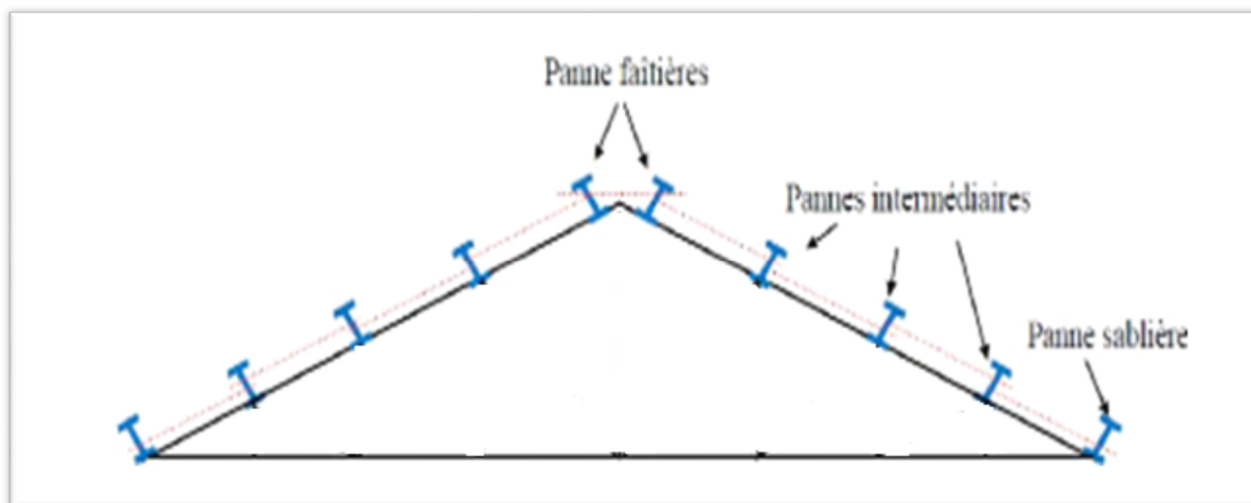
**III.2.Calcul des pannes :** Les pannes qui ont pour fonction de supporter la couverture sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plan des versants. Disposées à entraxes constants, elles sont jumelées en faitage (pannes faitières) et peuvent être renforcées en rives pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent (panne sablière) leur portée correspond à l'entraxe des fermes (travées) et leur entraxe est déterminée par la portée admissible des bacs couvertures.

**III.2.1.Détermination des sollicitations :** Les pannes sont soumises à des charges verticales (poids propre des pannes, du complexe de couverture neige et charge accrochées éventuellement). Dans notre structure nous utiliserons des formés à chaud en (I).

-Longueur de versant :  $L=8\text{m}$

-nombre de pannes sur chaque versant : 6 pannes

On étudie la panne  $L=8\text{m}$ , inclinée d'un angle  $\alpha = 26.6^\circ$  et dans l'entraxe «d» égale à  $1.50\text{m}$ .



**Figure III.1 :** Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe



### III.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

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

- Poids propre de la couverture (panneaux. Sandwichs).....13Kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m<sup>2</sup>.
- Poids propre de la panne (estimé) .....12.9Kg/ml.

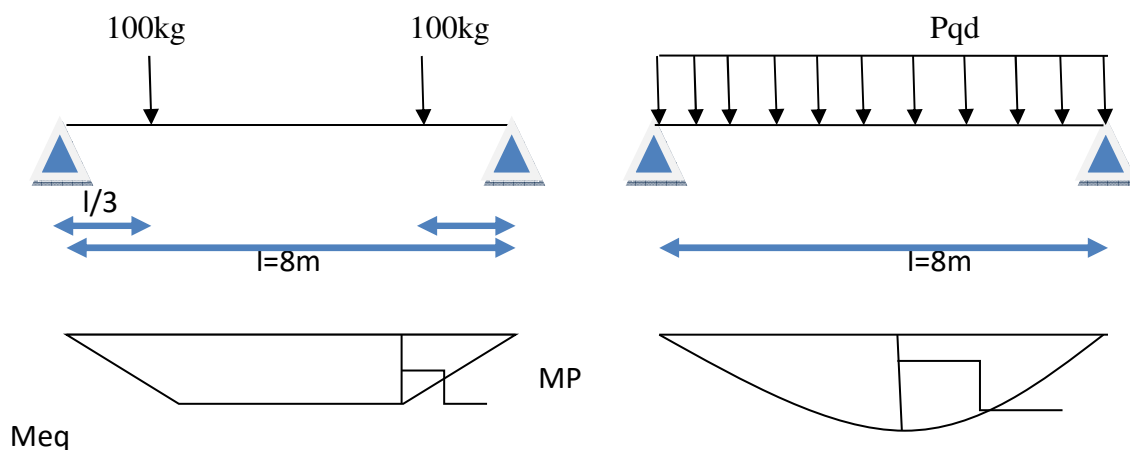
$$G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * 1.5 + P \text{ panne}$$

d: espacement entre les pannes (d= 1.5m).

$$G = (13+1.5) * 1.5 + 12.9 = 34.45 \text{ kg/ml.}$$

Donc : G = 34.45 kg/ml

b) **Surcharges d'entretien (P) :** Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à Deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne. Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P<sub>eq</sub>) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).



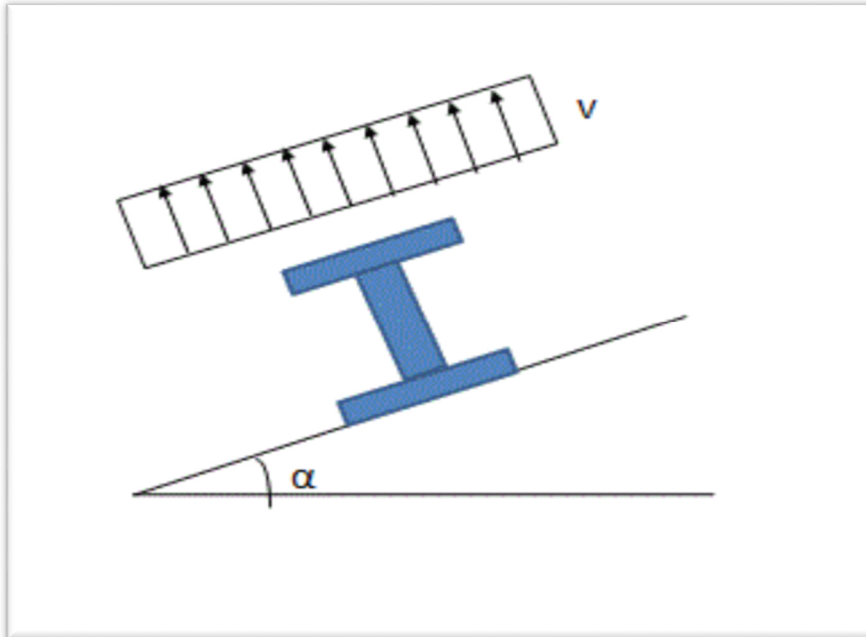
**Figure III.2.** Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{max} = \frac{p'l}{3} = \frac{pl^2}{8} \implies p = \frac{8 \times l'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 8} = 33.33 \text{ kg/ml}$$

P<sub>eq</sub> = 0.333 kn/ml .

c) Surcharges climatiques :

- Surcharge du vent :



**Figure III.3** : Charge du vent sur les pannes

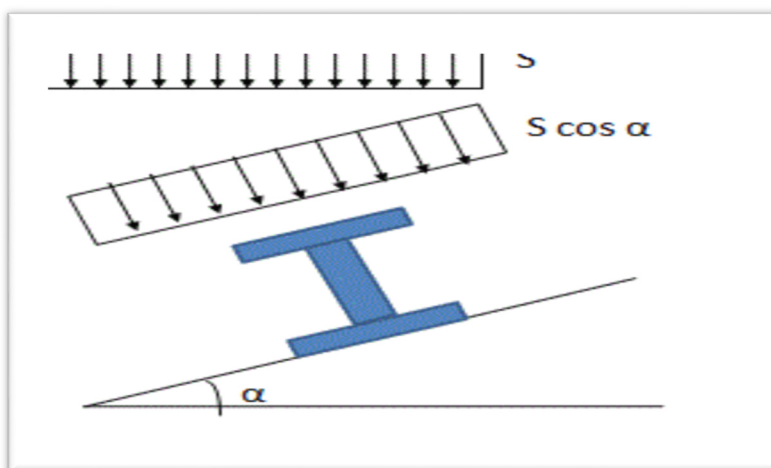
La sollicitation extrême est dans le cas du vent sur le pignon

$$W = -1.961 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \text{avec : } W = -1961.52 \text{ N/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = 1.961 \times 1.5 = 2.9415 \text{ kn/ml} \rightarrow W = 2.9415 \text{ kn/ml}$$

- Surcharge de la neige :



**Figure III.4** : Charge de la neige sur les pannes

On a

S : charge de la neige.

**Sur la toiture** :  $S1 = 0.296 \text{ kn/m}^2$

$$S2 = 0.558 \text{ kn/m}^2$$

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

$$S1 = 0.296 \times 1.5 = 0.444 \text{ kn/ml}$$

$$S2 = 0.558 \times 1.5 = 0.837 \text{ kn/ml}$$

On prend le max :  $S = 0.837 \text{ kn/ml}$

### III.2.1.2. Les charges et surcharges appliquées :

G ( kn/ml)	Q (kn/ml)	W ( kn/ml)	S( kn/ml)
0.344	0.333	-2.9415	0.837

**Tableau III.1** : Les charges et surcharges appliquées.

#### Décomposition des charges :

. Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \times \cos \alpha = 0.307 \text{ kn/ml}$$

$$Q_z = Q \times \cos \alpha = 0.2977 \text{ kn/ml}$$

$$W_z = -2.9415 \text{ kn/ml}$$

$$S_z = S \times \cos \alpha = 0.7484 \text{ kn/ml}$$

. Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \times \sin \alpha = 0.154 \text{ kn/ml}$$

$$Q_y = Q \times \sin \alpha = 0.1491 \text{ kn/ml}$$

$$S_y = S \times \sin \alpha = 0.3747 \text{ kn/ml}$$

### III.2.1.3. Les combinaisons d'actions :

a) A l'état limite ultime (ELU) :

1) Le vent :

$$Q_{uz} = (1 \times G_z) + 1.5W_z = (1 \times 0.307) + 1.5 \times (-2.9415) = -4.105 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_y = 1.35 \times 0.154 = 0.2079 \text{ kn/ml}$$

2) la neige :

$$Q_{uz} = 1.35G_z + 1.5 S_z = 1.35 \times 0.307 + 1.5 \times 0.7484 = 1.537 \text{kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_y + 1.5 S_y = 1.35 \times 0.154 + 1.5 \times 0.3747 = 0.7699 \text{kn/ml}$$

3) la surface d'entretien :

$$Q_{uz} = 1.35G_z + 1.5 Q_z = 1.35 \times 0.307 + 1.5 \times 0.2977 = 0.861 \text{kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 1.35 \times 0.154 + 1.5 \times 0.1491 = 0.4315 \text{kn/ml}$$

⇒ Donc Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée :

$$Q_{uz} = -4.1052 \text{kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 0.7695 \text{kn/ml}$$

### **b) A l'état limite service (ELS) :**

On considérera dans ce cas juste les combinaisons les plus défavorables :

$$Q_{sz} = G_z + W_z = 0.307 + (-2.9415) = -2.6345 \text{kn/ml}$$

$$Q_{sy} = G_y + S_y = 0.154 + 0.3747 = 0.5287 \text{kn/ml}$$

⇒ Donc Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée :

$$q_{sz} = -2.6345 \text{kn/ml}$$

$$q_{sy} = 0.5287 \text{kn/ml}$$

### **III.2.2.Principe de redimensionnement :**

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.

#### **2.1.Vérification à l'ELS :**

La flèche 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 (axe Z-Z) :

$$f \leq \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 4} \implies I_y \geq \frac{5 \times 2.6345 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 21000 \times 4} \rightarrow I_y \geq 1672.6 \text{ cm}^4$$

→ Ce qui correspondant a un **IPE200** avec

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4 ; I_z = 142 \text{ cm}^4 ; P = 22.4 \text{ kg/m. (La portée est importante)}$$

**On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel :**

**Le poids réel G devient :**

$$G = (13 + 1.5) \times 1.5 + 22.4 = 48.72 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.487 \text{ kn/ml}$$

$$G_z = 0.487 \times \cos \alpha = 0.435 \text{ kn/ml}$$

$$G_y = 0.487 \times \sin \alpha = 0.218 \text{ kn/ml}$$

La combinaison les plus défavorables deviennent :

**A L'ELU:**

$$Q_{uz} = (1 \times G_z) + 1.5W_z = (1 + 0.435) + 1.5 \times (-2.9415) = -3.9772 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{uz} = -3.9772 \times 1.25 = -4.9715 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times 0.218 + 1.5 \times 0.3747 = 0.8563 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 0.8563 \times 1.25 = 1.0703 \text{ kn/m}^2$$

**A L'ELS:**

$$Q_{sz} = G_z + W_z = 0.435 + (-2.9415) = -2.5065$$

$$Q_{sz} = -2.5065 \times 1.25 = -3.133 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_{sy} = G_y + S_y = 0.218 + 0.3747 = 0.5927$$

$$Q_{sy} = 0.5927 \times 1.25 = 0.7408 \text{ kn/m}^2$$

### III.2.3. Dimensionnement des pannes :

#### III.2.3.1. Condition de la flèche :

a) **Vérification de la flèche suivant l'axe z-z :**

$$f \leq \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm}$$

$$f_z \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 4} \implies f_z \geq \frac{5 \times 3.133 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times 21000 \times 1943} = 4 \text{ cm}$$

$$f_z = 4.0 \text{ cm} = f_{adm} = 4 \text{ cm}$$

Donc la flèche suivant z-z est vérifiée.

b) **Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y**

$$f \leq \frac{l}{200} \text{ avec } fy = \frac{5 \times qsz \times l^4}{384 \times E \times Iy}; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$fy \geq \frac{5 \times qsz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \implies fz \geq \frac{5 \times 0.7408 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 142} = 0.82 \text{ cm}$$

$$fy = 0.82 \text{ cm} < f_{adm} = 2 \text{ cm}$$

Donc la flèche selon y-y est vérifiée → alors on adopte LE **IPE 200**

### III.2.3.2. Condition de L'ELU :

#### a) Vérification à la flexion déviée :

Détermination de la classe de profile :

• **Ame :**

$$\frac{d}{tw} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \varepsilon = 1$$

• **Semelle :**

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{100/2}{8.5} = 5.88 < 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Alors la section est de classe 1.

Tant que la section est de classe 1 les calculs seront effectués en plasticité.

S'agissant de flexion déviée (bi-axial) il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{My}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{Mz}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots (\text{l'Eurocode 3-5.4.8.11.(11)}).$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes.

#### Pour une Section en I :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 5n \geq 1 \text{ (l'effort normal } N = 0 \rightarrow \frac{N}{N_{pl}} = 0 \rightarrow \beta = 1) \end{cases}$$

$$\text{Msd} = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{Mz.sd} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{1.0703 \times (\frac{8}{2})^2}{8} = 2.1406 \text{ k} \\ \text{My.sd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{4.9715 \times 8^2}{8} = 39.8 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Mpl} \frac{W_{pl} \times fy}{\gamma_{mo}} \rightarrow \begin{cases} \text{Mpl.z.rd} = \frac{W_{plz} \times fy}{\gamma_{mo}} = \frac{44.61 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 10.48 \text{ kn.m} \\ \text{Mpl.y.rd} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma_{mo}} = \frac{220.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 51.841 \text{ kn.m} \end{cases}$$

La condition sera :

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

$$\left[ \frac{39.8}{51.841} \right]^2 + \left[ \frac{2.1406}{10.48} \right]^1 = 0.589 + 0.204 = 0.793 \leq 1$$

Donc la flexion déviée est vérifiée

**b) Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{z, sd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{4.971 \times 8}{2} = 19.88 \text{ kn}$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

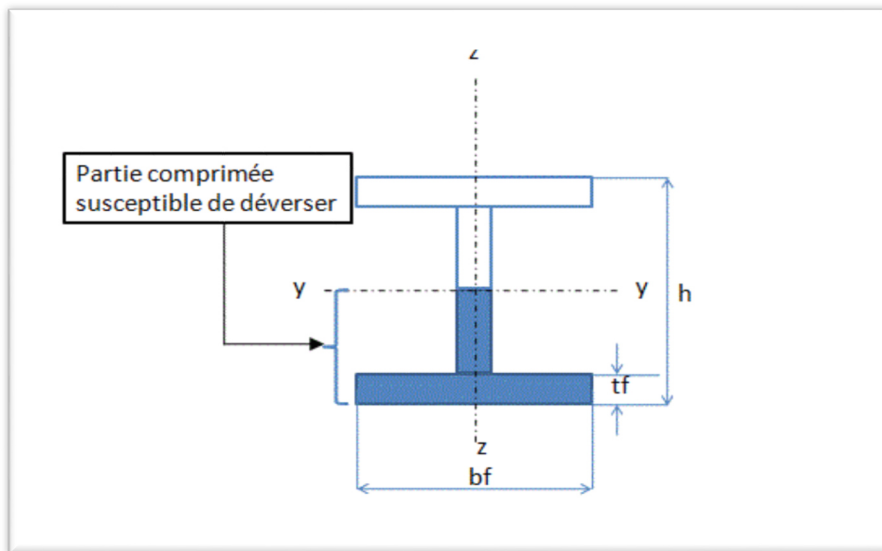
$$A_{vz} = A - 2btf + (tw + 2r)tf$$

$$A_{vz} = 28.5 - (2 \times 10 \times 0.85) + (0.56 + 2.4) \times 0.85 = 9.132 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{9.132 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 123.9 \text{ kn}$$

Donc  $V_{z, sd} < V_{pl, z, rd}$ .....la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

**c) Vérification au déversement :**



**Figure III.5 :** Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

**• Calcul du moment ultime :**

La formule de vérification est la suivante :

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd} \text{ On a :}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{y, sd} &= \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{4.97 \times 4^2}{8} = 9.94 \text{ kn.m.} \\ M_{b, rd} &= XLT \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{PL, Y} \times f_y}{\gamma_{m1}} \end{aligned} \right.$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

$\chi_{LT}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$

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

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2(1)}$$

$$G = 0,4E \quad ; \quad I_t = 6.68 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 12990 \quad ; \quad I_z = 142 \quad (\text{IPE200})$$

**G**: Module d'élasticité transversale.

**E** = 210000 MPA : module d'élasticité longitudinal.

**I<sub>t</sub>**: Moment d'inertie de torsion.

**I<sub>w</sub>**: Moment d'inertie de gauchissement.

**K** et **K<sub>w</sub>**: Les facteurs de longueur effective avec :

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

**K<sub>w</sub>** = 1

**C1, C2, C3** : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

**L** = longueur de maintien latéral.

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

**Z<sub>g</sub>**: est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (est positif si la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire).

**Z<sub>a</sub>**: Coordonnée du point d'application de la charge.

**Z<sub>s</sub>**: Coordonnée du centre de cisaillement.

Donc :

-  $\alpha = 0,21 \rightarrow$  Profilé laminé



$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 21000 \times 142}{(KL \times 400)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{12990}{142} + \frac{(1 \times 400)^2 \times 0.4 \times 6.68}{\pi^2 \times 142} + (0.459 \times 9)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 - 9) \right\}$$

$$M_{cr} = 50.09 \text{ KN.m}$$

On a :  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{51.84}{50.09}} = 1.01 > 0.4$

$$M_{b,rd} = 0.7339 \times 1 \times \frac{220.6 \times 23.5}{1} = 38.04 \text{ kn.m}$$

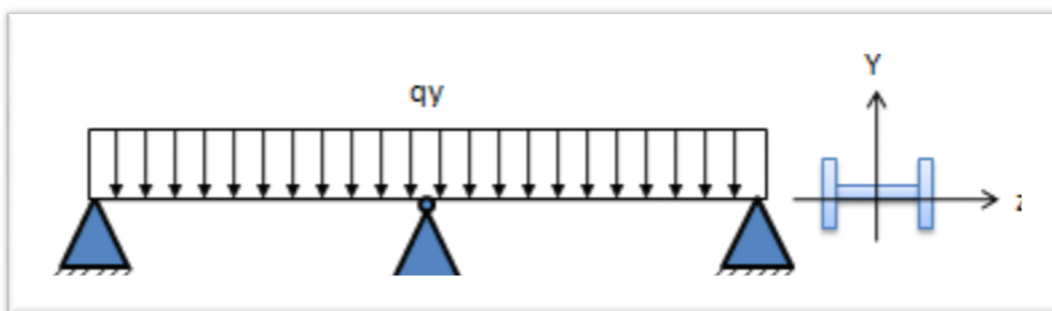
Donc  $M_{y,sd} < M_{b,rd}$

**Condition vérifié**

La stabilité au déversement des pannes est vérifiée avec IPE 200 en tenant des liernes à mi-travée.

### III.3.Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées des barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.



**Figure III.6 :** Schème statique de la panne avec lierne.

### III.3.1.Evaluation des charges :

Pour notre cas la combinaison de la surcharge de la neige avec le poids propre de la panne elle est plus défavorable que la charge d'entretien avec la panne.

La combinaison les plus défavorables devinent :

**A L'ELU :**

$$G = (13 + 15) \times 1.5 + 18.8 = 40.55 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.405 \text{ kn/ml}$$

$$G_y = 0.405 \times \sin \alpha = 0.069 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y$$

$$Q_{uy} = 0.405 \times 26.6 = 0.181 \text{ kn/ml}$$

### III.3.2.Dimensionnement des liernes sous l'effort de la traction :

Calcul de l'effort de traction sollicité chaque liernes :

**R :** la réaction d'une seule lierne :

$$R = 1.25 q_{uy} \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.181 \times \frac{8}{2} = 0.905 \text{ KN/m}^2$$

**T<sub>n</sub> :** la somme des réactions à mi- travée :

$$T_n = (2n - 1) \times \frac{R}{2}$$

n : est nombre de liernes

$$\text{Avec : } \theta = \frac{1.5}{4} = 20.56^\circ$$

**Calcul la réaction dans la lierne L4 et L5:**

$$T_4 = (2 \times 4 - 1) \times \frac{0.905}{2} = 3.167 \text{ kn}$$

L'effort max dans les bretelles  $\rightarrow 2.T_5. \sin \theta = T_4 = 3.167 \text{ kn}$

$$T_5 = \frac{3.167}{2 \times \sin 20.56} = 4.508 \text{ kn}$$

### III.3.3. Calcul de la section de lierne :

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

$$A = \frac{4.508}{23.5} = 0.1918 \text{mm}^2$$

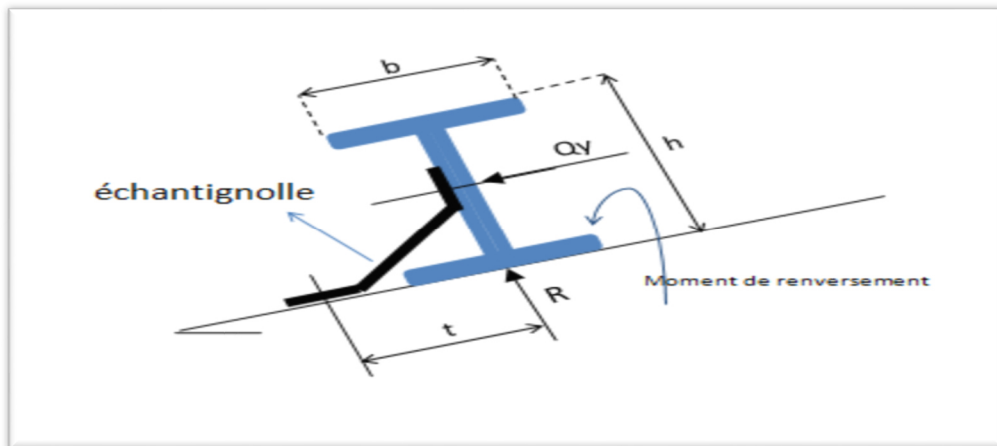
$$\varphi = \sqrt{\frac{4 \times 19.18}{\pi}} = 5 \text{mm}$$

Donc on adopte des ronds avec  $\varphi = 10 \text{mm}$

### III.4. Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation Permettent d'attacher les pannes aux fermes ou aux traverses des portiques.

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



**Figure III.7 :** échantignole.

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

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

Pour un **IPE200** on a :  $b = 10 \text{cm}$  ;  $h = 20 \text{cm}$  ;

$10 \text{cm} \leq t \leq 15 \text{cm}$ , On adopte  $t = 10 \text{cm}$ .

la combinaison des charges :

$$\begin{aligned}
 qu_z &= (1 \times G_z) + 1.5W_z = -3.976 \text{KN/m}^2 \\
 qu_z &= -3.976 \times 1.25 = -4.97 \text{KN/m}^2 \\
 qu_y &= 1.35 \times 0.218 + 1.5 \times 0.374 = 0.856 \text{kn/m}^2 \\
 qu_y &= 1.0703 \text{kn/m}^2
 \end{aligned}$$

### III.4.1. Calcul de réaction :

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

$$R = qu_z \times l \rightarrow R = 8 \times 4.97 = 39.76 \text{kn}$$

### III.4.2. Calcul du moment de renversement :

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignole. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_r$  ne dépasse pas le moment de pliage  $M_{\text{pliage}}$ .

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

$$M_r = (R \times t) + qu_y \times \left(\frac{h}{2}\right) = (39.76 \times 12) + (1.07 \times 10) = 487.82 \text{kn.m}$$

$M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignole. Généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3. Avec le calcul élastique on aura :

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_r;$$

$$W_{el,y} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{487.82 \times 1}{23.5} = 20.75 \text{cm}^3$$

### III.4.3. Epaisseur de l'échantignole :

La largeur de l'échantignole « b » est calculée après avoir dimensionné la traverse.

On prend  $b=20\text{cm}$ .

$$W_{el,y} = \left(\frac{20 \times e^2}{6}\right) \text{ avec } e = \sqrt{\left(\frac{20.75 \times 6}{20}\right)} = 2.49 \text{cm}$$

On adopte  $e=16\text{mm}$  et mettre un raidisseur pour renforcer et facilité le pliage .

### **III.5. Lisses de bardages :**

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.

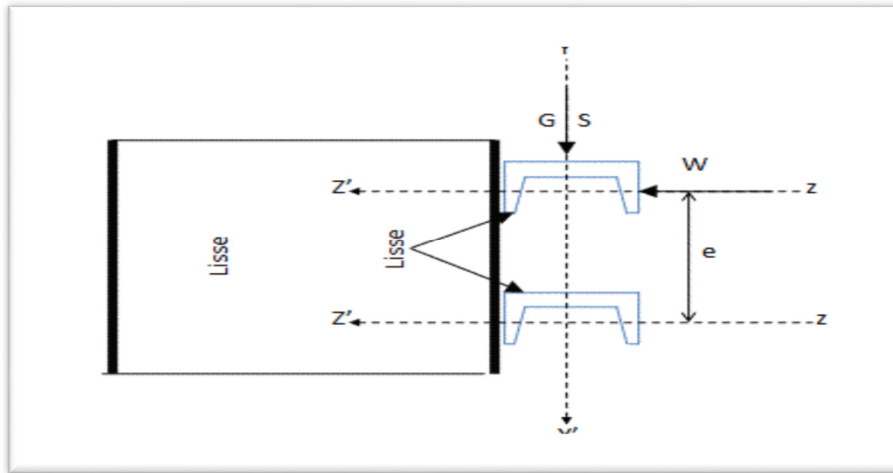
#### **III.5.1.Mode de fonctionnement :**

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) .

#### **III.5.2.dimensionnement des lisses de long pan :**

➤ **Données de calcul :**

- Chaque lisse repose sur 2appuis.(un poteau et un potelet)
- Le porté entre axe des lisses  $e=1.4\text{m}$  (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.



**Figure III.8 :** disposition des lisses.

### III.5.2.1. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Poids propre de bardage (panneaux sandwich).....13Kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoire d'attache.....3Kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre de l'UPE (estimé).....9.82Kg/ml.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (13 + 3) \times 1.4 + (9.82) = 32.22 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.322 \text{ kn/ml}$$

b) Charge due au vent maximale sur les parois verticales W :

$$W = -1286.07 \text{ KN/m}^2$$

$$W = -1.286 \times 1.4 = -1.8 \text{ KN/ml}$$

Les lisses de long pan sont appuyées sur un poteau et une potelet de portée de l=4m, soumises à la flexion bi axiale.

• **L'état limite ultime (ELU) :**

$$\text{Sur laxe } z-z : q_{uz} = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Sur laxe } y-y : q_{uy} = 1.35 \times 0.322 = 0.434 \text{ kn/ml}$$

• **L'état limite service (ELS) :**

Sur l'axe z-z :  $q_{sz}=1.8\text{kn/ml}$

Sur l'axe y-y :  $q_{sy}=0.322\text{kn/ml}$

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \text{ et } f_{adm} = \frac{400}{2} = 2\text{cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times 2} \implies I_y \geq \frac{5 \times 1.8 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 21000 \times 2} \implies I_y \geq 142.8\text{cm}^4$$

Ce qui correspond à un **UAP140** avec :

$$I_y = 209\text{cm}^4 ; I_z = 41.9\text{cm}^4 ; p = 10.5\text{kg/ml}$$

**On recalcule la condition de la flèche avec poids réel :**

Le poids propre réel G devient :

$$G = (13+3) \times 1.4 + 10.5 = 33\text{kg/ml}$$

$$G = 0.33\text{kn/ml}$$

La combinaison les plus défavorables deviennent :

• **L'état limite ultime (ELU) :**

Sur l'axe z - z :  $q_{uz} = 1.5 \times 1.8 = 2.7\text{kn/ml}$

Sur l'axe y - y :  $q_{uy} = 1.35 \times 0.33 = 0.445\text{kn/ml}$

• **L'état limite service (ELS) :**

Sur l'axe z - z :  $q_{sz} = 1.8\text{kn/ml}$

Sur l'axe y - y :  $q_{sy} = 0.33\text{kn/ml}$

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$F \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; \text{ et } \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.018 \times 400^4}{384 \times 21000 \times 206} = 1.38 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée selon l'axe Z-Z

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ avec } f_y = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \text{ et } \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.0033 \times 400^4}{384 \times 21000 \times 41.5} = 1.26 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée selon l'axe Y-Y alors on adopte un **UAP 140**.

### III.5.2.2. Condition de la résistance (ELU) :

a) Vérification à la flexion déviée :

Détermination de la classe de profile :

• **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{45}{6} = 14.23 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

• **Semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{45/2}{6} = 1.17 < 10\varepsilon < 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Alors la section est de classe 1

Tant que la section est de classe 1 les calculs seront effectués en plasticité.

S'agissant de flexion déviée (bi-axial) il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots [L Eurocode3 - 5.4.8.11(11)]$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes



Section en I →  $\alpha = 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 5n \geq 1 \text{ (l'effort est normal } N = 0 \rightarrow \frac{N}{N_{pl}} = 0 \rightarrow \beta = 1) \end{array} \right.$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{z, sd} = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0.445 \times 4^2}{8} = 0.89 \text{ kn.m} \\ M_{y, sd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{2.7 \times 4^2}{8} = 5.4 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$M_{pl} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{pl, z, rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16.2 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 3.807 \text{ kn.m} \\ M_{pl, y, rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 11.51 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

Et la condition sera :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \rightarrow \left[ \frac{5.4}{11.51} \right]^2 + \left[ \frac{0.89}{3.807} \right]^1 = 0.219 + 0.234 = 0.45$$

Alors :  $0.45 < 1$

→ Donc la flexion déviée est vérifiée.

**b) Vérification au cisaillement :**

**$V_{z, sd} \leq V_{pl, z, rd}$  et  $V_{y, sd} \leq v_{pl, y, rd}$**

$$V_{z, sd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{2.7 \times 4}{2} = 5.4 \text{ kN}$$

$$V_{pl, z, rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow V_{pl, z, rd} = \frac{7.2 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 97.68 \text{ kn}$$

**Donc  $V_{z, sd} < V_{pl, z, rd}$  c'est vérifié**

$$V_{y, sd} = \frac{q_{uy} \times l}{2} = \frac{0.445 \times 4}{2} = 0.89 \text{ kn}$$

$$V_{pl,y,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow V_{pl,y,rd} = \frac{6.46 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 87.64 \text{ kn}$$

Donc  $V_{y,sd} < V_{pl,y,rd}$

On voit bien que la résistance du lisse au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

• Calcul du moment ultime :

$$M_{y,sd} = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{2.7 \times 4^2}{8} = 5.4 \text{ kn.m}$$

• Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_W = 1 \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_W)^{0.5}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad \text{EC3 ArtF.1.2(1)}$$

$$C_1 = 1.132 ; C_2 = 0.459 ; C_3 = 0.525$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$Z_a = -4 \text{ cm} ; Z_s = 0 ; Z_j = 0 ; Z_g = Z_a - Z_s = 4 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 21000 \times 29.4}{(KL1 \times 400)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{291}{29.4} + \frac{(1 \times 4)^2 \times 0.4 \times 1.4}{\pi^2 \times 29.4} + (0.459 \times 4)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (0.459 \times 4) \right\} =$$

$$M_{cr} = 8.71 \text{ kn.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 1.14 > 0.4 \text{ donc il y'a un risque de déversement}$$

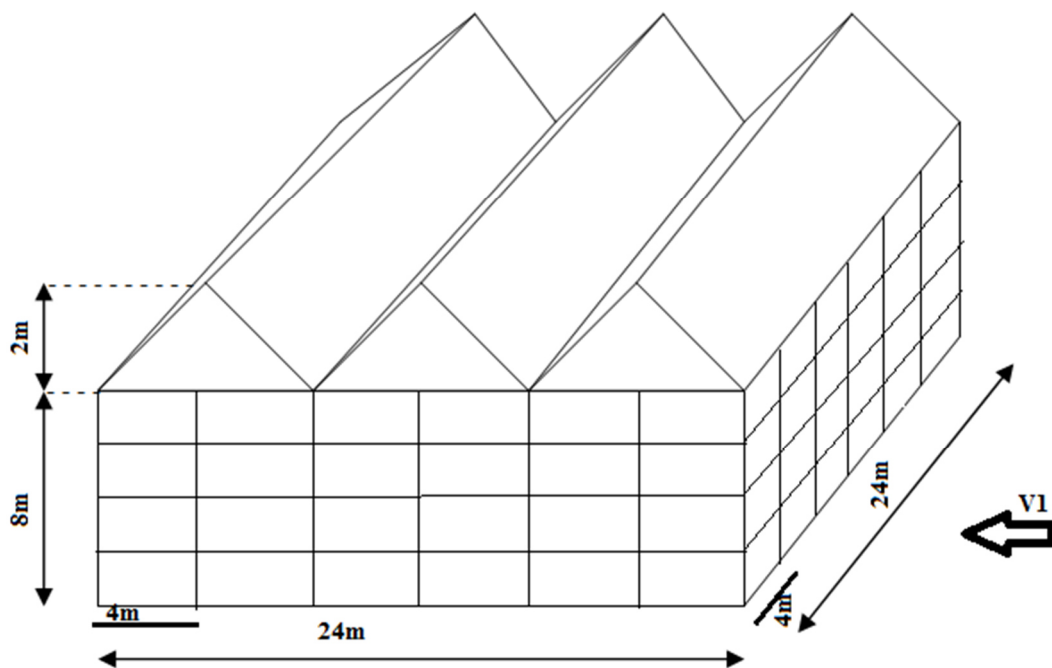
Donc :

-  $\alpha = 0,49$  section en U

$$\bar{\lambda} = 1.14 \implies XLT = 0.5998 \rightarrow \text{A partir de tableau 5.5.2p(5 - 72)EC3}$$

$$M_{b,rd} = 0.5998 \times 1 \times \frac{49 \times 23.5}{1.1} = 6.28 \text{ kn/m}$$

$M_{b,rd} = 5.01 \text{ kn/m}$  donc  $M_{b,rd} > M_{y,sd} \rightarrow$  condition vérifiée.



**Figure III-9-**Disposition des potelets sur le pignon et le long pan

### III.5.3.1. Evaluation des charges :

#### a) Charges permanentes :

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....13Kg/m<sup>2</sup>.  
Poids propre d'accessoire d'attache.....3Kg/m<sup>2</sup>.  
Poids propre de l'UPE (estimé).....9.82Kg/ml.

$$G = (P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e + Plisse.$$

$$G = 0.322 \text{ Kg/ml}$$

#### b) Charge due au vent maximale sur les parois verticales W :

$$W=1047.915 \text{ KN/m}^2$$

$$W=1.047 \times 1.4 = 1.465 \text{ kN/ml.}$$

Les lisses de pignon sont appuyées sur un poteau et un potelet de portée de l=4m, soumises à la flexion bi axiale.

#### • L'état limite ultime (ELU) :

$$\text{Sur l'axe z-z : } q_{uz} = 1.5 \times 1.465 = 2.198 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } q_{uy} = 1.35 \times 0.322 = 0.434 \text{ KN/ml.}$$

#### • L'état limite service (ELS) :

$$\text{Sur l'axe z-z : } q_{sz} = 1.465 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } q_{sy} = 0.322 \text{ KN/ml.}$$

### III.5.3.2. Condition de la 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 (axe Z-Z) :**

$$f < \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2cm$$
$$I_y \geq \frac{5 \times 0.01465 \times 500^4}{384 \times 21000 \times 2} \geq 283.86cm^2$$

Ce qui correspondant à un **UAP140** avec  $I_y = 364 cm^2$  ;  $I_z = 43.2cm^4$  ;  
 $p = 13.4 kg/m$

**On recalcule la condition de la flèche avec poids réel :**

Le poids propre réel G devient :

$$G = (13 + 3) \times 13.4 = 35.8kg/ml$$

$$G = 0.358KN/ml.$$

**La combinaison les plus défavorables devinent :**

• **L'état limite ultime (ELU) :**

$$\text{Sur l'axe z-z : } q_{uz} = 1.5 \times 1.465 = 2.1975 KN/ml$$

$$\text{Sur l'axe y-y : } q_{uy} = 1.35 \times 0.358 = 0.483KN/ml$$

• **L'état limite service (ELS) :**

$$Q_{sz} = 1.465 KN/ml.$$

$$Q_{sy} = 0.358KN/ml.$$

**a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :**

$$f \leq f_{adm} = \frac{400}{200} = 2cm$$
$$f_z = \frac{5 \times 0.0145 \times 400^4}{384 \times 21000 \times 459} = 0.506cm < 2cm.$$

Donc la flèche selon z-z est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \times 0.0358 \times 400^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 1.31 \text{ cm} < 2 \text{ cm}.$$

Donc la flèche selon y-y est vérifiée.

### III.5.3.3. Condition de la résistance (ELU) :

#### a) Vérification à la flexion déviée :

Détermination de la classe de profile :

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{55}{7} = 7.85 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{ame de classe 1.}$$

Avec :  $\varepsilon = 1$

- **Semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55/2}{9} = 3.055 < 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

Alors la section est de classe 1

Tant que la section est de classe 1 les calculs seront effectués en plasticité.

S'agissant de flexion déviée (bi-axial) il faut vérifier que :

$$\text{Msd : } \begin{cases} M_{z, sd} = \frac{0.483 \times 4^2}{8} = 0.966 \text{ KN.m} \\ M_{y, sd} = \frac{2.197 \times 4^2}{8} = 4.394 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Mpl : } \begin{cases} M_{pl, z, rd} = \frac{11.1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 2.6 \text{ KN.m} \\ M_{pl, y, rd} = \frac{60.7 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 14.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon la condition

$$\left[ \frac{My}{M_{pl,z}} \right]^2 + \left[ \frac{Mz}{M_{pl,y}} \right]^1 \leq 1 \Rightarrow \left[ \frac{4.394}{14.26} \right]^2 + \left[ \frac{0.966}{2.6} \right]^1 = 0.465 < 1$$

Donc la flexion déviée est vérifiée.

**b) Vérification au cisaillement :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z,sd} = \frac{2.197 \times 4}{2} = 4.395 \text{ KN} \\ V_{pl,z,rd} = \frac{6.305 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 86.15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{y,sd} = \frac{0.483 \times 4}{2} = 0.966 \text{ KN} \\ V_{pl,y,rd} = \frac{8.566 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 116.22 \end{array} \right.$$

**Donc :**

On voit bien que la résistance du lisse au cisaillement est vérifiée.

**c) Vérification au déversement :**

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} ;$$

**• Calcul du moment ultime :**

$$M_{y,sd} = \frac{2.197 \times 4^2}{8} = 4.394 \text{ KN}$$

**• moment critique :**

$$M_{cr} = 62.61 \times (9.76 + 634.08 + 5.267)^{\frac{1}{2}} + 2.295 = 17.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.596 \times 1 \times \frac{49.87 \times 23.5}{1.1} = 6.342 \text{ KN.m}$$

Donc  $M_{y,rd} \leq M_{b,rd}$  condition vérifier.

### III.6.Calcul des potelets :

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en I ou H, les dimensions de leur sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en bois, grâce à un dispositif d'appui glissant (que nous verrons plus loin), ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture (notamment ceux dus à la neige). Sous l'action de vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions (ou succions). Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachés. Par conséquent le potelet risque :

- a. De subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent (calcul à l'ELS).
- b. De flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous N et M).
- c. De déverser sous les dépressions dues au vent ou la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous N et M).

#### III.6.1.Les potelets du pignon :

##### III.6.1.1.La condition de la flèche :

**La condition de la flèche se fait sous vent normal W :**

$W = 1047.92 \text{ KN/m}^2$  (la charge du vent la plus défavorable lorsque le vent frappe le pignon).

$$W = w \times e$$

Avec :

$e$  = la largeur de la surface sollicitée le potelet le plus élancé

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

$$Q_w = 1.047 \times 4 \times 1.25 = 5.24 \text{ KN/m (on tenant en compte de la continuité)}$$



$$Q_w = 5.24 \text{ KN/m}$$

Calcul de la hauteur maximal du potelet le plus sollicité :

$$h = 8 + (\tan \alpha \times 4)$$

$$h = 8 + (\tan 26.6 \times 4)$$

$$h = 10\text{m}$$

Les potelets étant articulés en tête et pied. La flèche maximale à mi-travées vaut :

$$f \leq \frac{h}{200} \text{ avec } f \leq \frac{5 \times Q_w \times h^4}{384 \times E \times I_y}; \text{ et } \frac{h}{200} = \frac{1000}{200} = 5\text{cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_w \times h^4}{384 \times E \times 4.665} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 5.24 \times 10^{-2} \times 1000^4}{384 \times E \times 5.24} \rightarrow I_y \geq 6491.8 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspondant à un **IPE300** avec  $I_y = 8356 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 604 \text{ cm}^4$  et leurs poids propre  $P = 42.2\text{Kg/m}$ .

### III.6.1.2.Evaluation des charges :

#### a) Les charges variables du vent :

#### Charges permanentes :

poids de bardages.....G1= 13Kg/m<sup>2</sup>

Poids de la lisse(UAP140).....G2= 10.5× 4=42Kg/m

Poids de potelet(IPE300).....G3= 42.2Kg/m

$$G = (13 \times 4 \times 10) + (42 \times 4) + (10 \times 42.2) = 1070 \text{ Kg}$$

$$G = 10.7\text{KN}$$

### III.6.1.3.Vérification de la stabilité de potelet :

#### III.6.1.3.1.Vérification de l'effort axial :

Les potelets sont sollicités à la flexion due vent et à compression due au poids des potelets, et de bardage et des lisses. Ils sont assujettis au portique par appuis glissants. Allos les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \min \left( 0.25 N_{pl}, r d ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$A_w = A - 2bt_f = 21.6\text{cm}$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1070 = 14.45KN$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 23.5}{1} = 1264.3 \times 0.25 = 316.075KN$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 253.8KN$$

$$N_{sd} \leq \min(316.075KN; 253.8KN)$$

$N_{sd} < 253.8KN$  ....Condition vérifier

### III.6.1.3.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd, max} \leq V_{pl, rd}$$

$$V_{sd, max} = \frac{1.5 \times 5.24 \times 10}{2} = 78.6KN$$

$$V_{pl, rd} = \frac{33.67 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 456.8KN$$

$\Rightarrow V_{sd, max} \leq V_{pl, rd}$  .....condition verifier .

### III.6.1.3.3.Vérification de la stabilité au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / \gamma_{m0}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y / \gamma_{m0}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_z} \leq 1$$

$$N_{y, sd} = 14.44KN$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 \times 5.24 \times 10^{-2}}{8} = 98.25KN.m$$

Calculons la longueur de flambement :

a. Calcul les élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1000}{12.5} = 80$$

$$\lambda_y = \frac{lky}{i_y} = \frac{140}{3.35} = 41.79$$

**b. Calcul des élancements critiques :**

Acier S235  $\rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_{CR} = 93.9\varepsilon = 93.9$

**c. Classe de la section :**

$\Rightarrow$  Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{150/2}{10.7} = 7 < 10\varepsilon = 10$$

$\Rightarrow$  Classe de l'âme : (Flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left( \frac{d + dc}{2} \right) \leq 1 \rightarrow \alpha = 0.5 \leq 1$$

Avec  $dc = \frac{14.44}{2.1 \times 23.5} = 0.29$

Pour la section de classe 1 :

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \frac{26.6}{2.1} \leq \frac{396 \times 1}{13 \times 0.5 - 1}$$

$12.66 < 70.9 \rightarrow$  **ame de classe 1 le profilé ipe300 est de classe 1**

**d. ) Calcul des élancements réduits :**

$$\lambda_y = \frac{80 \times 1}{93.9} = 0.085 < 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{41.9}{93.9} \times 1 = 0.446 > 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

**f) Calcul de coefficient de réduction Xmin :**

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

Choix de la courbe de flambement d'après le **tableau 5.5.3 Eurocode 3 :**

Pour IPE300: h=300mm, b=150mm, tf =10.7mm

Donc  $\frac{h}{b} = 2 > 1.2$  et  $t_f = 10.7 < 40\text{mm}$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection
y-y	A	0.21
z-z	B	0.34

**Tableau III.2:** Coefficient de flambement correspondant à la section IPE300

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y^2 + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_y \leq 1$$

$$\phi_y = 0.883 \rightarrow \chi_y = 0.795 < 1$$

$$\phi_z = 0.625 \rightarrow \chi_z = 0.918 < 1$$

$$\chi_{\min} = \min(0.795; 0.918) \text{ donc } \chi_{\min} = 0.795$$

Calcul de facteur d'amplification KLT :

$$Klt = 1 - \frac{0.068 \times 14.44}{0.918 \times 53.8 \times 23.5} = 1.008$$

→ Vérification de la condition de flambement :

$$\frac{14.44}{0.795 \times 53.8 \times 23.5/1.1} + \frac{0.998 \times 98.25}{628.4 \times 23.5/1.1} = 0.745 < 1$$

La stabilité au flambement de potelet IPE300 est vérifiée.

### III.6.1.3.4. Vérification au déversement sous $N_{sd}$ et $M_{sd}$ :

on doit vérifier cette condition :

$$\frac{N_{sd}}{\bar{\kappa}_{min} \times N_{ply}} + \frac{\bar{\kappa}_{lt} \times M_{y, sd}}{\bar{\kappa}_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2(1)}$$

$G=0,4E$  ;  $I_t=19.17\text{cm}^4$  ;  $I_w=12990\text{cm}^6$  ;  $I_Z=604\text{cm}^4$  (**IPE300**)

**K** et **K<sub>w</sub>**: Les facteurs de longueur effective avec :

**K=0.5** (tableau F.1.2 EC03)

**K<sub>w</sub>=0.5**

**C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>** : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

**L=10m**

**Z<sub>g</sub>: ±11**

**Z<sub>a</sub>: -11 cm**

**C<sub>1</sub>= 0.972 C<sub>2</sub>= 0.304**

$$M_{cr} = \frac{0.912 \times \pi^2 \times 21000 \times 604}{(0.5 \times 1000)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{0.5}{0.5} \right)^2 \frac{126378.67}{604} + \frac{(0.5 \times 1000)^2 \times 0.4 \times 19.47}{\pi^2 \times 604} + (0.304 \times 11)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (0.304 \times 11) \right\} = 121.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 123.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = 541.8 \frac{0.235}{1} = 127.23 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.01 \rightarrow \bar{\kappa}_{lt} = 0.6656$$

Vérification de la condition du déversement :

$$\frac{N_{sd}}{k_{min} \times N_{ply}} + \frac{k_{lt} \times M_{y, sd}}{k_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$\frac{14.44}{0.7339 \times \left(53.8 \times \frac{23.5}{1.1}\right)} + \frac{1.008 \times 9825}{0.6656 \times \left(541.8 \times \frac{23.5}{1.1}\right)} < 1$$

0.017+0.89 < 1....condition vérifier

### III.6.2.Les potelets du long pan :

#### III.6.2.1.La condition de la flèche :

**La condition de la flèche se fait sous vent normal W :**

W = -1286KN/m<sup>2</sup> (la charge du vent la plus défavorable lorsque le vent frappe le pignon).

$$W = w \times e$$

Avec :

e = la largeur de la surface solliciter le potelet le plus élancé

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

$$Q_w = 1.288 \times 4 \times 1.25 = 6.43 \text{ KN/m (on tenant en compte de la continuité)}$$

$$Q_w = 6.43 \text{ KN/m}$$

Calcul de la hauteur maximal du potelet le plus sollicité :

$$h = 8 \text{ m}$$

Les potelets étant articulés en tête et pied. La flèche maximale à mi-travées vaut :

$$f \leq \frac{h}{200} \text{ avec } f_z \frac{5 \times Q_w \times h^4}{384 \times E \times I_y}; \text{ et } \frac{h}{200} = \frac{800}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_w \times h^4}{384 \times E \times 2} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 6.43 \times 10^{-2} \times 800^4}{384 \times E \times 2} \rightarrow I_y \geq 8165 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspondant à un **IPE300** avec  $I_y = 8356 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 604 \text{ cm}^4$  et leurs poids propre P = 42.2Kg/m.

### III.6.2.2.Evaluation des charges :

#### b) Les charges variables du vent :

#### Charges permanentes :

poids de bardages.....G1= 13Kg/m<sup>2</sup>

Poids de la lisse(UAP100).....G2= 13.4× 4=53.6Kg/m

Poids de potelet(IPE300).....G3= 42.2Kg/m

$$G = (13 \times 4 \times 8) + (53.6 \times 4) + (8 \times 42.2) = 968 \text{ Kg}$$

$$G = 9.68 \text{ KN}$$

### III.6.2.3.Vérification de la stabilité de potelet :

#### III.6.2.3.1.Vérification de l'effort axial :

Les potelets sont sollicités à la flexion due vent et à compression due au poids des potelets, et de bardage et des lisses. Ils sont assujettis au portique par appuis glissants. Allos les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \min \left( 0.25 N_{pl, rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$A_w = A - 2bt_f = 21.6 \text{ cm}$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 9.68 = 13.06 \text{ KN}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A \times F_Y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 23.5}{1} = 1264.3 \times 0.25 = 316.075 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 253.8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq \min(316.075 \text{ KN}; 253.8 \text{ KN})$$

$N_{sd} < 253.8 \text{ KN}$  ....Condition vérifier

### III.6.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd, max} \leq V_{pl, rd}$$

$$V_{sd, max} = \frac{1.5 \times 6.43 \times 8}{2} = 38.58 \text{ KN}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{33.67 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 456.8 \text{ KN}$$

⇒  $V_{sd, max} \leq V_{pl, rd}$  .....condition verifier .

### III.6.2.3.3. Vérification de la stabilité au flambement flexion :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / \gamma_{mo}} + \frac{k_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y / \gamma_{mo}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_z} \leq 1$$

$$N_{y, sd} = 14.44 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 \times 6.43 \times 8^2}{8} = 77.16 \text{ KN.m}$$

Calculons la longueur de flambement :

c. Calcul les élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{800}{12.5} = 64$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{140}{3.35} = 41.79$$

d. Calcul les élancements critiques :

$$\text{Acier S235} \rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_{CR} = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

c. Classe de la section :



⇒ Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{150/2}{10.7} = 7 < 10\varepsilon = 10$$

⇒ Classe de l'âme : (Flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \left( \frac{d + dc}{2} \right) \leq 1 \rightarrow \alpha = \frac{1}{26.6} \times \left( \frac{26.6 + 0.264}{2} \right) = 0.504 \leq 1$$

Avec  $dc = \frac{13.06}{2.1 \times 23.5} = 0.264$

Pour la section de classe 1 :

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \frac{26.6}{2.1} \leq \frac{396 \times 1}{13 \times 0.5 - 1}$$

$12.66 < 71.32 \rightarrow$  **ame de classe 1 le profilé IPF300 est de classe 1**

**d.) Calcul les élancements réduits :**

$$\lambda_y = \frac{64 \times 1}{93.9} = 0.681 < 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{41.9}{93.9} \times 1 = 0.446 > 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

**e) Calcul de coefficient de réduction X min :**

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

Choix de la courbe de flambement d'après le **tableau 5.5.3 Euro code 3 :**

Pour IPE300: h=300mm, b=150mm, tf=10.7mm

**Donc**  $\frac{h}{b} = 2 > 1.2$  *et*  $tf = 10.7 < 40mm$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection
y-y	<b>A</b>	<b>0.21</b>
z-z	<b>B</b>	<b>0.34</b>

**Tableau III.3 :** Coefficient de flambement correspondant à la section **IPE300**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y^2 + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \quad \text{avec } \chi_y \leq 1$$

$$\phi_y = 0.979 \rightarrow \chi_y = 0.999 < 1$$

$$\phi_z = 0.625 \rightarrow \chi_z = 0.918 < 1$$

$$\chi_{min} = \min(0.795; 0.918) \text{ donc } \chi_{min} = 0.795$$

Calcul de facteur d'amplification KLT :

$$Klt = 1 - \frac{0.068 \times 14.44}{0.918 \times 53.8 \times 23.5} = 1.008$$

→ Vérification de la condition de flambement :

$$\frac{14.44}{0.795 \times 53.8 \times 23.5/1.1} + \frac{0.998 \times 98.25}{628.4 \times 23.5/1.1} = 0.745 < 1$$

La stabilité au flambement de potelet **IPE300** est vérifiée.

### III.6.2.3.4. Vérification au diversement sous $N_{sd}$ et $M_{sd}$ :

on doit vérifier cette condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply}} + \frac{klt \times M_{y, sd}}{\chi_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

$$G=0,4E \quad ; \quad I_t=19.17\text{cm}^4 \quad ; \quad I_w=12990\text{cm}^6 \quad ; \quad I_z=604\text{cm}^4 \quad (\text{IPE300})$$

**K** et **K<sub>w</sub>**: Les facteurs de longueur effective avec :

$$K=0.5$$

(tableau F.1.2 EC03)

$$K_w=0.5$$

C1, C2, C3 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$L=10m$$

$$Z_g: \pm 11$$

$$Z_a: -11 \text{ cm}$$

$$C1= 0.972 \quad C2= 0.304$$

$$M_{cr} = \frac{0.912 \times \pi^2 \times 21000 \times 604}{(0.5 \times 1000)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{0.5}{0.5} \right)^2 \frac{126378.67}{604} + \frac{(0.5 \times 1000)^2 \times 0.4 \times 19.47}{\pi^2 \times 604} + (0.304 \times 11)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (0.304 \times 11) \right\} = 121.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 123.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = 541.8 \frac{0.235}{1} = 127.23 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.01 \rightarrow \kappa_{lt} = 0.6656$$

Vérification de la condition du déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\kappa_{min} \times N_{ply}} + \frac{\kappa_{lt} \times M_{y, sd}}{\kappa_{lt} \times M_{ply}} < 1$$

$$\frac{14.44}{0.7339 \times \left( 53.8 \times \frac{23.5}{1.1} \right)} + \frac{1.008 \times 9825}{0.6656 \times \left( 541.8 \times \frac{23.5}{1.1} \right)} < 1$$

0.017 + 0.923 < 1...condition vérifier

### III.7. Conclusion :

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

Les pannes : IPE200 avec des liernes ronds D=10mm.

Les lisses de long pan : UAP140.

Les lisses de pignon UAP140

Les potelets de long pan : IPE300.

Les potelets de pignon : IPE300.

# **Chapitre IV :**

## **Poteau a inertie variable**

## 1-Introduction :

Des critères de résistance au flambement et au déversement d'une barre fléchie et comprimée sont donnés au paragraphe 5.3.3 de l'EN 1993-1-1(1). Cette méthode de vérification couvre un domaine d'application bien précis. Elle ne couvre notamment que les *berres uniformes* , c'est-à-dire les barres à section constante , soumises à un effort axial constant .

Pour les barres non uniformes ( voir les notes des paragraphes 5.3.1(3) et 5.3.2.1(3)), il est possible de se reporter au paragraphe 5.3.4 DE l'EN 1993-1-1 qui présente une méthode plus générale basée sur la notion d'élançement réduit global pour l'instabilité hors plan de flexion .C'est cette méthode que nous nous proposons d'appliquer à un cas concret de Poteau de portique constitué d'un profilé reconstitué par soudage, à section doublement symétrique et hauteur d'âme linéairement variable, soumise à un effort axial de compression et à de la flexion dans le plan de l'âme . Cet article décrit la procédure détaillée à adopter dans ce cas et présente un exemple d'application . la démarche adoptée pour l'exemple choisi ici peut être reprise et adoptée à de nombreux autres cas .

Les notation utilisées sont celles de la norme EN 1993-1-1(voir 4) .

## 2-Généralités :

Selon les principes de l'EN 1993-1-1,la résistance d'un élément de structure vis-à-vis du flambement et de renversement doit être justifiée en tenant compte , lorsque cela est nécessaire :

- de l'imperfection globale de l'ossature (défaut initial d'aplomb) :
- de l'imperfection locale de la barre :
- des effets du second ordre globaux dans l'ossature(déplacements des nœuds) :
- des effets du second ordre locaux entre les extrémités de la barre .

Les effets de l'imperfection globale et les effets du second ordre globaux sont normalement pris en considération au stade de l'analyse globale de la structure . En revanche , les effets de l'imperfection locale et les effets du second ordre locaux sont le plus souvent pris en

compte au stade de la vérification de la barre en utilisant des formules appropriées . Il convient de se référer à l'EN 1993-1-1 § 6.3.1 à 6.3.3 pour les éléments uniformes .

Pour le cas qui fait l'objet du présent article, l'EN 1993-1-1 § 6.3.4 propose une méthode basée sur l'élançement global pour l'instabilité hors plan. Cette méthode s'applique à

Des *composants structuraux*:

-(barres isolées, à section composée ou non , uniformes ou non, avec conditions de support complexes ou non :

-ossatures planes ou sous-ossatures composées de telles barres , soumises à compression et ou flexion mono-axiale dans leur plan ,mais qui ne contiennent pas de rotule plastique ayant tourné .)

Il est à noter que l'Annexe National[2] à la norme EN 1993-1-1 restreint le domaine d'application de cette méthode aux ossatures qui ont fait l'objet d'une analyse globale préalable de type élastique

### **3 -Vérification a la résistance du su poteau :**

#### **3-1-ETAPE 1 : définition des sections d'intérêt :**

Nous allons considérer 11 sections d'intérêt réparties sur la hauteur du poteau , y compris les sections d'extrémité .

#### **3-2-Etape 2 : classement des sections transversales et calcul des caractéristiques :**

Classe de la semelle uniformément comprimée :

$$\text{Largeur de l'aile : } c = (280 - 6 - 2 \times \sqrt{2}) / 2 = 132.8 \text{ mm}$$

$$\text{Epaisseur de l'aile : } t_f = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Elançement : } c/t_f = 11.07 > 10\varepsilon = 8.10 \text{ l'aile n'est pas de classe } 2 < 14\varepsilon = 11.34 \text{ avec :}$$

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

La semelle est de classe 3

Classe de l'âme :

Pour la section en tête de l'âme nous avons :

$$\text{Hauteur de l'âme : } c = 1000 - 2 \times 3 \times \sqrt{2} = 991.5 \text{ mm}$$

$$\text{Epaisseur de l'âme : } t_w = 6 \text{ mm}$$

Élancement :  $c/tw = 165.2$

$$\Psi = \frac{2N_{ed}}{A f_y} - 1$$

$$\text{soit : } \Psi = \frac{2 \times 31360}{12720 \times 235} - 1 = -0.99$$

l'élancement limite relatif a la classe 3 est :

$$\text{donc : } d/tw = \frac{2000}{7.5} = 266.66 \text{ mm}$$

l'âme est de classe 4

$$\frac{42\varepsilon}{0.67+0.33\Psi} = \frac{42 \times 1}{0.67+0.33 \times (-0.99)} = 121.17$$

Donc  $c/tw = 266.6 > 121.17$

La section la plus élancée est donc de **Classe 4**.

### **3-3Etape 3 : imperfection initiale locale :**

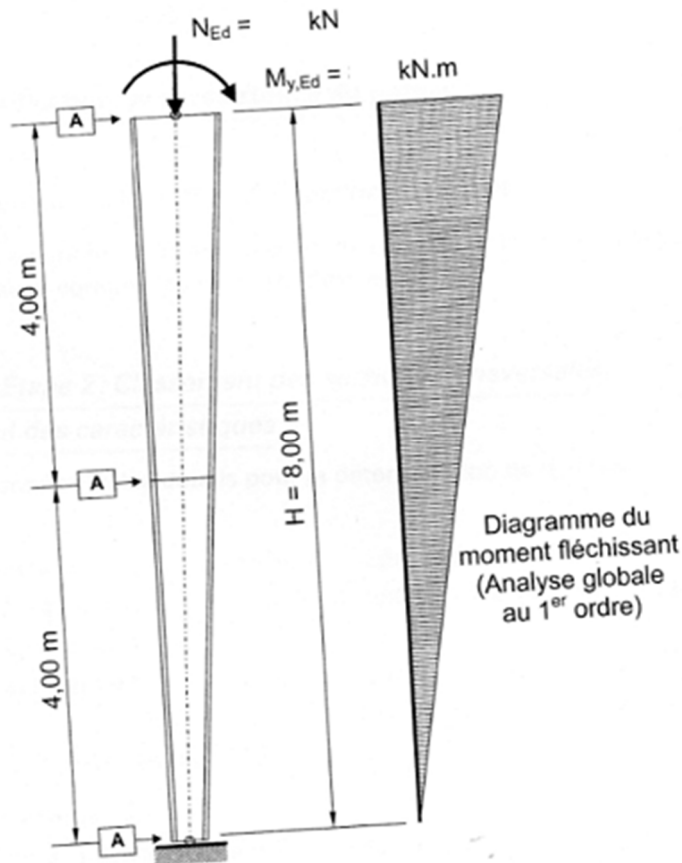
Méthode alternative 3.1 :

L'imperfection initiale locale en arc est définie dans l'EN 1993-1-1 .5.3.2(3) .Elle est en fonction de la courbe de flambement a considérer . elle ci être sélectionnée à partir du tableau 6.2 de l'E N1993-1-1.

Une estimation du coefficient d'amplification critique du portique pour la combinaison étudiée (poids propre et neige ) a conduit a une valeur supérieur a 10 (structure « rigide »). Pour cette combinaison ,les sollicitation dans le portique ont donc été calculées a partir d'une analyse globale élastique au 1<sup>er</sup> ordre en tenant compte du défaut initial d'aplomb, conformément aux règles de l'EN1993-1-1 .5 , mais aucune imperfection locale n'a été prise en compte au stade de l'analyse globale .

Les sollicitations qui résultent de l'analyse globale sont données en tête de poteau :

- Effort axial de compression :  $N_{ed} = 31360 \text{ N}$
- Moment fléchissant par rapport l'axe fort :  $M_{y,ed} = 109.86 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant dans le plan de l'âme =  $-17.07 \text{ KN}$



**Figure IV.1** :Schéma du poteaux étudiant et diagramme du moment fléchissant

Les dimensions du PRS ont les suivantes :

Largeur des semelles :  $b_f = 240 \text{ mm}$

Epaisseur des semelles :  $t_f = 12 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme :  $t_w = 7.5 \text{ mm}$

Hauteur de l'âme : variable de  $h_{w,\min} = 400 \text{ mm}$  à  $h_{w,\max} = 1000 \text{ mm}$

Gorge du cordon de soudure âme-semelle  $a = 3 \text{ mm}$ .

### **3.4.Etape 4 analyse locale au 2<sup>nd</sup> ordre de la barre :**

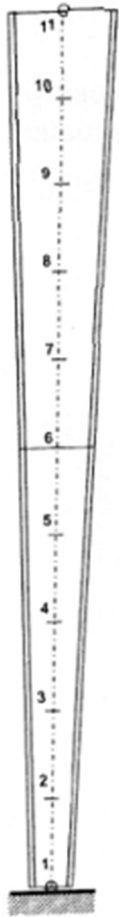
Méthode alternative 4.1 :

Une analyse au 2<sup>nd</sup> ordre du poteau est effectuée en le considérant isolé de structure à laquelle il appartient et en appliquant, à ses extrémités, les moments de liaison qui résultent de l'analyse globale. Le cas échéant, il conviendrait d'appliquer des charges transversales relatives à la combinaison étudiée. Cette analyse est effectuée à l'aide du logiciel PEP micro développé par le CTICM (6), suivant un modèle où le poteau est discrétisé en 10 tronçon de même longueur et de section constante. Les nœuds du modèle correspondent aux sections d'intérêt définies à l'étape 1.

L'imperfection locale  $e_0$  est prise en compte de façon géométrique (arc de sinusoïdale).



Les résultats de l'analyse au 2<sup>nd</sup> ordre sont donnés dans le **tableau 2**



**Tableau IV. 1 :**  
discrétisation du poteau en 10 tronçons.

Nœud	tronçon	hw(mm)	A(cm <sup>2</sup> )	Iy(cm <sup>4</sup> )
11				
	10	970	125.40	375280
10				
	9	910	121.80	207648
9				
	8	850	118.20	180501
8				
	7	790	114.60	155546
7				
	6	730	111.00	132718
6				
	5	670	107.40	111954
5				
	4	610	103.80	93187
4				
	3	550	92.20	76354
3				
	2	490	80.60	61389
2				
	1	430	74.85	48227
1				

Méthode alternative 4.2 :

Dans le modèle , l'imperfection géométrique est remplacée par une équivalente  $q_0$  uniformément répartie , appliquée sur la barre rectiligne :

$$q_0 = \frac{8N_{ed} e_0}{L^2} = \frac{8 \times 31360 \times 13.3}{8000^2} = 0.252 \text{ KN/m}$$

Les résultats de l'analyse au 2<sup>nd</sup> ordre sont donnés dans le tableau 3

Méthode alternative 4.3 :

Une analyse au 1<sup>er</sup> ordre avec les sollicitations de liaison et la charge  $q_0$  donne une flèche maximale d'amplification égale à :

$$\delta_{max} = 15 \text{ mm}$$

Le coefficient d'amplification  $K_{acr}$  est :

$$K_{acr} = \frac{N_{cr,y}}{N_{cr,y} - N_{ed}} = \frac{31414.52}{31414.52 - 31.360} = 1.009$$

Dans une seconde analyse au 1<sup>er</sup> ordre, la charge  $q_0$  est remplacée par :

$$Q_{eq} = q_0 + K_{acr} \frac{8n_{ed} \times \delta_{max}}{L^2} = 0.252 + 1.009 \frac{8 \times 31414.52 \times 15}{8000^2} = 0.320$$

Les valeurs du moment fléchissant :

		Méthode 4.1	Méthode 4.2	Méthode 4.3
Nœuds	1 <sup>er</sup> ordre	2 <sup>nd</sup> ordre (eo)	2 <sup>nd</sup> ordre (qo)	1 <sup>er</sup> ordre (qeq)
11	350.0	350.0	350.0	350.0
10	300.1	302.3	302.3	302.3
9	299.4	300.1	300.1	300.1
8	280.8	290.7	290.8	290.8
7	213.6	220.6	220.	220.
6	200.4	207.3	207	207
5	189.6	200.6	200.	200
4	171.2	175.2	175.3	175.5
3	100.8	110.2	110.3	110.6
2	85.6	87.7	87.8	88.0
1	0	0	0	0

**Tableau IV.2** : valeurs du moment fléchissant  $M_{y,ed}$  en **KN.m** .

En raison de faible sensibilité de la barre au flambement dans long plan l'augmentation du moment fléchissant reste assez faible : au maximum de l'ordre de 3% en partie inférieure du poteau qui est la zone la moins sollicitée. Le moment maximal reste le moment appliqué en tête du poteau.

De plus, on observe que les trois méthodes alternatives conduisent à des résultats très proches. Si cette excellente concordance est attendue pour des barres uniformes, on constate que l'inertie variable n'affecte pas de manière significative la qualité des résultats.

### **3.5-Etape 5 : détermination du coefficient $\alpha_{ult,k}$ :**

#### Méthode alternative 5.1 :

Le coefficient d'amplification  $\alpha_{ult,k}$  est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{Ned,i}{Nrk,i} + \frac{Med,i}{Mrk,j}}$$

Avec  $Ned = 31.36 \text{ KN}$

Pour la classe 3 :  $Nrk,i = A_i F_y$  et  $Mrk,i = W_{ely,i} f_y$

Pour la classe 4 :  $Nrk,i = A_{eff} f_y$  et  $Mrk,i = W_{eff,y} f_y$

Med prise par le tableau 3 (méthode 4.3)

Les résultats donnés sont dans le tableau 4. La valeur minimale  $\alpha_{ult,k} = 1.449$  est obtenue en tête de poteau. On vérifie :

$$\alpha_{ult,k} = 1.449 > 1.0$$

#### Méthode alternative 5.2 :

Le coefficient d'amplification  $\alpha_{ult,k}$  est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{Ned,i}{Nrk,i} + k_{yy} \frac{Med,i}{Mrk,j}}$$

Le coefficient de réduction  $X_y$  doit être en fonction de courbe **b** et de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = 0.3171 > 0.2 \text{ on obtient donc } X_y = 0.9578 \text{ (EN1993-1-1 6.3.1.2)}$$

le coefficient  $K_{yy}$  est obtenu par :

$$K_{yy} = \frac{C_{mo}}{1 - X_y \frac{Ned}{N_{cr,y}}}$$

Ou :  $C_{mo} = 1$

$$N_{cr,y} = 31414.52 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc } K_{yy} = \frac{1.0}{1 - 0.9578 \times \frac{31.360}{31414.52}} = 1.001$$

La valeur minimale  $\alpha_{ult,k} = 1.432$  est obtenue en tête du poteau .on vérifier :

$$\alpha_{ult,k} = 1.432 > 1.0$$

	sollicitations			Caractéristiques		Méthode 5.1	Méthode 5.2
noeud	Ned (KN)	$M_{y,ed}$ (KN.m)	classe	A	ou $A_{eff}$	$\alpha_{ult,k}$	$\alpha_{ult,k}$
11	31.36		4	74.85	375.3	1.449	1.432
10	31.36		4	74.70	347.6	1.500	1.482
9	31.36		4	74.66	323.7	1.565	1.546
8	31.36		4	74.50	299.9	1.647	1.627
7	31.36		4	74.45	276.0	1.756	1.734
6	31.36		4	74.33	252.2	1.906	1.881
5	31.36		4	74.00	227.3	2.125	2.095
4	31.36		4	73.74	100.7	2.460	2.424
3	31.36		3	76.80	174.8	3.180	3.131
2	31.36		3	76.50	149.6	4.705	4.614
1	31.36		3	76.20	110.3	13.603	13.032

**Tableau IV.3 :** coefficient  $\alpha_{ult,k}$

La section déterminante est située en tête du poteau pour les deux méthode alternative 5.1 et 5.2 .

Pour notre cas , la valeur obtenue par la méthode alternative n'est inférieure a celle issue de l'analyse locale au 2<sup>nd</sup> ordre que d'environ 1% .pour la suite des calculs nous retournons :  $\alpha_{ult,k} = 1.449$

### **3.6-Etape 6 : détermination du coefficient $\alpha_{cr,op}$ :**

**Le coefficient d'amplification** critique pour le déversement peut être déterminer à l'aide de logiciel LTBeam (5) ,pour les conditions aux limites suivantes :

$$\alpha_{cr,lt} = 4.493 ; I_z = 442.4cm^4$$

$$N_{cr,z} = \pi \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 442.4 \times 10^4}{(4000)^2} \times 10^{-3} = 5724.9 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} = 572.49 \text{ kn} ; \alpha_{cr,z} = 572.49/31.36 = 18.25$$

$$\alpha_{cr,op} = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_{cr,lt}} + \frac{1}{\alpha_{cr,z}}} =$$

On vérifie :  $\alpha_{cr,op} = 3.610 > 1.0$

### **3.7- Etape 8 : calcul de l'élancement :réduit global :**

L'élancement réduit global est obtenu par :

$$\lambda_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1.449}{3.610}} = 0.63$$

on obtient :  $\lambda_{op} = 0.63 > 0.2$

### **3.8-Etape 8 :coefficient de reduction :**

#### **Flambement/zz**

Selon le tableau 6.2 de l'EN1993-1-1 , le coefficient de réduction pour le flambement par rapport à l'axe faible de la section doit être déterminé à partir de la courbe **c** lorsque l'épaisseur des semelles est inférieure ou égale à 40 mm :

$$\text{Pour } \lambda_{op} = 0.633 \quad x = 0.774$$

#### **Déversement**

Il s'agit de la courbe **d** selon le tableau 6.4 lorsque le rapport h/b est supérieur à 2. ce qui est le cas ici la plus grande partie de la dalle est aussi la plus sollicitée.

$$\text{Pour } : \lambda_{op} = 0.633 \quad x_{lt} = 0.697$$

### **3.9-Etape 9 : critère de résistance :**

#### **Méthode alternative 9.1 :**

On retient la plus petite valeur des deux coefficients de réduction X ET  $x_{lt}$

$$X_{op} = 0.697$$

$$\text{D'où } : \frac{X_{op} \alpha_{ult}}{\gamma_{m1}} = \frac{0.697 \times 1.449}{1} = \mathbf{1.01} \geq \mathbf{1}$$

Le critère de résistance est donc satisfait.

On peut écrire :

$$\frac{1}{1.01} = 0.99 \leq 1$$

#### **Méthode alternative 9.2 :**

$$N_{rk} = A f_y = (7485 \times 235) 10^{-3} = 1758 \text{ KN.}$$

$$M_{rk} = w_{ef} \times f_y = (324.3 \times 10^3 \times 235) 10^{-6} = 762.1 \text{ KN.M.}$$

$$\frac{N_{ed}}{X_{Nrk}/\gamma_{m1}} + \frac{M_{ed}}{X_{ltMrk}/\gamma_{m1}} = \frac{31.36}{0.779 \times 1758/1} + \frac{109}{0.697 \times 762.1} = 0.022 + 0.2 = 0.222 \leq 1$$

Le critère de résistance est donc également satisfait ici.

#### **4-conclusions et commentaires :**

L'objet principale de cette technique était d'appliquer la méthode de vérification de la résistance à l'instabilité hors plan du paragraphe 6.3.4 de l'EN1993-1-1, au cas d'un poteau en PRS à hauteur d'âme linéairement variable.

Au vu de l'expression de l'élançement réduit global et du critère de résistance, cette méthode se présente de façon très simple. En réalité, elle exige la détermination de deux paramètres essentiels qui sont les coefficients d'amplification  $\alpha_{ult,k}$  et  $\alpha_{cr,op}$ . Toute la complexité de la méthode réside dans le calcul de ces deux coefficients. Cette technique propose une méthodologie avec des alternatives qui, dans certains cas, permettent d'éviter des calculs fastidieux.

Pour notre cas, l'amplification dans le plan de flexion est très faible car le poteau est rigide et reçoit un effort de compression relativement faible. Ici, cette amplification n'a pas d'impact sur la vérification de la stabilité hors plan. Il est bien entendu que ce n'est pas toujours le cas.

# Chapitre V :

## ETUDE DES FONDATIONS

## **V.1 : Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui permet de transmettre au sol les charges de la structure. Son étude nécessite :

- d'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise ;
- d'autre part, la détermination de la fondation proprement dite.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### **a) Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles isolées,
- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les radiers.

### **b) Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon

sol se trouve à une grande profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.



### c) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : La connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau, terrain très meuble.

### 2-Etude de sol :

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

### Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé

à 150 Kg/m<sup>2</sup> de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2[\text{bars}] = 0,20 [\text{MPa}].$$

### 3- Caractéristique des matériaux

#### 3-1 Béton

Résistance caractéristique de calcul  $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

#### -Sous action normales

$$\delta_b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

#### -État limite de service

$$\delta_b = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

#### -Sollicitations sous actions accidentelles

$$\delta_b = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.15 = 18.47 \text{ MPA}$$

### 3-2 Acier

-Sollicitation sous actions normales

$$\delta_s = Fe / \gamma_s = 360 / 1.15 = 313.04 \text{ MPA}$$

-Etat limite de service

$$\delta_s = 23 / Fe = \frac{2}{3} \times 360 = 240 \text{ MPA}$$

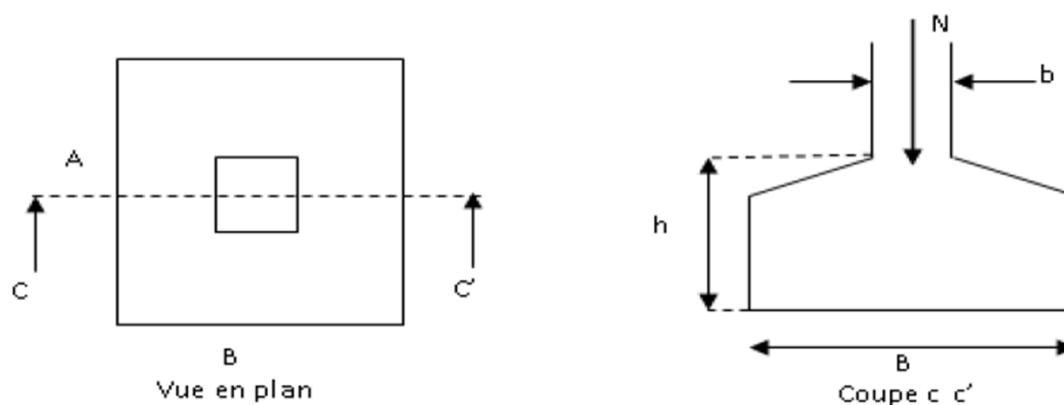
-Sollicitation sous actions accidentelles

$$\delta_s = 360 \text{ MPA}$$

### 4- Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau

Les autres poteaux doivent être calculés de la même manière



**Figure V1 :** Dimension de la semelle

**Sollicitation maximales :**

$$N_{sd} = 53,95 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 6,24 \text{ KN.M}$$

$$\delta_s = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$A/B = a/b$$

$$\delta_{sol} = N_{sd} / A * B$$

$$A * B \leq \frac{5395}{2000} = 2,69$$

$$A * B \leq 2.7$$

On prend semelle carrée  $A = B = 1.6\text{m}$

## 5- Calcul de la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est :  $ht = d+5$

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$b = 24 \text{ cm} = 0.24 \text{ m}$$

(poteaux HEA 240)

$$d \geq \frac{1,6 - 0.24}{4}$$

$$d = 0.34 \text{ m}$$

$$ht = 30 + 5 = 39 \text{ cm}$$

## 6- Vérification de la stabilité

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement stabilité

$A \geq 6 e_1$  tel que

$e_1$  : excentricité

$$e = M_{sd}/N_{sd} = 6.24/53,95 = 0.115$$

$$6 e = 6 * 0.115 = 0.69 \text{ m}$$

$A > 6e$  **vérifiée**

## 7- Ferrailage de la semelle isolée

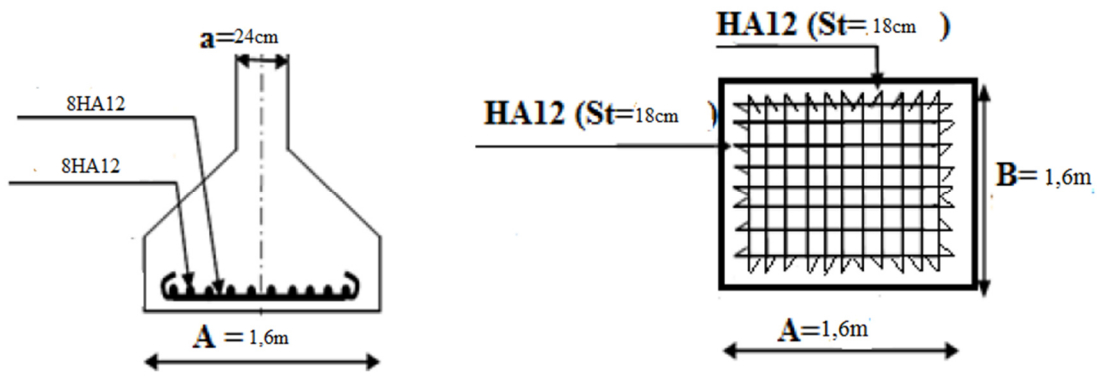
$$A_a = N_{sd} * (A - a) / 8 * d * f_e / \gamma_s = 0,86 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de 8T12 = 9.05 cm<sup>2</sup>

## 8- Calcule l'espacement des cadres

$$S \leq \min(20 \text{ cm}, 15\emptyset)$$

$$S \leq \min(20 \text{ cm}, 15 * 1.2) = 18 \text{ cm}$$



**Figure V2:**Schéma de ferrailage

## **CONCLUSION GENERALE :**

L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire , ainsi que de les approfondir d'avantage dans le domaine du génie civil tout en respectant la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ainsi que les différents règlements de construction algérienne.

Maîtriser la technique d'application de la méthode de vérification de la résistance à l'instabilité hors plan, au cas d'un poteau à inertie variable.

En fin on a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base uniquement sur le calcul théorique, mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

## ***Références bibliographique***

[1] Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[2] charges et surcharges (D.T.R.C 2.2) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

[3] Règles de conception et de calcul des structures en acier **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, «EUROCODE 3 » (Algérie)**

[4] Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**

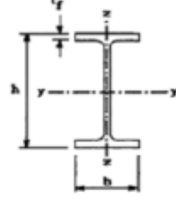
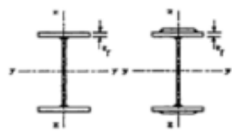



[5] cours charpente métallique, (Master 1) **Mr. FELLAH**

[6] Étude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage.  
**Melle. DEROUCHE Lydia Mr OUZAICH Moumen**

# Annexes

# TABLEAUX DES PROFILS

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40$ mm $< t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 100$ mm	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{yk}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

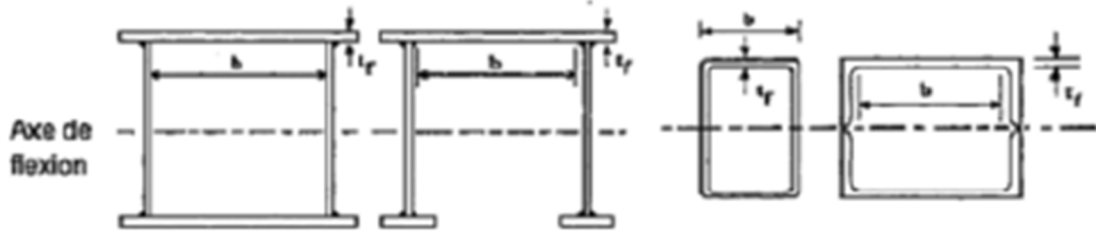
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2



**Tableau 5.3.1**  
**(Feuille 2)**

**Rapports largeur-épaisseur maximaux**  
**pour parois comprimées**

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)



Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

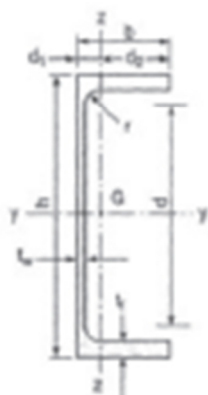
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ames fléchies	Ames comprimées	Ames en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(b) Parois sémelles en console :				
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$e/t_f < 23 \epsilon \sqrt{k_U}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_U}$ Pour $k_U$ voir tableau 5.3.3	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-255  
Tolérances : NF A 45-255



UAP  
(suite)

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	$I_x$	$I_y/V_x$	$I_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$I_y$	-	-	
	$I_y$	$W_{pl,y}$	$I_y$	$W_{pl,x}$	$A_w$	$I_x$	$W_{pl,x}$	$I_x$	$W_{pl,y}$	$A_y$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	
UAP 60	107,13	20,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	83,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,02	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,26	11,24
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,78	23,89	296,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38
UAP 300	8170,18	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00	36,30

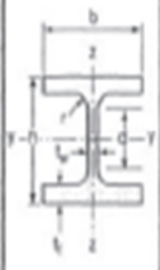
Poutrelles											
MATIERE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP											
	Profils	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
		h	b	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	r	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,80	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,34	27,06	2,12	4,88
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,70	31,88	2,22	5,28	
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	2,96	7,04	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
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>v</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	65,9
	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	140,1
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	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-201  
Tolérances : NF EN 10034



**Caractéristiques de calcul**

**Moment d'inertie de torsion**

	$l_x$	$l_x/v_x$	$l_x$	-	-	$l_y$	$l_y/v_y$	$l_y$	-	-	J	
	$l_y$	$W_{pl,y}$	$l_y$	$W_{pl,x}$	$A_{ex}$	$l_x$	$W_{pl,x}$	$l_x$	$W_{pl,y}$	$A_{ey}$		$I_x$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>		cm <sup>4</sup>
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	62,9	3,06	81,0	27,6	13,84	
HEB 140	1509,2	215,8	5,93	245,4	13,1	549,5	109,9	3,58	119,8	34,9	20,06	
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	171,1	4,05	170,0	43,4	31,24	
HEB 180	3801,1	425,7	7,96	481,4	20,2	1362,5	251,4	4,57	231,0	52,4	42,16	
HEB 200	5096,2	509,6	8,54	642,5	24,8	2002,0	333,3	5,06	305,8	62,4	59,28	
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2942,7	458,4	5,59	393,9	73,0	76,57	
HEB 240	11259,3	938,3	10,21	1053,1	33,2	3921,9	609,8	6,06	498,4	84,7	102,69	
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	794,9	6,58	602,2	94,4	123,78	
HEB 280	19279,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	1011,0	7,08	717,6	104,4	143,72	
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1808,7	47,4	8362,1	1273,8	7,58	870,1	118,2	186,05	
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	1458,8	7,97	939,1	127,4	226,07	
HEB 340	36658,4	2166,3	14,65	2406,1	56,1	9688,5	1645,9	8,33	985,7	133,7	257,20	
HEB 360	43193,5	2399,0	15,46	2683,0	60,6	10139,4	1836,0	8,60	1032,5	139,9	292,45	
HEB 400	57680,5	2884,0	17,68	3221,7	70,0	10816,5	2211,1	9,40	1104,0	149,5	355,75	
HEB 450	79887,8	3550,0	19,14	3902,4	79,7	11718,4	2811,2	9,93	1197,7	161,7	440,48	
HEB 500	107175,8	4367,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	3544,4	10,52	1291,6	174,0	538,44	
HEB 550	136660,9	4970,6	23,20	5990,6	103,1	13073,2	4311,5	11,17	1341,1	180,3	600,33	
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	7425,1	110,8	13526,1	5111,7	11,80	1391,1	186,6	667,18	
HEB 650	210016,1	6480,5	27,12	9119,9	122,0	13979,4	5932,0	12,40	1441,4	192,9	739,20	
HEB 700	250068,4	7329,7	28,96	11027,1	137,1	14435,4	6782,4	13,00	1491,0	199,5	830,94	
HEB 800	359063,0	8977,1	32,78	13226,7	161,6	14896,9	9931,1	13,60	1551,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	15894,1	188,8	15808,0	13533,9	14,20	1608,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	18855,1	212,5	16267,3	17684,5	14,80	1716,3	225,3	1254,42	

**HEB (sa/m)**

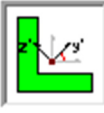
	Nom de la section	Liste des barres	AX [mm <sup>2</sup> ]	AY [mm <sup>2</sup> ]	AZ [mm <sup>2</sup> ]	IX [mm <sup>4</sup> ]	IY [mm <sup>4</sup> ]	IZ [mm <sup>4</sup> ]
	HEA280/240	1A4 11A14 22A24 32 1	8697,50	6760,00	1937,50	406845,83	127081959,	38091030,9
	IPE 140	43 44 121 122 150 156	1643,00	1062,00	764,00	24600,00	5412200,00	449200,00
	IPE 160	48 103 182 183	2009,00	1284,00	966,00	36200,00	8692900,00	683100,00
	IPE 270	5A10 15A20 25A30 35	4595,00	2897,00	2214,00	160200,00	57897800,0	4198700,00
	UPE 140	21 31 33 34 110A113 1	1840,00	1170,00	700,00	40500,00	5990000,00	787000,00

47A103 110A 1A21

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	157,45	17,96	51,00	0,21	96,41	32,61
Barre	22	168	29	168	11	169
Noeud	25	35	28	206	12	207
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	9 (C)	9 (C)	6 (C)
<b>MIN</b>	-23,62	-33,00	-53,95	-0,26	-109,86	-79,01
Barre	164	3	26	4	173	3
Noeud	202	5	26	7	38	5
Cas	6 (C)	8 (C)	6 (C)	18 (C)	18 (C)	8 (C)

Résultats

Général Repère principal Repère central Repère arbitraire



Valeurs géométriques		Valeurs pondérées	
<b>Moments d'inertie</b>			
$I_{y'}$	= 37528573.11	$I_{y'^*}$	= 37528573.11
$I_{z'}$	= 4224030.90	$I_{z'^*}$	= 4224030.90
$I_{y'z'}$	= 6938446.29	$I_{y'z'^*}$	= 6938446.29
<b>Autres</b>			
$S_{y'}$	= -0.00 mm <sup>3</sup>	$S_{y'^*}$	= -0.00 mm <sup>3</sup>
$S_{z'}$	= 0.00 mm <sup>3</sup>	$S_{z'^*}$	= 0.00 mm <sup>3</sup>
$i_{y'}$	= 97.9 mm	$i_{y'^*}$	= 97.9 mm
$i_{z'}$	= 32.9 mm	$i_{z'^*}$	= 32.9 mm
<b>Position du repère</b>			
$y, z$	= 0,0; 0,0	alpha	-139,4
$V_{y'}$	= 82.4 mm	$V_{z'}$	= 129.4 mm
$V_{py'}$	= 82.4 mm	$V_{pz'}$	= 129.4 mm


Appliquer

Note de calcul Aide Fermer



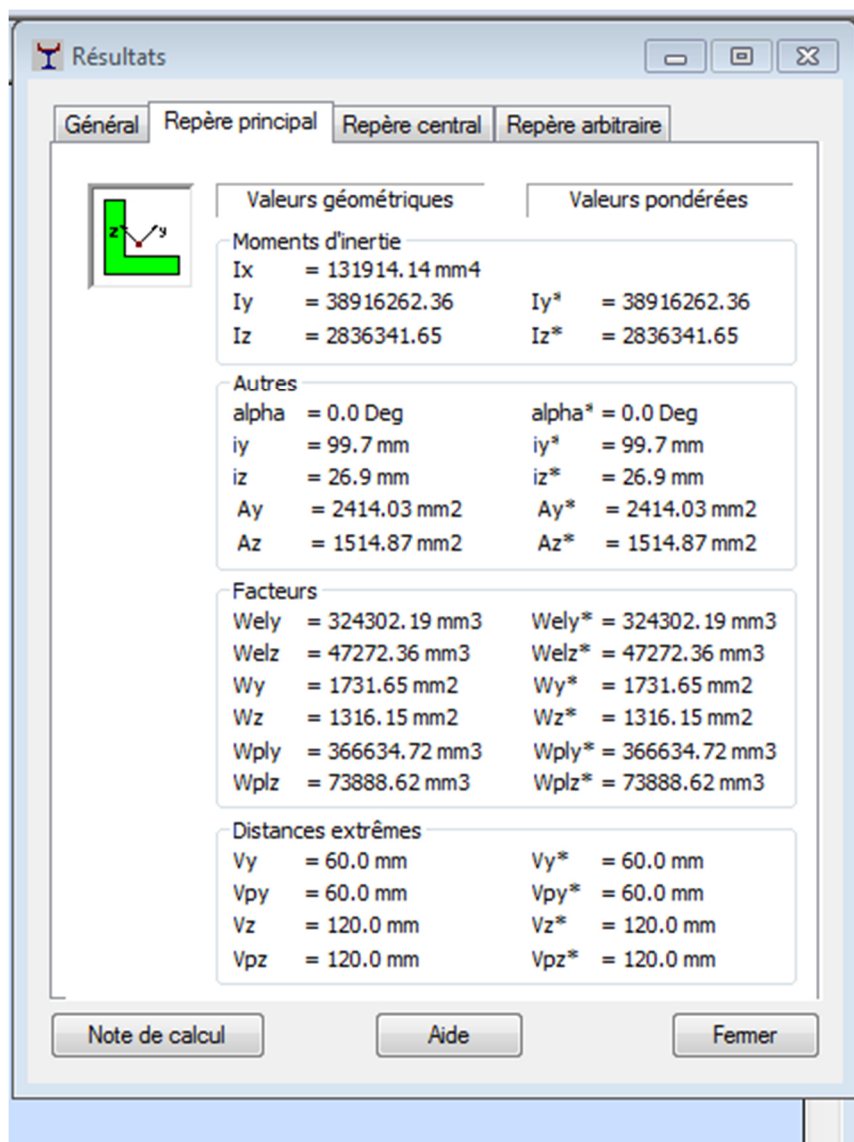
Résultats

Général Repère principal Repère central Repère arbitraire




Valeurs géométriques		Valeurs pondérées	
<b>Moments d'inertie</b>			
$I_{yc}$	= 38916262.36	$I_{yc}^*$	= 38916262.36
$I_{zc}$	= 2836341.65	$I_{zc}^*$	= 2836341.65
$I_{yczc}$	= -0.00 mm <sup>4</sup>	$I_{yczc}^*$	= -0.00 mm <sup>4</sup>
<b>Autres</b>			
$i_{yc}$	= 99.7 mm	$i_{yc}^*$	= 99.7 mm
$i_{zc}$	= 26.9 mm	$i_{zc}^*$	= 26.9 mm
<b>Distances extrêmes</b>			
$V_{yc}$	= 60.0 mm	$V_{yc}^*$	= 60.0 mm
$V_{pyc}$	= 60.0 mm	$V_{pyc}^*$	= 60.0 mm
$V_{zc}$	= 120.0 mm	$V_{zc}^*$	= 120.0 mm
$V_{pzc}$	= 120.0 mm	$V_{pzc}^*$	= 120.0 mm

Note de calcul Aide Fermer



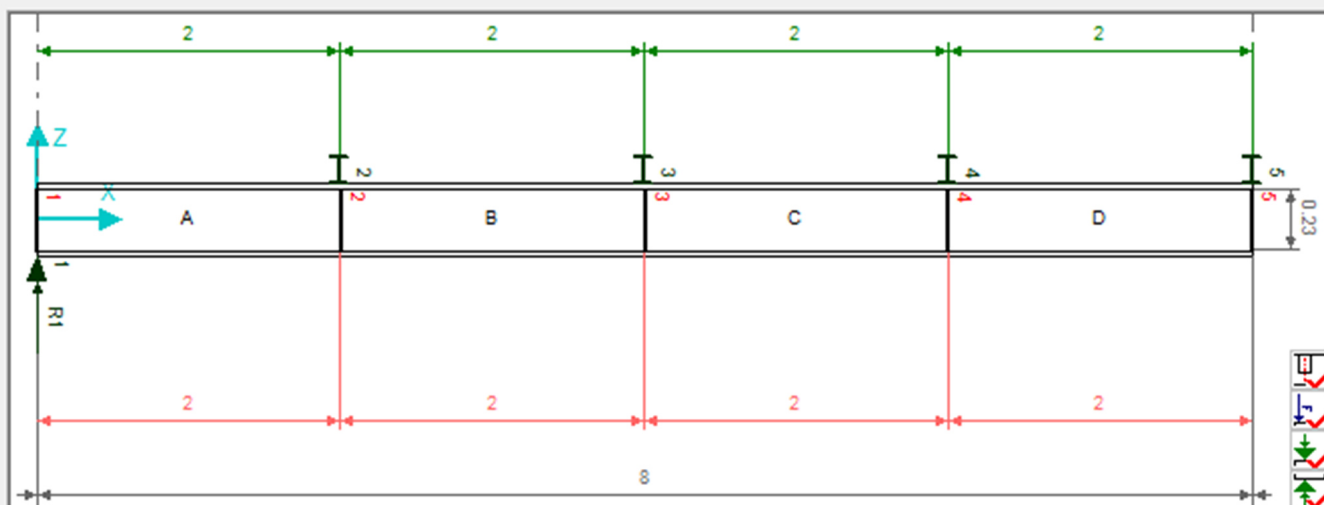
Résultats

Général Repère principal Repère central Repère arbitraire



Valeurs géométriques		Valeurs pondérées	
<b>Surface</b>			
A	= 3911.62 mm <sup>2</sup>	A*	= 3911.62 mm <sup>2</sup>
<b>Centre de gravité</b>			
Yc	= 0.0 mm	Yc*	= 0.0 mm
Zc	= 0.0 mm	Zc*	= 0.0 mm
<b>Dimensions</b>			
max H	= 240.0 mm		
max L	= 120.0 mm		
périm.	= 921.8 mm		
<b>Matériau de base</b>			
E	= 210000.00 MPa	ACIER	
dens	= 7852.83 kg/m <sup>3</sup>		
p.un.	= 30.72 kG/m		
<b>Calculs supplémentaires</b>			
<input type="checkbox"/> Moment d'inertie en torsion (Ix)			
<input type="checkbox"/> Coefficients de rigidité en cisaillement (Ay, Az)			
<input type="checkbox"/> Facteurs de résistance au cisaillement (Wy, Wz)			
<input type="checkbox"/> Facteurs de résistance plastique (Wply, Wplz)			
<b>Calculer</b>			

Note de calcul Aide Fermer



Positions:  m  
 Relatives  Absolues

Raidisseur  
 Numéro:  Epaisseur tr:  mm  
 Type:  Largeur br:  mm  
 Hauteur hr:  mm

Vérification de la stabilité:  
 Nombre de points de calcul:   
 Ame sans raidisseur  
 Ame avec raidisseur  
 Vérification des raidisseurs au flambement

Charges

