

*Université Mouloud MAMMÉRI de Tizi-ouzou*  
*Faculté de Génie de la construction*  
*Département De Génie Civil*



# *Mémoire de fin d'étude*

*Présenté par*

**IMERZOUKENE ALI**

**KAOUACHE ABOUBEKR SADIK**

*Pour obtenir le grade de :*

**Master**

**Spécialité**

**Construction Métallique**

**Thème**

***Calcul et dimensionnement  
d'un hangar métallique doté  
d'un plancher mixte***

*Encadré par : DAHMANI LAHLOU*

*Promotion 2017/2018*

## Sommaire

<b>Chapitre I: Généralités.....</b>	<b>1</b>
I.1 Introduction : .....	1
I.2 Présentation du projet :.....	1
I.3 Présentation de l'ouvrage : .....	2
I.4 Matériaux utilisés : .....	2
<b>Chapitre II: Evaluations des charges.....</b>	<b>3</b>
II.1 Charges permanentes : .....	3
II.2 Charges d'exploitation :.....	3
II.3 Actions climatiques :.....	3
<b>Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires .....</b>	<b>24</b>
III.1 Etude des pannes : .....	24
III.2 Dimensionnement des liernes de pannes :.....	35
III.3 Dimensionnement des échantignolles : .....	38
III.4 Dimensionnement de la Lisse :.....	40
III.5 Etude du plancher collaborant : .....	46
III.6 Etude des potelets : .....	75
<b>Chapitre IV: Etude sismique .....</b>	<b>95</b>
IV.1 Evaluation de la force sismique suivant la direction x :.....	95
IV.2 Evaluation de la force sismique suivant la direction Y :.....	98
IV.3 Conclusion : .....	98
<b>Chapitre V: Dimensionnement des Eléments structuraux .....</b>	<b>99</b>
V.1 Efforts sollicitant le portique : .....	100
V.2 Calcul des efforts internes : .....	103
V.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):.....	109
V.4 Choix de la méthode d'analyse :.....	113
V.5 Pré-dimensionnement de la traverse :.....	114
V.6 Dimensionnement de la traverse :.....	115
V.7 Vérification des poteaux :.....	127
V.8 Conclusion : .....	133

<b>Chapitre VI: Etude des assemblages</b> .....	<b>133</b>
VI.1 Assemblage de rive: .....	133
VI.2 Assemblage de faîtage: .....	141
VI.3 Calcul des bases des poteaux : .....	143
VII.3 Vérification des assemblages :.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>201</b>

# Liste des figures

## Chapitre II :

**Figure II.1 :** Direction du vent  $V_1$

**Figure II. 2 :** Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II. 3 :** Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II. 4:** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II.5 :** Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de -0,09 (zone H) - Direction  $V_1$  du vent

**Figure II. 6 :** Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de 0,46 (zone H) Direction  $V_1$  du vent

**Figure II. 7 :** Direction du vent  $V_2$

**Figure II. 8 :** Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 9 :** Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 10:** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 11:** Répartition des pressions sur la toiture - Direction  $V_2$  du vent

**Figure II. 12:** Dimensions du hangar

**Figure II. 13 :** Charges de neige sans redistribution par le vent

**Figure II. 14 :** Charges de neige

**Figure II. 15:** prise en compte des effets de frottements

**Figure II. 16:** aire de frottement

**Figure II. 17:** Actions d'ensemble – direction du vent  $V_1$

**Figure II. 18:** stabilité longitudinale

**Figure II. 19:** stabilité transversale

## Chapitre III :

**Figure III.1 :** Charges permanentes sur la panne

**Figure III.2 :** Surcharges du vent sur la panne

**Figure III.3 :** Surcharges de neige sur la panne

**Figure III.4** : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

**Figure III.5** : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

**Figure III.6** : Diversement de la panne

**Figure III.7** : vérification de la flèche.

**Figure III.8** : Déposition des liernes.

**Figure III.9** : Chargement des liernes.

**Figure III.10** : Efforts dans les liernes.

**Figure III.11** : Déposition des échantignolles.

**Figure III.12** : vérification de la flèche

**Figure III.13** : flèche horizontale

**Figure III.14** : flèche verticale

**Figure III.15** : Détails du plancher

**Figure III.16** : pré-dimensionnement

**Figure III.17** : Sollicitations internes

**Figure III.18** : Caractéristiques du pontage HAIRCOL59

**Figure III.19** : Connecteurs type NELSON

**Figure III.20** : Largeur critique

**Figure III.21** : Espacement des goujons

**Figure III.22** : Disposition d'armatures

**Figure III.23** : Chargement de la poutre principale

**Figure III.24** : Disposition des poutres principales

**Figure III.25** : Sollicitations internes

**Figure III.26** : Sollicitations internes

**Figure III.27** : vérification de la flèche

**Figure III.28** : Chargements sur le potelet

**Figure III.29** : Classification de la section

**Figure III.30** : Flambement du potelet

**Figure III.31** : Diversement du potelet

**Figure III.32** : vérification de la flèche

## **Chapitre V :**

**Figure V.1** : Eléments constituant le portique.

**Figure V.2** : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

**Figure V.3** : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

**Figure V.4** : Charge du vent équivalente à chaque versant.

**Figure V.5** : Charge du vent équivalente à la toiture.

**Figure V.6** : Efforts internes.

**Figure V.7** : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

**Figure V.8** : Charges verticales vers le haut (efforts internes).

**Figure V.9** : Vent horizontal (pression).

**Figure V.10** : Vent horizontal (Dépression).

**Figure V.11** : Imperfection géométrique.

**Figure V.12** : Effort horizontale en tête du poteau.

**Figure V.13** : Moments sous la combinaison  $1,35G+1,5N+P$ .

**Figure V.14** : Calcul du moment au point quelconque P.

**Figure V.15** : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

## **Chapitre VI :**

**Figure VI.1** : Assemblage poteau-travers.

**Figure VI.2** : Détails d'assemblage.

**Figure VI.3** : Détails d'assemblage.

**Figure VI.4** : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

**Figure VI.5** : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

**Figure VI.6** : Raidisseur vis-à-vis de la compression.

**Figure VI.7** : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

**Figure VI.8** : Assemblage traverse-travers.

**Figure VI.9 :** Détails sur l'assemblage.

**Figure VI.10 :** Base de poteau.

**Figure VI.11 :** Pieds de poteau articulés.

**Figure VI.12 :** Pieds de poteau encastrés.

**Figure VI.13 :** Détails sur l'assemblage.

**Figure VI.14 :** Dimensions de la plaque d'assise.

**Figure VI.15 :** Types de tiges d'ancrage.

**Figure VI.16 :** Tige d'ancrage.

**Figure VI.17 :** Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage

# Liste des tableaux

## Chapitre II :

**Tableau II.1 :** Évaluation des charges permanentes

**Tableau II.2 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

**Tableau II.3 :** Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

**Tableau II.4 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

**Tableau II.5 :** Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

**Tableau II.6 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_1$

**Tableau II.7 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_2$

## Chapitre III :

**Tableau III.1 :** Évaluation des efforts dans les liernes

**Tableau III.2 :** calcul du poids du mur

**Tableau III.3 :** calcul du poids du mur

## Chapitre IV :

**Tableau IV.1 :** poids du aux charge de la structure

## Chapitre V :

**Tableau V.1:** Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable

**Tableau V.2 :** Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

**Tableau V.3 :** Réactions d'appuis sous charge unitaire

**Tableau V.4 :** Valeurs des Moments sous charge unitaire

**Tableau V.5 :** Réactions d'appuis sous charge réelle

**Tableau V.6 :** Valeurs des Moments sous charge réelle

**Tableau V.7 :** Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis

**Tableau V.8 :** Combinaisons à l'ELU pour les Moments

**Tableau V.9 :** Efforts au pied de poteaux aux l'ELU

**Tableau V.10** : Prise en compte des défauts d'aplomb

**Tableau V.11** : Efforts équivalent en tête poteaux

**Tableau V.12** : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de  $H_{eq}$

**Tableau V.13** : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de  $H_{eq}$

## **Symboles utilisés**

### **Charges :**

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

### **Sollicitation :**

$M_{ed}$  : Moment fléchissant de calcul.

$N_{ed}$  : Effort normal.

$V_{ed}$  : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

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

$M_{pl,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique.

### **Caractéristique du matériau :**

E : Module d'élasticité longitudinale.

$f_y$  : Limite élastique du matériau.

$f_u$  : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

### **Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :**

A : Aire de la section brute.

$I_y$  : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

$t_f$  : Épaisseur de la semelle.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

$h$  : Hauteur de la section.

$L$  : Longueur de l'élément.

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

$G_p$  : Poids propre.

### **Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :**

$d$  : Diamètre des boulons.

$d_0$  : Diamètre des trous de fixation.

$A_s$  : Section des boulons.

$f_{ub}$  : Résistance à la traction des boulons.

$f_{yb}$  : Limite d'élasticité des boulons.

### **Autres symboles :**

$\gamma_{M_0}$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\Psi$  : Coefficient de combinaison.

$\lambda$  : Elancement.

$\lambda_1$  : Elancement Eulérien.

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

$\chi$  : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection pour le flambement.

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

# *Chapitre I*

## *Généralités*

## Chapitre I: Généralités

### I.1 Introduction :

La maîtrise de toute matière professionnelle passe nécessairement non seulement par la question de connaissances théorique mais aussi et surtout par des connaissances pratiques et spécifiques.

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé ou précontraint, construction en bois ou construction métallique.

La construction métallique s'intéresse à la conception d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier, elle constitue un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. La construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton, parmi ces avantages ses caractéristiques mécanique qui permettent de franchir des grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuse et une bonne tenue au cas de séisme. Ainsi que la rapidité d'exécution et de montage très remarquable et la possibilité de modification de la structure. Mais aussi dans le volet environnemental qui est très important et l'optique d'une philosophie de développement durable, l'acier est adopté dans la mesure où il reste intégralement recyclable.

mon projet de fin d'étude qui porte sur l'étude et le dimensionnement d'un hangar métallique, représente une suite logique de ma formation et une possibilité de mettre en exécution toutes les notions apprises lors de mon cursus universitaire.

### I.2 Présentation du projet :

Ce projet de fin d'étude s'oriente exclusivement vers l'étude des éléments structuraux d'un hangar métallique.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener à bien une large palette d'études énumérer ci-dessous :

- Etude climatique (neige et vent).
- Etude de l'ossature secondaire (dimensionnement des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade).
- Etude et dimensionnement du plancher collaborant.
- Etude sismique (Evaluation de l'effort horizontale engendrer par un séisme).
- Etude et dimensionnement du portique (Etude de l'ossature principale du hangar).
- Etude des assemblages.
- Etude numérique du portique et des assemblages.

### I.3 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude d'un hangar en ossature métallique destinée a usage commercial, situé sur les abords de la route nationale numéro 12 sur ABID CHAMLAL, SORTIE EST ROCADE SUD, wilaya de Tizi Ouzou, sur un site plat d'une altitude de 200m.

Le hangar occupe une assiette de  $1933,8m^2$  doté d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte.

#### 1. Données géométriques :

- Longueur totale :  $87,9 m$
- Largeur totale :  $22 m$
- Hauteur des poteaux :  $6 m$
- Hauteur totale :  $8,2 m$
- Epaisseur du plancher :  $110 mm$

#### 2. Ouvertures :

- Façade Nord :  $5.34 \times 5.7 = 30,438 m^2$
- Façade Sud:  $5.34 \times 5.7 = 30,438 m^2$
- Façade Est:  $14 \times 3 \times 3,2 = 134,4 m^2$
- Façade Ouest:  $14 \times 3 \times 3,2 = 134,4 m^2$

### I.4 Matériaux utilisés :

#### 1. Acier :

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui présente la caractéristique suivante

- Résistance limite d'élasticité :  $F_y = 235 MPA$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000MPA$
- Module de cisaillement :  $G = 81000 MPA$
- Poids volumique :  $\rho = 7859 kg/m^3$

#### 2. Béton armé :

Les caractéristiques du béton utilisé sont :

- Résistance caractéristique a la compression :  $f_{c28} = 25 MPA$
- Poids volumique :  $\rho = 2500 kg/m^3$
- 

#### 3. Acier de ferrailage :

- Ferrailage du plancher mixte : Barres d'acier HA de nuance FeE400

#### 4. Assemblages :

- Boulons haute résistance (HR) classe : 10,9
- Tiges d'ancrage (M20) de forme courbe classe : 4,6

# *Chapitre II*

## *Evaluations des charges*

## Chapitre II: Evaluations des charges

Pour la conception et le calcul de l'ouvrage objet de notre étude, les charges et actions suivantes seront à considérer.

- Charges permanentes (poids propre des éléments constituant)
- Charges d'exploitation (charge utile à la mise en service de l'ouvrage)
- Actions climatiques (du vent, de neige et de frottements).

### II.1 Charges permanentes :

Il s'agit du poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage en question (structure, plancher, cloisons, revêtement .....Etc.).

Les charges permanentes pour notre projet sont définies dans le tableau ci-dessous :

Acier de la structure	7850 $daN/m^3$
Béton armé	2500 $daN/m^3$
Dalle sur platelage métallique	275 $daN/m^2$
Toiture (panneaux sandwich)	17 $daN/m^2$
Revêtement de sol	60 $daN/m^2$
Cloison	162 $daN/m^2$

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

### II.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitations sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2 .2.

### II.3 Actions climatiques :

#### II.3.1 Actions du vent :

Afin d'évaluer les charges engendrées par le vent sur notre hangar, nous utilisons les procédures et principes fournis par le document technique réglementaire (DTR) neige et vent (RNV2013).

##### II.3.1.1 Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel d'une hauteur inférieure à 200m, ce qui est inclus dans le domaine d'application du règlement.

**Remarque :**

Les fenêtres sont considérées fermées et les portes sont considérées ouvertes.

**II.3.1.2 Données relatives au site :**

Le site de notre projet se situe ABID CHAMLAL, SORTIE EST ROCADE SUD, wilaya de Tizi Ouzou, les données relatives au projet sont les suivantes :

- Coefficient de topographie :  $C_t = 1$  (site plat)
- Facteur de terrain :  $K_T = 0,234$  (Catégorie IV)
- Paramètre de rugosité :  $H_0 = 1 \text{ m}$  (Catégorie IV)
- Hauteur minimale :  $H_{min} = 10 \text{ m}$  (Catégorie IV)
- Pression dynamique de référence :  $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$  (zone I)

**II.3.1.3 Détermination de la pression statique du vent :**

La pression due au vent  $P_h$  qui s'exerce sur notre hangar de hauteur  $h=8,2\text{m}$  est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $C_d$  : Coefficient dynamique du hangar.
- $q_h$  : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $H$  considérée.
- $C_e$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_i$  : Coefficient de pression intérieure.

**II.3.1.4 Calcul de la pression dynamique de pointe :**

La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $H$  est donnée comme suis :

$$q_h = q_{réf} \cdot C_{ex} \quad [\text{daN/m}^2]$$

Où :

- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $C_{ex}$  : Coefficient d'exposition au vent.

**a) Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

On a :  $h_{min} \leq h = 10\text{m} \leq 200\text{m}$

$$\Rightarrow C_r = K_T \cdot \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right) = 0,538$$

### b) Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tien compte des effets de rugosité du terrain, de la topographie du site ainsi que de la hauteur au dessus du sol.

Dans notre cas, notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, ainsi on écrit :

$$C_{ex} = C_t^2 \cdot C_r^2 (1 + 7I_v)$$

Avec :

- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $I_v$  : Intensité de turbulence.

#### II.3.1.5 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence  $I_v(h)$  à la hauteur  $H$  est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

On a pour :  $h=8,2m \leq 10m$  :

$$I_v = \frac{1}{C_t \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right)} = 0,434$$

$$\Rightarrow C_{ex} = [(1^2)(0,538^2)][1 + (7 \times 0,434)] = 1,168$$

$$q_h = 1,168 \times 37,5 = 43,8 \text{ [daN/m}^2 \text{]}$$

#### II.3.1.6 Coefficients de pression extérieure $C_e$ :

Les coefficients de pression externe  $C_e$  des constructions base à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $10 \text{ m}^2$ .

#### a) Vent perpendiculaire au long-pan :

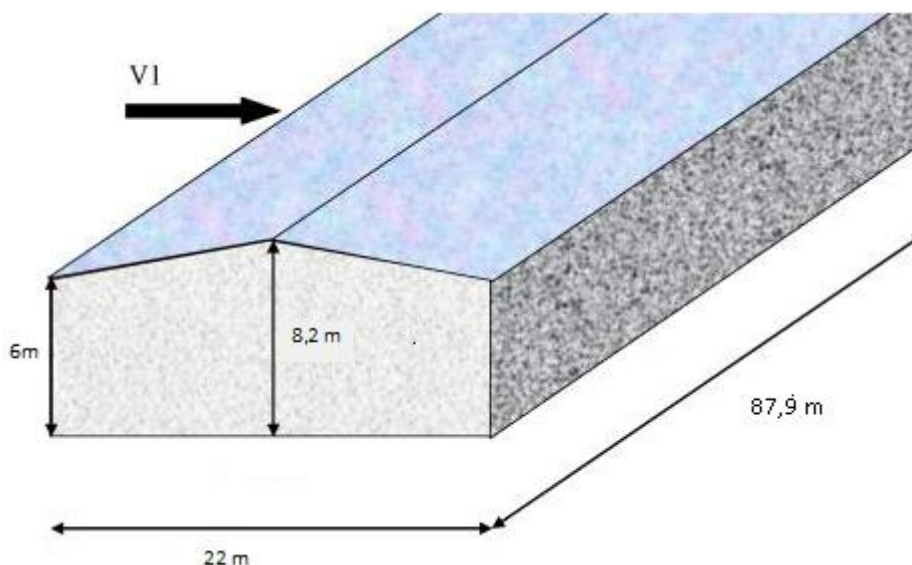
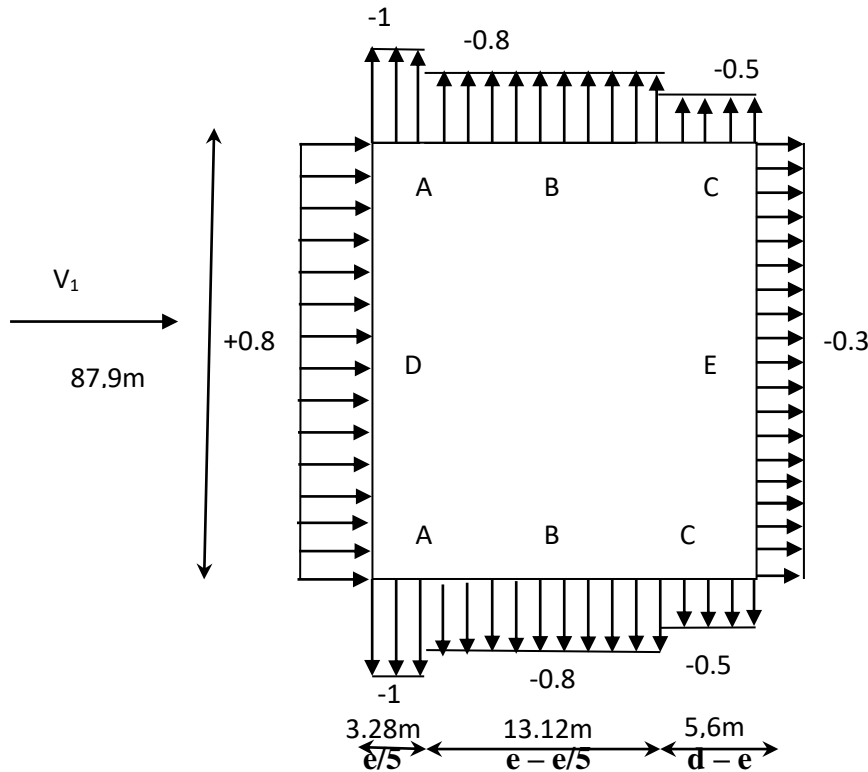


Fig. II.1 : Direction du vent  $V_1$ .

**1. Parois verticales :**

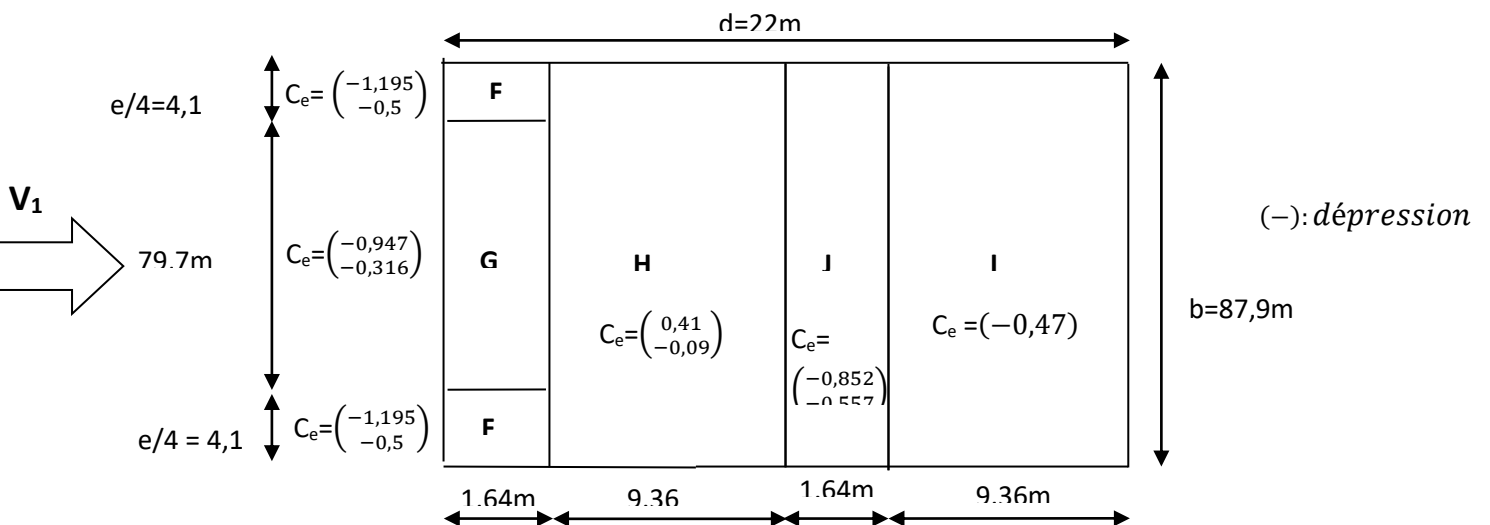
Pour cette direction du vent ( $V_1$ , voir figure 1) :  $b = 87,9$  m,  $d = 22$  m,  $h = 8,2$  m  
 $e = \min [ 87,9 ; 2 \times 8, 2 ] = 16,4$  m. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure 2.



**Fig. II.2 :** Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent.

**2. Versants toiture :**

- Direction du vent  $V_1$  ( $\theta = 0^\circ$ )
- La pente est de 20% :  $\tan^{-1}(\frac{2,2}{11}) = 11,31 \Rightarrow \alpha = 11,31^\circ$



**Fig. II.3 :** Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction  $V_1$  du vent

### II.3.1.7 Coefficient de pression intérieure $C_i$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_i$  des structures sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

$$\mu_p = \frac{\sum \text{somme des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\sum \text{des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{2x(5,34x5,7) + (14x3x3,2)}{[2(14x3x3,2)] + [2x(5,34x5,7)]} = 0,59$$

On a  $0,1 < \mu_p < 0,9$  :

$$\Rightarrow C_i = 0,8 - 1,625(\mu_p - 0,1) = 0,8 - 1,625(0,59 - 0,1) = 0,00375$$

### II.3.1.8 Calcul de la pression statique au vent :

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

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 01 pour les parois verticales et le tableau 02 pour les versants de toitures.

#### 1. Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
D	43,8	0,8	0,00375	0,796	34,864
A	43,8	-1	0,00375	-1,003	-43,931
B	43,8	-0,8	0,00375	-0,803	-35,171
C	43,8	-0,5	0,00375	-0,503	-22,031
E	43,8	-0,3	0,00375	-0,303	-13,271

Tableau II.2 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

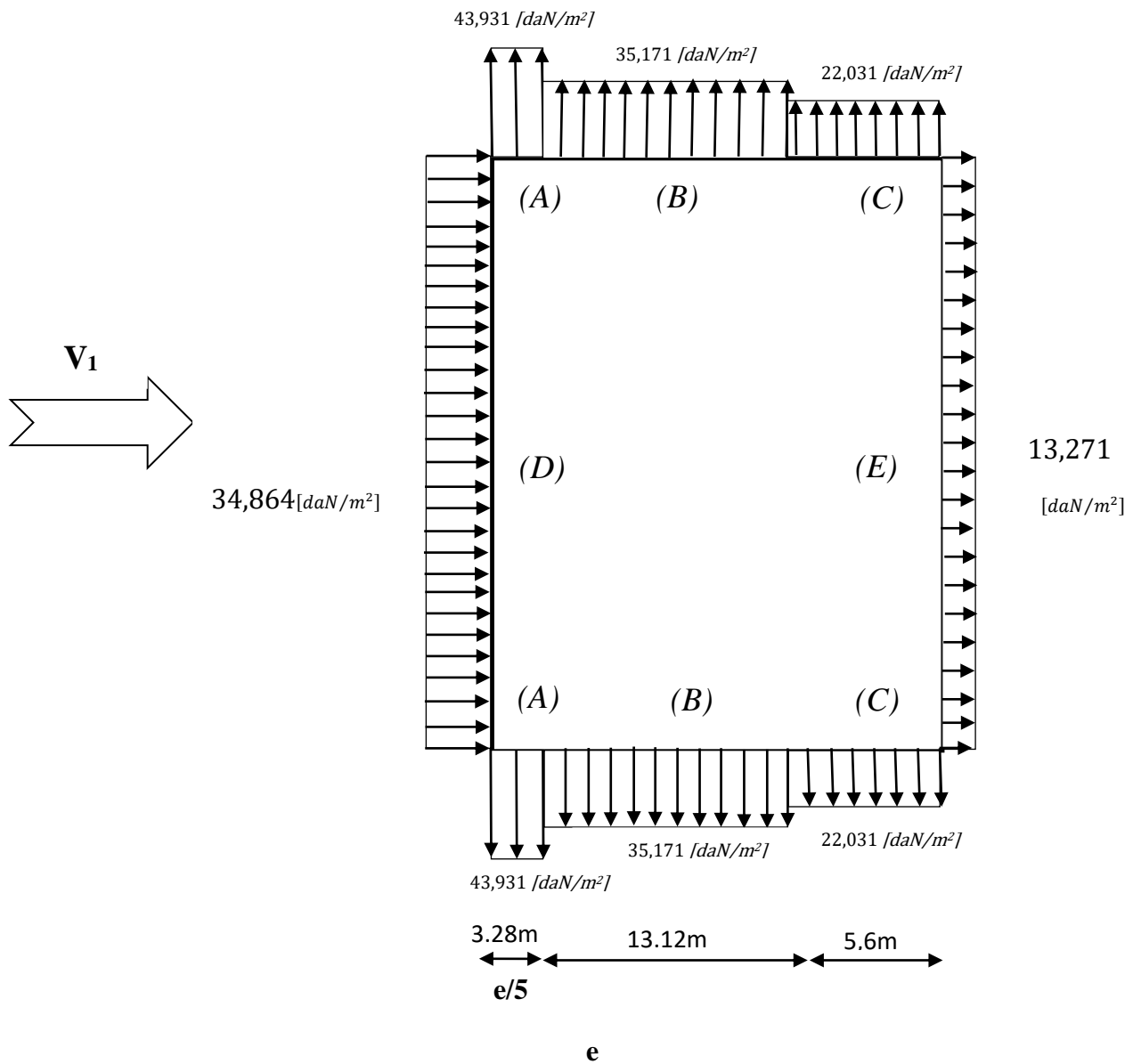
#### 2. Toiture:

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zon e	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	43,8	-1,195/-0,5	0,00375	-1,198/-0,503	-52,472/-22,031
G	43,8	-0,947/-0,316	0,00375	-0,950/-0,319	-41,61/-13,972
H	43,8	0,46/-0,09	0,00375	0,456/-0,093	19,972/-4,073
I	43,8	-0,47	0,00375	-0,473	-20,717
J	43,8	-0,852/-0,557	0,00375	-0,855/-0,560	-37,449/-24,528

Tableau II.3 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent.

La figure 4 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent  $V_1$  :

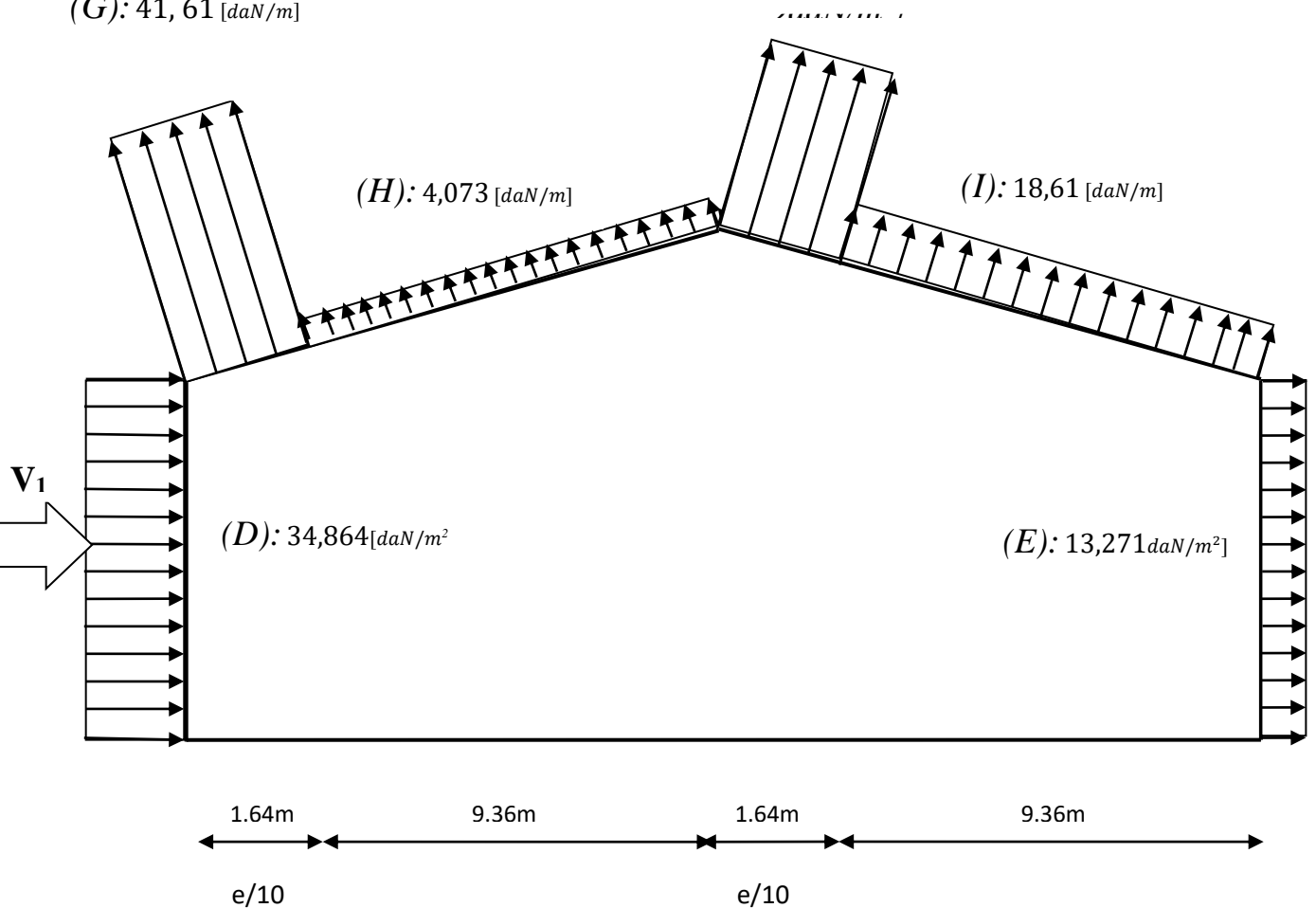


**Fig. ÍI.4:** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent.

La figure 5 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent  $V_1$  :

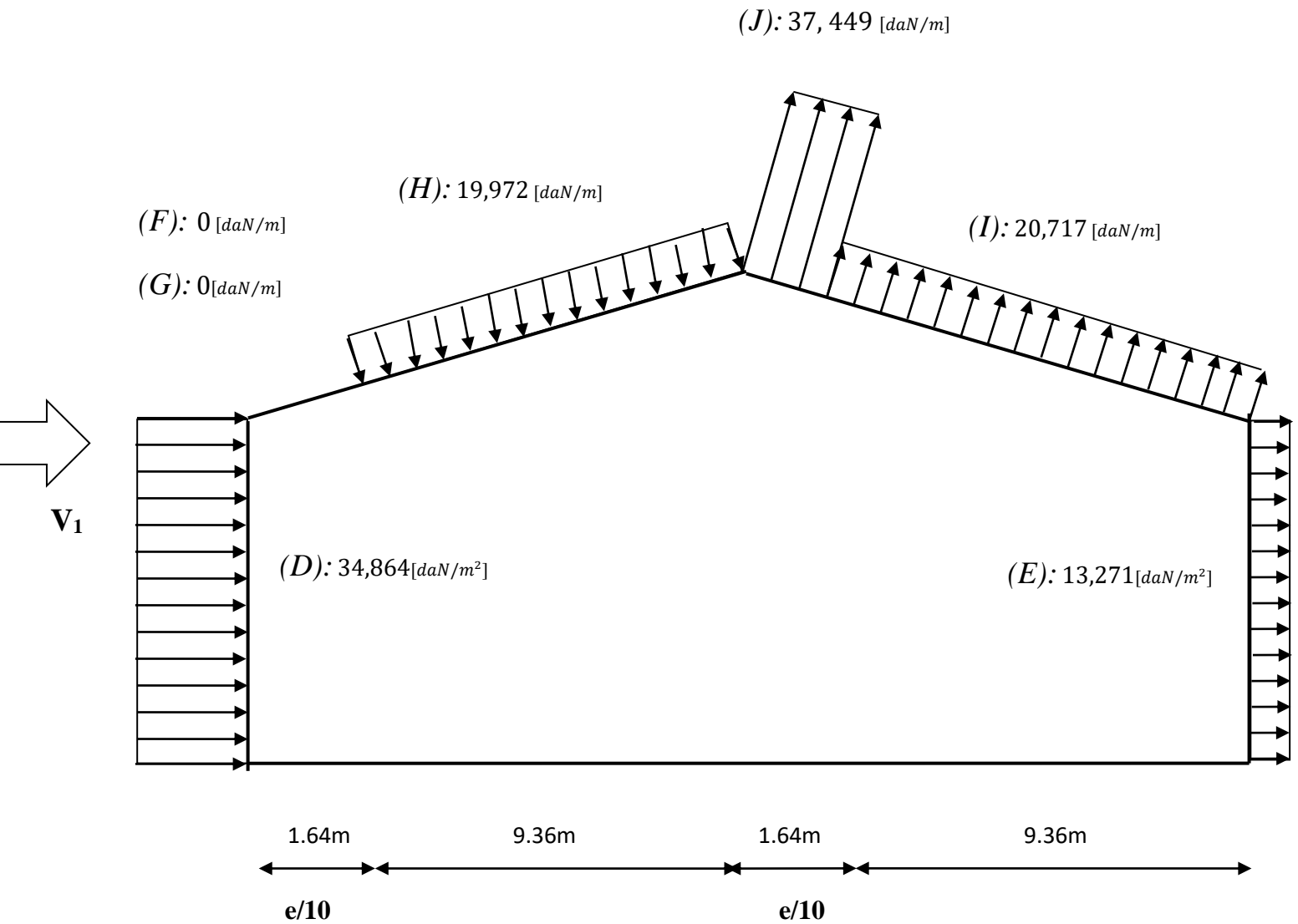
(F): 52,47 [daN/m]

(G): 41,61 [daN/m]



**Fig. II.5** : Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de -0,09 (zone H)

- Direction  $V_1$  du vent.

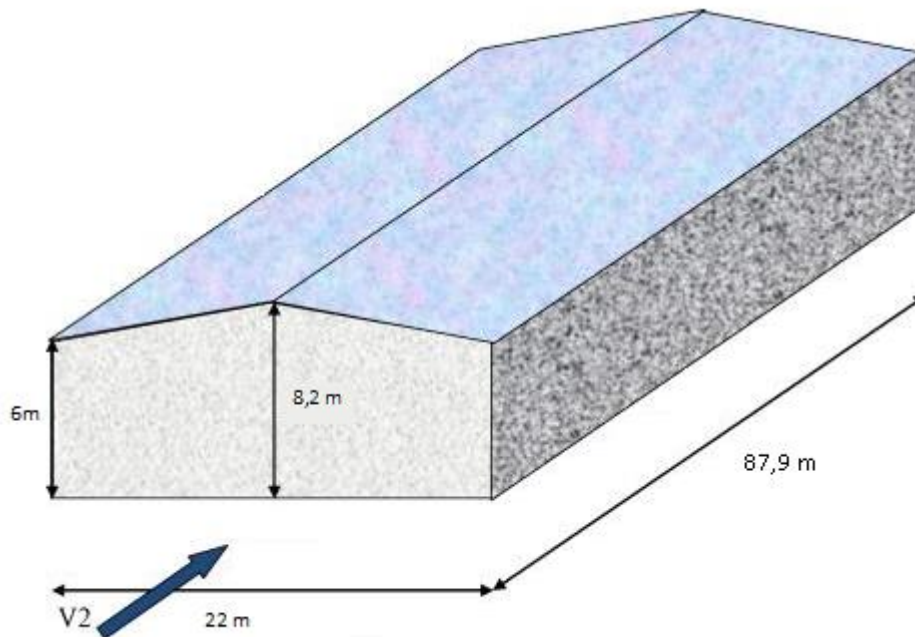


**Fig. II.6 :** Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de 0,46 (zone H)  
- Direction V1 du vent

**Remarque:**

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

**b) Vent perpendiculaire au pignon :**

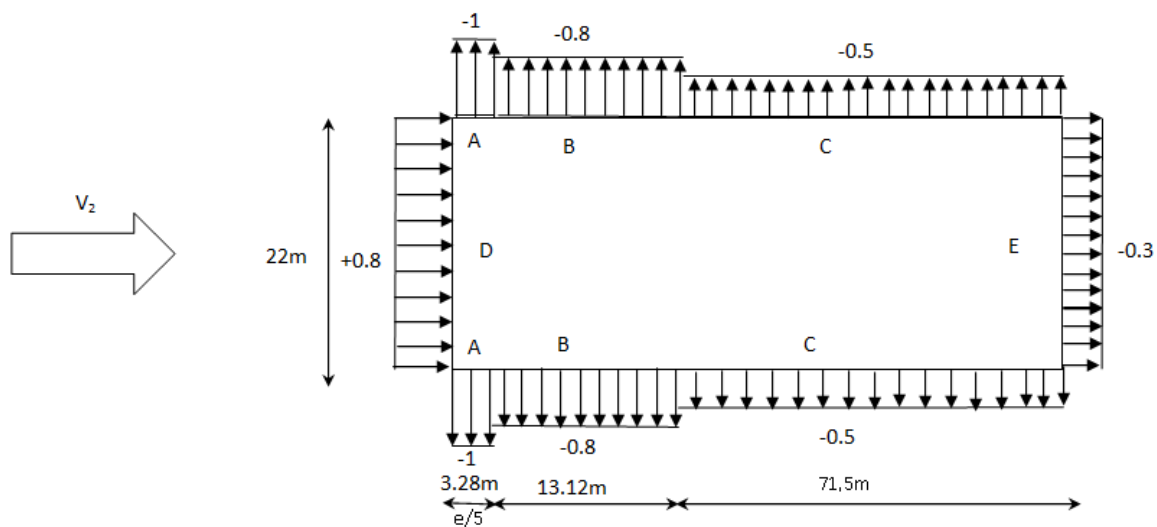


**Fig. II.7 :** Direction du vent  $V_2$

**II.3.1.9 Coefficients de pression extérieure  $C_e$  :**

**1. Parois verticales :**

Pour cette direction du vent ( $V_2$ , voir figure 1) :  $b = 22\text{ m}$ ,  $d = 87,9\text{ m}$ ,  $h = 8,2\text{ m}$   
 $e = \text{Min. } [22 ; 2 \times 8, 2] = 16,4\text{ m}$ . Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure 8.



**Fig. II.8 :** Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent.

## 2. Versants toiture :

- Direction du vent  $V_1 (\theta = 90^\circ)$
- La pente est de  $20\% \tan^{-1}(\frac{2,2}{11}) = 11,31 \Rightarrow \alpha = 11,31^\circ$

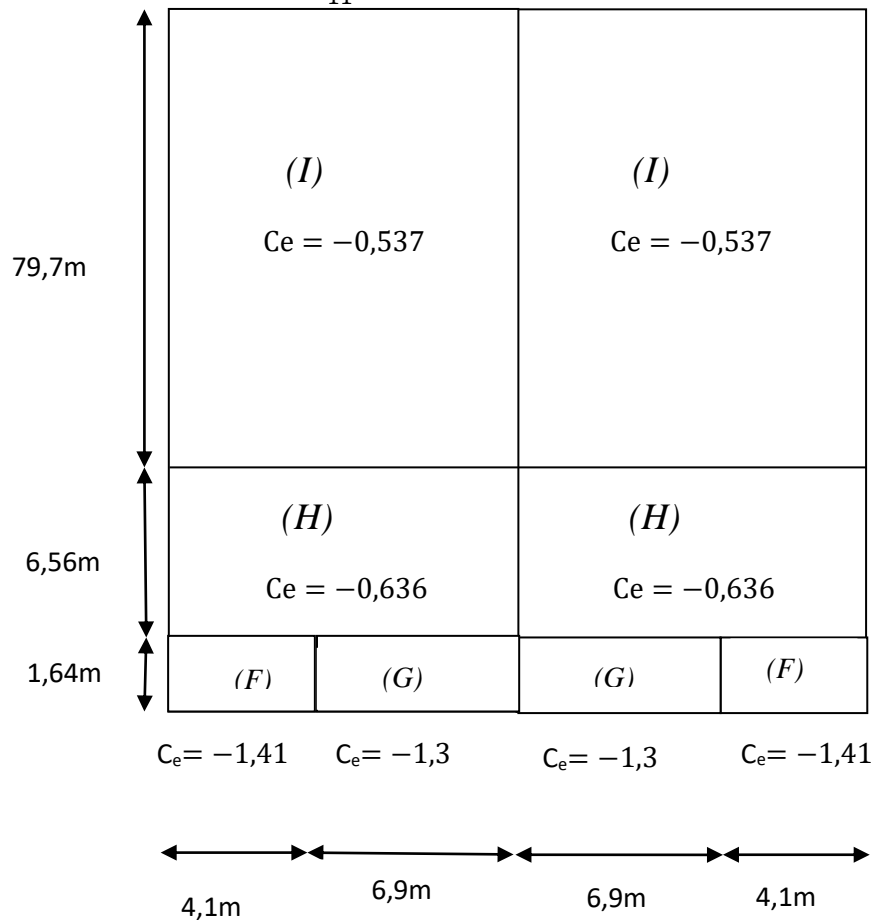


Fig. II.9 : Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction V2 du vent.

### II.3.1.10 Coefficient de pression intérieure $C_i$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_i$  des structures sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

$$\mu_p = \frac{\sum \text{somme des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\sum \text{des ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{(5,34 \times 5,7) + [2(14 \times 3 \times 3,2)]}{[2(14 \times 3 \times 3,2)] + [2 \times (5,34 \times 5,7)]} = 0,907$$

$$\Rightarrow C_i = 0,8 - 1,625(\mu_p - 0,1) = 0,8 - 1,625(0,907 - 0,1) = -0,511$$

### II.3.1.11 Calcul de la pression statique au vent :

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

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 03 pour les parois verticales et le tableau 04 pour les versants de toitures.

#### 1. Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	43,8	0,8	-0,511	1,311	57,421
<b>A</b>	43,8	-1	-0,511	-0,489	-21,418
<b>B</b>	43,8	-0,8	-0,511	-0,289	-12,658
<b>C</b>	43,8	-0,5	-0,511	0,011	0,481
<b>E</b>	43,8	-0,3	-0,511	0,211	9,241

**Tableau II.4 :** Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

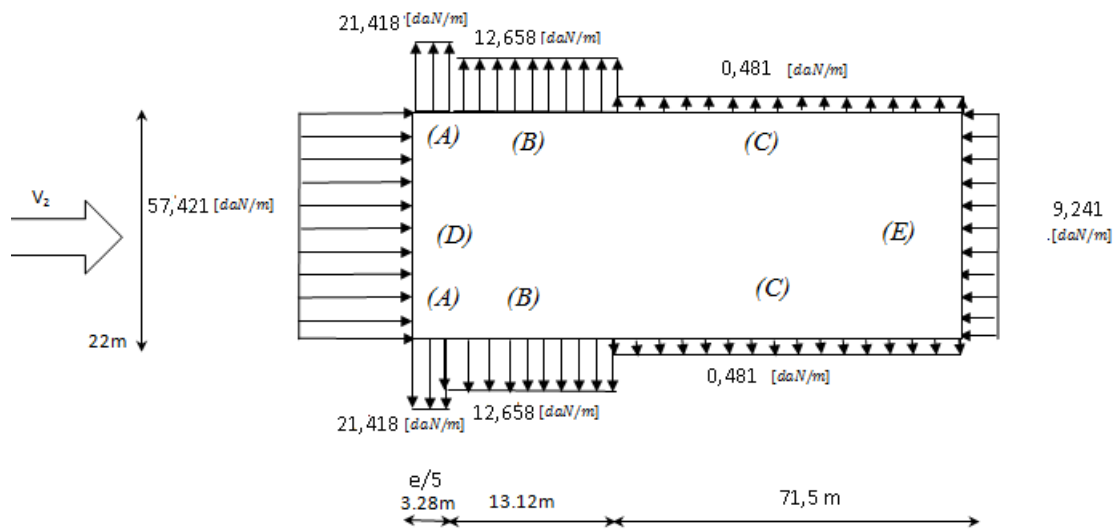
#### 2. Toiture:

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	43,8	-1,41	-0,511	-0,899	-39,376
<b>G</b>	43,8	-1,3	-0,511	-0,789	-34,558
<b>H</b>	43,8	-0,636	-0,511	-0,125	-5,475
<b>I</b>	43,8	-0,537	-0,511	-0,026	-1,138

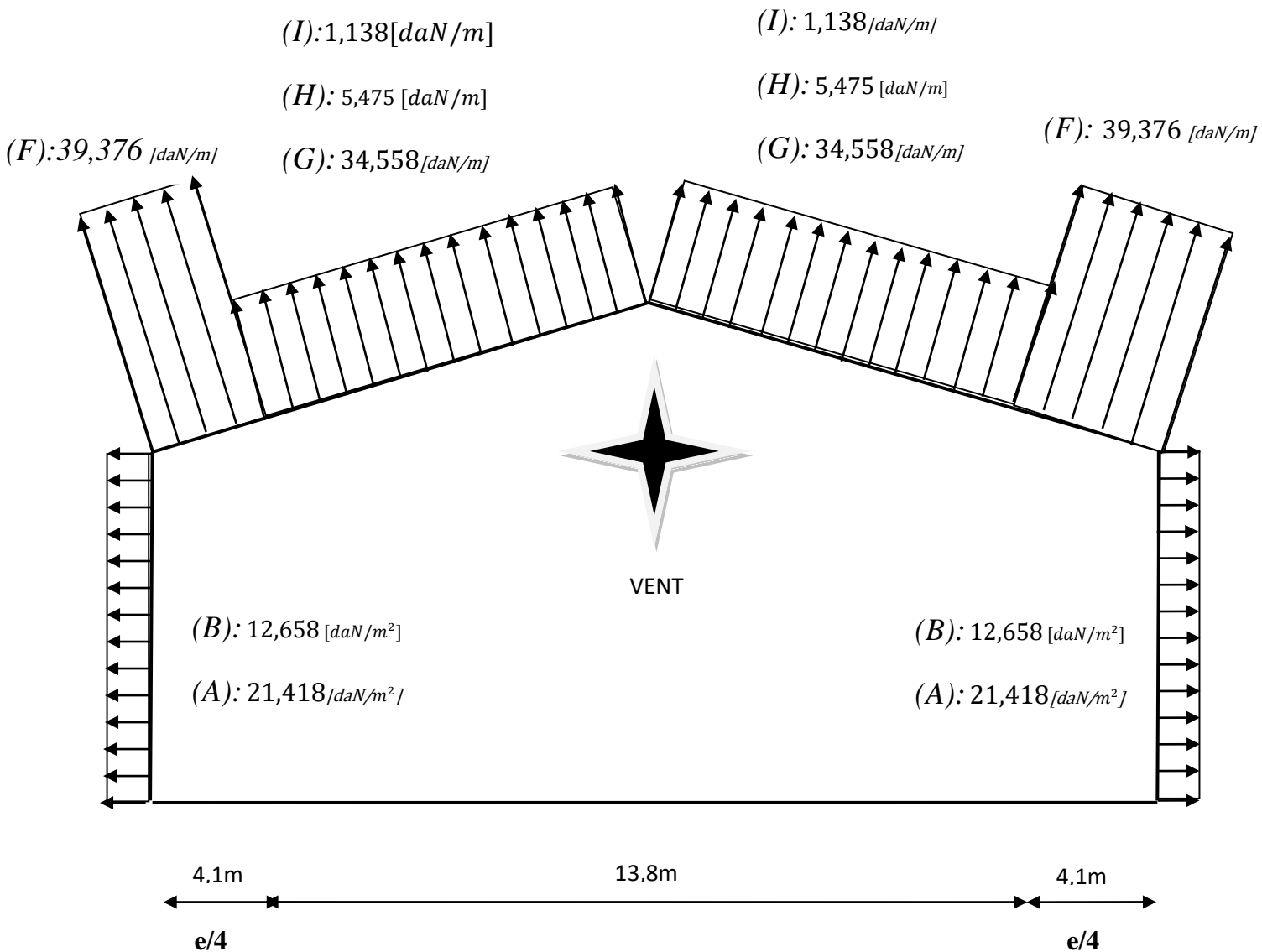
**Tableau II.5 :** Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

La figure 10 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent  $V_2$  :



**Fig. II.10:** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent

La figure 11 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent  $V_2$  :



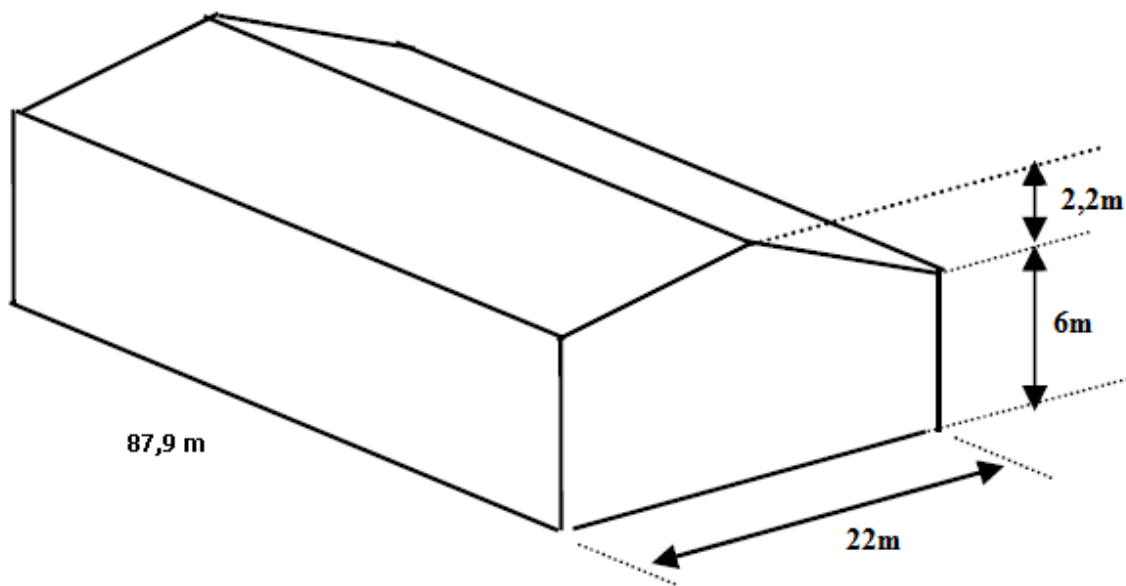
**Fig. II.11:** Répartition des pressions sur la toiture - Direction  $V_2$  du vent

### II.3.2 Actions de la neige :

Le règlement neige et vent algérien (**RNV 2013**) a pour objet 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 la neige et notamment sur les toitures.

#### II.3.2.1 Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel situé à une altitude inférieure à 2000m, ce qui est inclus dans le domaine d'application du règlement

**Données :****Fig. II.12:** Dimensions du hangar

- $\alpha = 11,31^\circ$
- Zone 01
- Altitude : 206m

**II.3.2.2 Charges de neige sur le sol :**

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

$$S_k = \frac{0,07H + 15}{100} = \frac{(0,007 \times 206) + 15}{100} = 0,294 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

**II.3.2.3 Charges de neige sur la toiture:**

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

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

Avec :

- $S$  : Charge de neige sur la toiture. [kN/m<sup>2</sup>]
- $\mu$  : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.
- $S_k$  : Charge caractéristique sur le sol. [kN/m<sup>2</sup>]

- **Calcul du coefficient de forme  $\mu$  :**

**Remarque :**

Notre toiture se termine par un obstacle ainsi la valeur minimale que peut prendre  $\mu$  est 0,8 :  $\mu \geq 0,8$ .

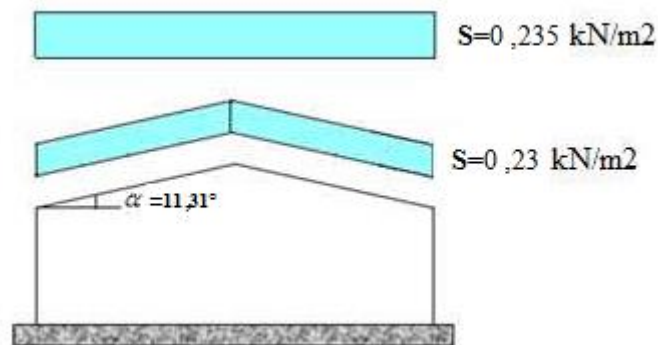
**II.3.2.4 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :**

On a deux versants symétriques :

$$0 \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 11,31^\circ \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_{1(\alpha)} = 0,8$$

$$\Rightarrow S = 0,8 \times 0,294 = 0,235 \text{ [kN/m}^2\text{]} : \text{Par projection horizontale.}$$

$$S = 0,235 \cos 11,31 = 0,23 \text{ [kN/m}^2\text{]} : \text{Suivant rampant.}$$



**Fig II.13 :** Charges de neige sans redistribution par le vent

**II.3.2.5 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :**

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

$$\Rightarrow 0,5S = 0,5 \times 0,235 = 0,12 \text{ [kN/m}^2\text{]} : \text{Par projection horizontale.}$$

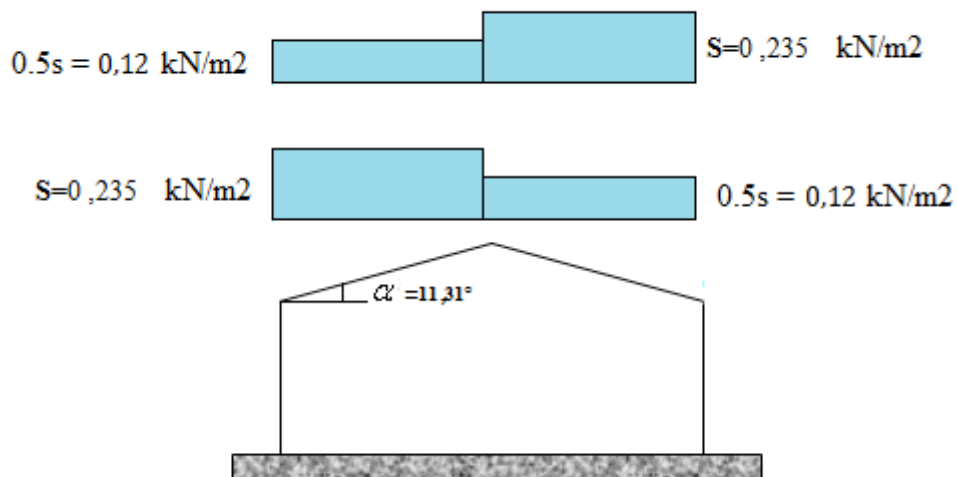


Fig II.14 : Charges de neige

**II.3.3 Forces de frottements:**

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 égal a 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent.

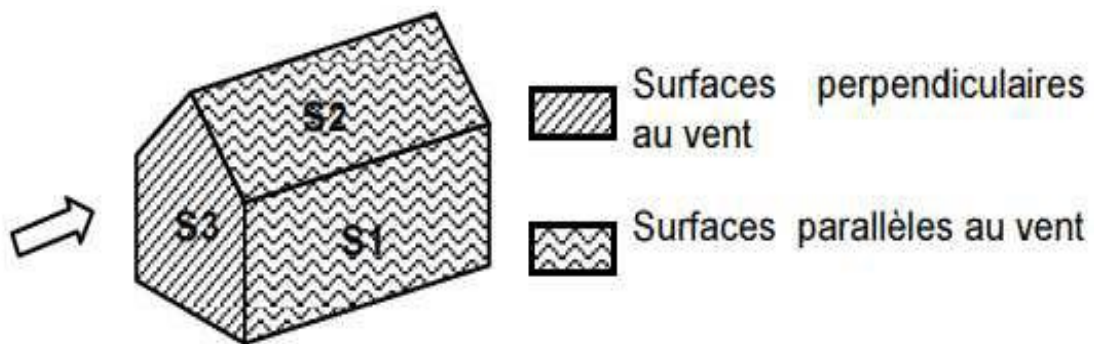


Fig. II.15: prise en compte des effets de frottements

La force de frottement est négligeable si :

$$\sum \text{aire total des surfaces } \parallel \text{ au vent} \leq 4 \sum \text{aire total des surfaces } \perp \text{ et sous le vent}$$

$$S_1 + S_2 \leq 4S_3$$

$$S_1 + S_2 = \left[ (87,9 \times 6) + \left( \frac{11}{\cos 11,31} \times 87,9 \right) \right] = 1513,448 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[ (22 \times 6) + \left( \frac{22 \times 2,2}{2} \right) \right] = 156,2 \text{ m}^2$$

$$4S_3 = [(4 \times 156,2)] = 624,8 \text{ m}^2$$

On a :

$$S_1 + S_2 > 4S_3 \quad \Rightarrow \text{Forces de frottements non négligables.}$$

### II.3.3.1 Calcul des Forces de frottements $F_{FR}$ :

$$F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times A_{fr} \quad [daN]$$

Avec :

- $q_h$  : Pression dynamique de pointe.  $[daN/m^2]$
- $A_{fr}$  : L'aire de l'élément de surface balayé par le vent.  $[m^2]$
- $C_{fr}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considéré.

### II.3.3.2 Coefficient de Frottement de frottements $C_{fr}$ :

Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents.

Etat de surface : bardage en toiture, ondulations des parois verticales perpendiculaire à la direction du vent  $\Rightarrow C_{fr} = 0,04$

### II.3.3.2 Aire de frottements $A_{fr}$ :

L'aire de frottement est déterminée selon la nature de paroi qui est dans notre cas une toiture à deux versants et vent parallèle aux génératrices.

$$\Rightarrow A_{fr} = \text{longueur développée de la toiture } ABC \times d$$

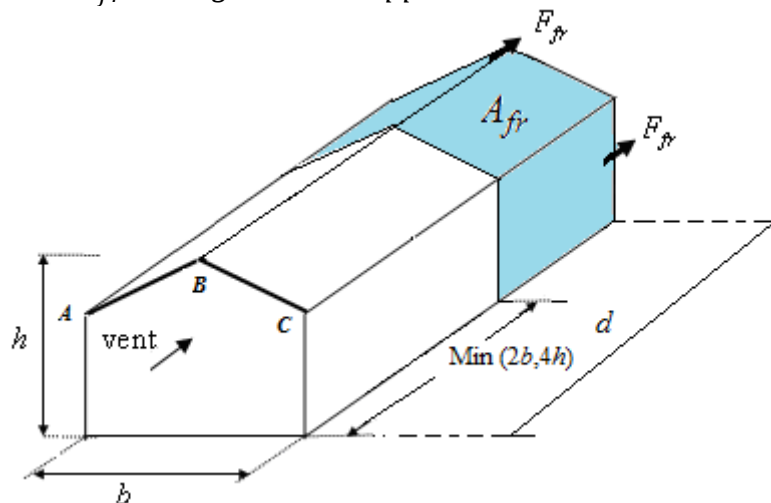


Fig. II.16: aire de frottement

Avec :

- (d) = 87,9m : dimension de la construction parallèle au vent.
- (b) = 22m : dimension de la construction perpendiculaire au vent. [m] \*

$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(44 ; 32,8) = 32,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{fr} = \left[ \left( \frac{22}{\cos 11,31} \right) + (6 \times 2) \right] \times [87,9 - 32,8] = 1897,4 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow F_{fr} = 43,8 \times 0,04 \times 1897,4 = 3324,24 [\text{daN}]$$

### II.3.3.3 Action d'ensemble:

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$R = C_d \sum (P_{hi} \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$$

Ou :

- $C_d$ : Coefficient dynamique.

On a :  $h = 8,2\text{m} < 15\text{m} \Rightarrow C_d = 1$

- $A_{ref}$ : Aire de référence de la surface élémentaire.

#### 1. Direction du vent $V_1$ :

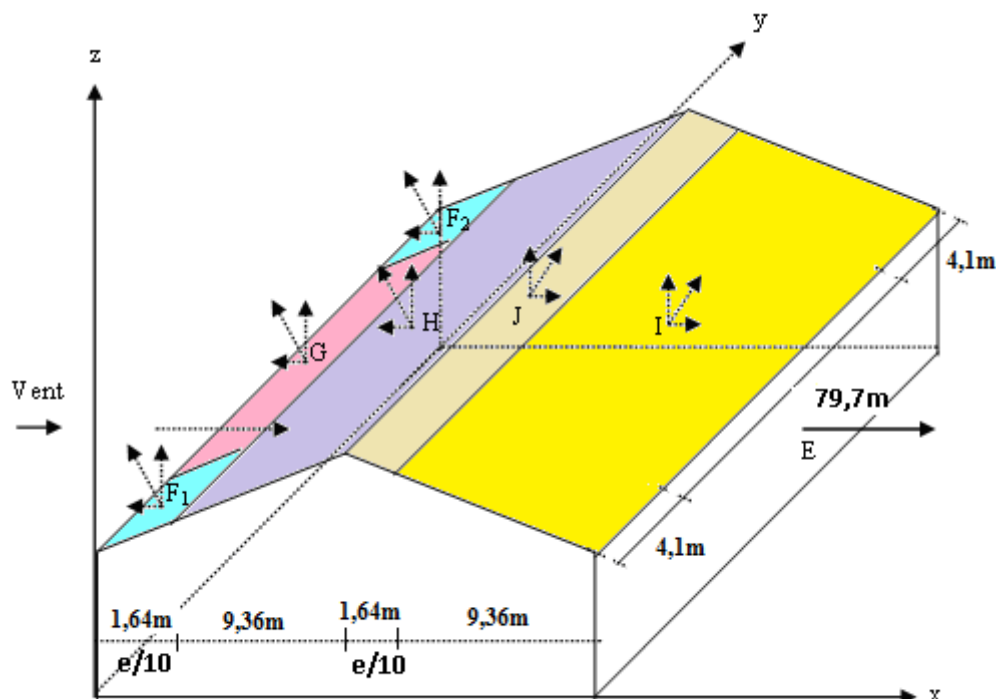


Fig. II.17: Actions d'ensemble – direction du vent  $V_1$

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent  $V_1$  et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
<b>D</b>	$34,864 \times 6 \times 87,9 = 18387,27 \rightarrow$	0
<b>E</b>	$13,271 \times 6 \times 87,9 = 6999,12 \rightarrow$	0
<b>F<sub>1</sub></b>	$52,472 \times 4,1 \times 1,64 \tan(11,31) = 70,56 \leftarrow$	$70,56 / \tan 11,31 = 352,79 \uparrow$
<b>F<sub>2</sub></b>	$52,472 \times 4,1 \times 1,64 \tan(11,31) = 70,56 \leftarrow$	$70,56 / \tan 11,31 = 352,79 \uparrow$
<b>G</b>	$41,61 \times 79,7 \times 1,64 \tan(11,31) = 1087,75 \leftarrow$	$1087,75 / \tan 11,31 = 5438,71 \uparrow$
<b>H</b>	$4,073 \times 87,9 \times 9,36 \tan(11,31) = 670,21 \leftarrow$	$670,21 / \tan 11,31 = 3351,02 \uparrow$
<b>I</b>	$20,717 \times 87,9 \times 9,36 \tan(11,31) = 3408,97 \rightarrow$	$3408,97 / \tan 11,31 = 17044,74 \uparrow$
<b>J</b>	$37,449 \times 87,9 \times 1,64 \tan(11,31) = 1079,7 \rightarrow$	$1079,7 / \tan 11,31 = 5398,46 \uparrow$
<b>Total</b>	<b><math>R_x = 27975,98 \rightarrow</math></b>	<b><math>R_z = 31938,51 \uparrow</math></b>

**Tableau II.6 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_1$ .

## 2. Direction du vent $V_2$ :

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent  $V_2$  et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
<b>D</b>	$57,421 \times 156,2 = 8969,16 \rightarrow$	0
<b>E</b>	$9,241 \times 156,2 = 1443,44 \leftarrow$	0
<b>F<sub>1</sub></b>	0	$39,376 \times 4,1 \times 1,64 \cos 11,31 = 259,62 \uparrow$
<b>F<sub>2</sub></b>	0	$39,376 \times 4,1 \times 1,64 \cos 11,31 = 259,62 \uparrow$
<b>G</b>	0	$34,558 \times 6,9 \times 1,64 \cos 11,31 = 383,46 \uparrow$
<b>H</b>	0	$5,475 \times 11 \times 6,56 \cos 11,31 = 387,4 \uparrow$
<b>I</b>	0	$1,138 \times 11 \times 79,7 \cos 11,31 = 978,31 \uparrow$
<b>F<sub>fr</sub></b>	$3324,24 \rightarrow$	0
<b>Total</b>	<b><math>R_x = 10849,96 \rightarrow</math></b>	<b><math>R_z = 2268,41 \uparrow</math></b>

**Tableau II.7 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_2$ .

### II.3.1.4 Calcul de la stabilité d'ensemble :

#### 1. Stabilité longitudinale :

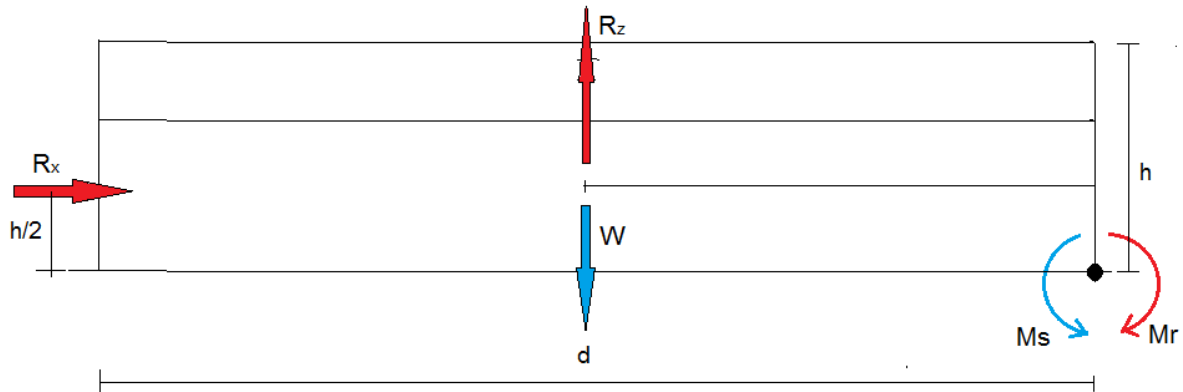


Fig. II.18: stabilité longitudinale

#### a) Moment de renversement :

$$M_r = \left[ R_x \frac{h}{2} \right] + \left[ R_z \frac{d}{2} \right]$$

Avec ;  $d = 87,9$  ;  $h = 8,2$

$$M_r = [10849,96 \times 4,1] + [2268,41 \times 43,95] = 144181,45 \text{ daN} = 1441,81 \text{ KN}$$

#### b) Moment de stabilité :

$$M_s = W \frac{d}{2}$$

Avec :

➤  $W$ : poids approximatif de la surface du hangar (plachers non inclus).

$$W = 50 \times 22 \times 87,9 = 96690 \text{ daN} = 966,9 \text{ KN}$$

$$M_s = 966,9 \times \frac{87,9}{2} = 42495,25 \text{ KNm}$$

On a :

$$M_r \ll M_s \Rightarrow \text{Stabilité longitudinale vérifiée.}$$

## 2. Stabilité transversale :

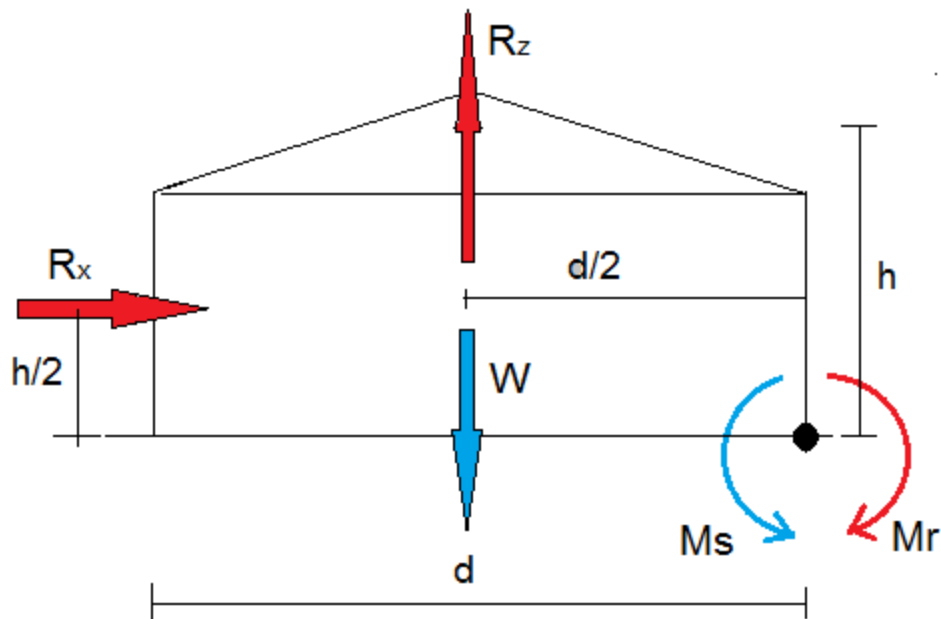


Fig. II.19: Stabilité transversale

### a) Moment de renversement :

$$M_r = \left[ R_x \frac{h}{2} \right] + \left[ R_z \frac{d}{2} \right]$$

Avec ;  $d = 22 \text{ m}$  ;  $h = 8,2 \text{ m}$

$$M_r = [27975,98 \times 4,1] + [31938,51 \times 11] = 466025,128 \text{ daN} = 4660,25 \text{ KN}$$

### b) Moment de stabilité :

$$M_s = W \frac{d}{2}$$

Avec :

➤  $W$ : poids approximatif de la surface du hangar (plachers non inclus).

$$W = 50 \times 22 \times 87,9 = 96690 \text{ daN} = 966,9 \text{ KN}$$

$$M_s = 966,9 \times 11 = 10635,9 \text{ KNm}$$

On a :

$$M_r < M_s \Rightarrow \text{Stabilité transversale vérifiée.}$$

# *Chapitre III*

## *Dimensionnement des Éléments secondaires*

## Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

L'ossature secondaire est l'ensemble des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade et qui transmettaient les charges à l'ossature primaire.

### III.1 Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres généralement conçue en IPE destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux actions climatique et aux charges d'entretien.

Les charges sur la panne se décomposent en deux : l'une est parallèle au versant  $Q_{y\ sd}$  et l'autre normale à la panne  $Q_{z\ sd}$ . Donc elle travaille en flexion déviée.

### Remarque :

Nous allons dimensionner les pannes la plus sollicitée qui se trouvent sur la zone **F** et **G** de la toiture.

#### III.1.1 Données :

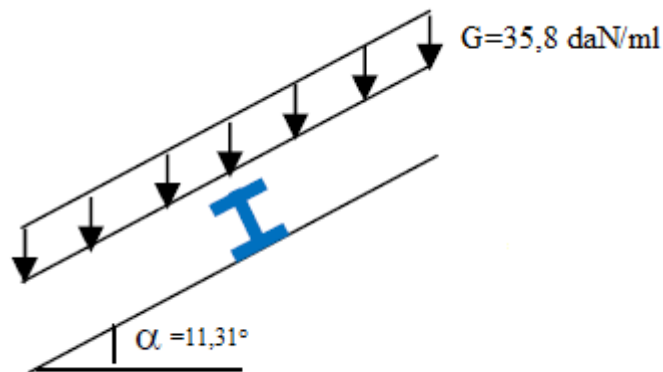
- Espacement entre axes des pannes :  $1,4m$ .
- Portée de la panne :  $06m$ .
- Angle d'inclinaison :  $\alpha = 11,31^\circ$
- Poids des bacs acier :  $12\ Kg/m^2$
- Poids des accessoires de pose :  $5\ Kg/m^2$
- Poids propre de la panne (estimé) :  $12\ Kg/ml$

#### III.1.2 Evaluation des charges :

##### 1. Charges permanentes :

$$G = [(12 + 5) \times 1,4] + 12 = 35,8\ Kg/ml \quad \downarrow$$

$$G = 35,8\ daN/ml$$

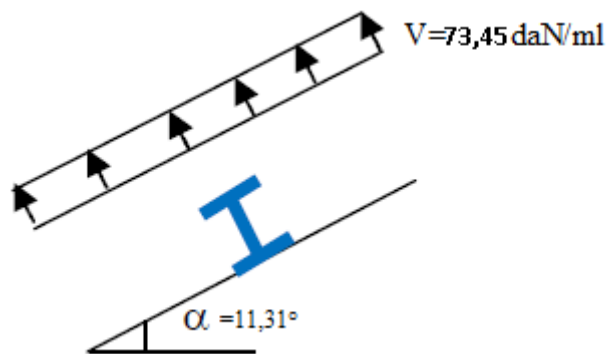


**Fig. III.1 :** Charges permanentes sur la panne.

## 2. Surcharges climatique du vent :

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone F et G de la toiture :

- $v_f = -52,47 \text{ daN/m}^2 \uparrow$  : plus défavorable.
  - $v_g = -41,61 \text{ daN/m}^2 \uparrow$
- $$\Rightarrow V = -52,47 \times 1,4 = -73,45 \text{ daN/ml}$$



**Fig. III.2 :** Surcharges du vent sur la panne.

## 3. Surcharges climatique de neige :

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige et

Nous mettons ;  $S = 60 \text{ daN/m}^2$

$$\Rightarrow N = 60 \times 1,375 = 82,5 \text{ daN/ml}$$

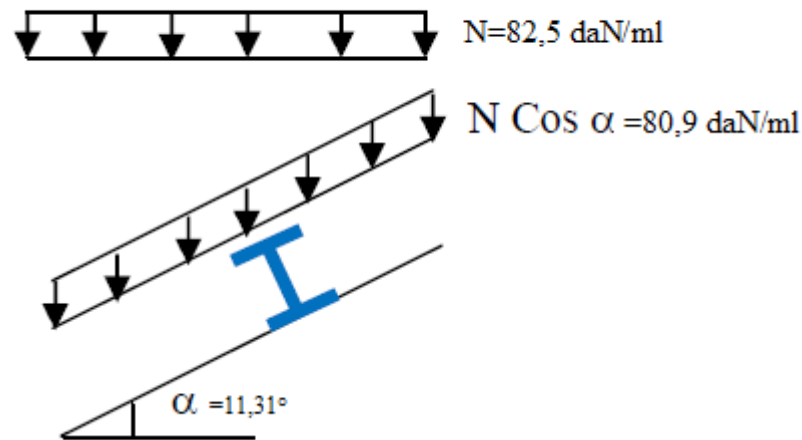


Fig. III.3 : Surcharges de neige sur la panne.

#### 4. Surcharges d'entretien :

Elle est estimée à  $E = 40 \text{ daN/m}^2$  (selon l'Eurocode pour  $\alpha \leq 30^\circ$ )

### III.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables :

#### 1. Actions vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 35,8) + (1,5 \times 40) = 108,33 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 35,8) + (1,5 \times 82,5) = 172,08 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :  $Q_{sd} = 172,08 \text{ daN/ml} \downarrow$

#### 2. Actions vers le haut ↑ :

$$Q_{z.sd} = G \cos(11,31) - 1,5V = [35,8 \cos(11,31)] - (1,5 \times 73,45) = -75,07 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 1,35G \sin(11,31) = [35,8 \sin(11,31)] = -9,47 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

#### Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

### III.1.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

#### 1. Vérification de la résistance en section :

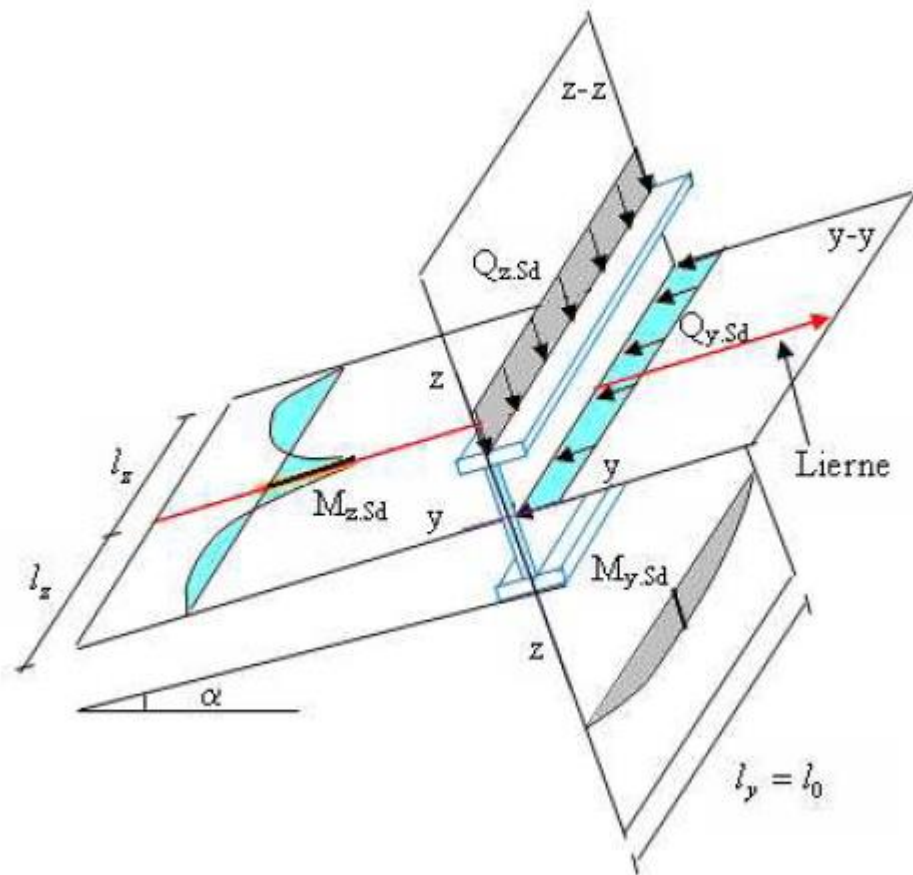
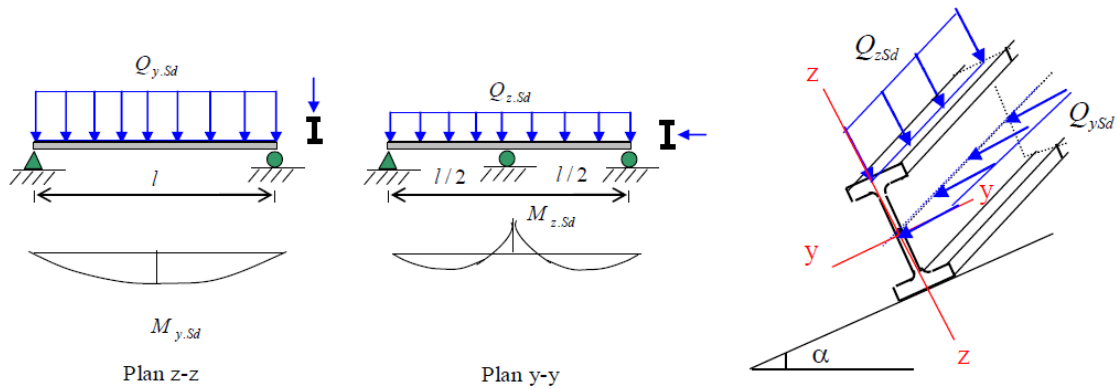
Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE100

**Remarque :** Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale :  

$$Q_{max} = Q_{sd} = 172,08 \text{ daN/ml}$$

**a) Vérification à la flexion :**

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



**Fig. III.4 :** Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

**b) Classe de la section :**

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{55/2}{5,7} = 4,82 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74,6}{4,1} = 18,2 < 72 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

La panne travail en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 :

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On a choisie une section en I :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = N/N_{pl}$

Pas d'effort normal :  $N=0$  donc  $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

- $Q_{sd} = 172,08 \text{ daN/ml} \downarrow$
- $Q_{z.sd} = 172,08 \cos(11,31) = 168,73 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y.sd} = 172,08 \sin(11,31) = 33,74 \text{ daN/ml}$

$$\text{➤ } M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{168,73 \times (6)^2}{8} = 759,28 \text{ daN.m}$$

Plan de chargement z-z (panne sur 02 appuis).

$$\text{➤ } M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{32} = \frac{33,74 \times (6)^2}{32} = 37,95 \text{ daN.m}$$

Plan de chargement y-y (panne sur 03 appuis avec le lierne).

On a:  $W_{pl.y} = 39,4cm^3$ ;  $W_{pl.z} = 9,2cm^3$

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(39,4)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 841,73 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(9,2)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 196,54 \text{ daN.m}$$

$$= \Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{759,28}{841,73} \right)^2 + \left( \frac{37,95}{196,54} \right)^1 = 1,007 > 1 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

On augmente la section, on passe à un IPE120.

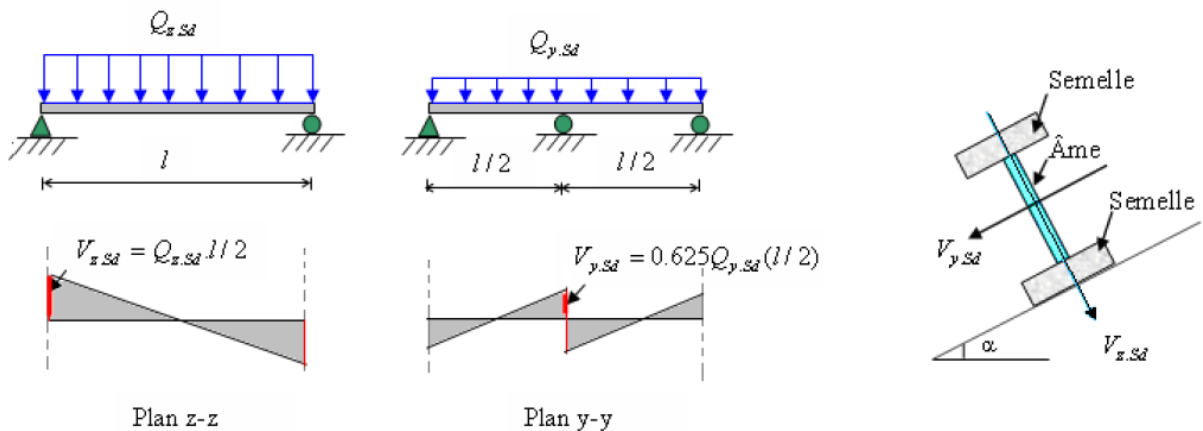
On a:  $W_{pl.y} = 60,7cm^3$ ;  $W_{pl.z} = 13,6cm^3$

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(60,7)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1296,77 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(13,6)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 290,54 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{759,28}{1296,77} \right)^2 + \left( \frac{37,96}{290,54} \right)^1 = 0,47 < 1 \dots \dots \dots \text{section vérifiée.}$$

**c) Vérification au cisaillement :**



**Fig. III.5 :** Panne de toiture en cisaillement sous les défèrent plans de chargement.

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

On a:  $A_{vz} = 6,31 \text{ cm}^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 13,2 - 6,31 = 6,89 \text{ cm}^2$

$$\text{➤ } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{168,73 \times 6}{2} = 506,19 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{y.sd} = 0,625 \frac{Q_{y.sd} l}{2} = 0,625 \frac{33,74 \times 6}{2} = 63,26 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6,31 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 7782,94 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6,89 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 8498,33 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 506,19 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 7782,94 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Et

$$V_{y.sd} = 63,26 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 8498,33 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en IPE120 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle fixée a la toiture.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

### • Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Actions vers le haut :  $Q_{z.sd} = -75,07 \text{ daN/ml} \uparrow$  ;  $Q_{y.sd} = -9,47 \text{ daN/ml} \leftarrow$

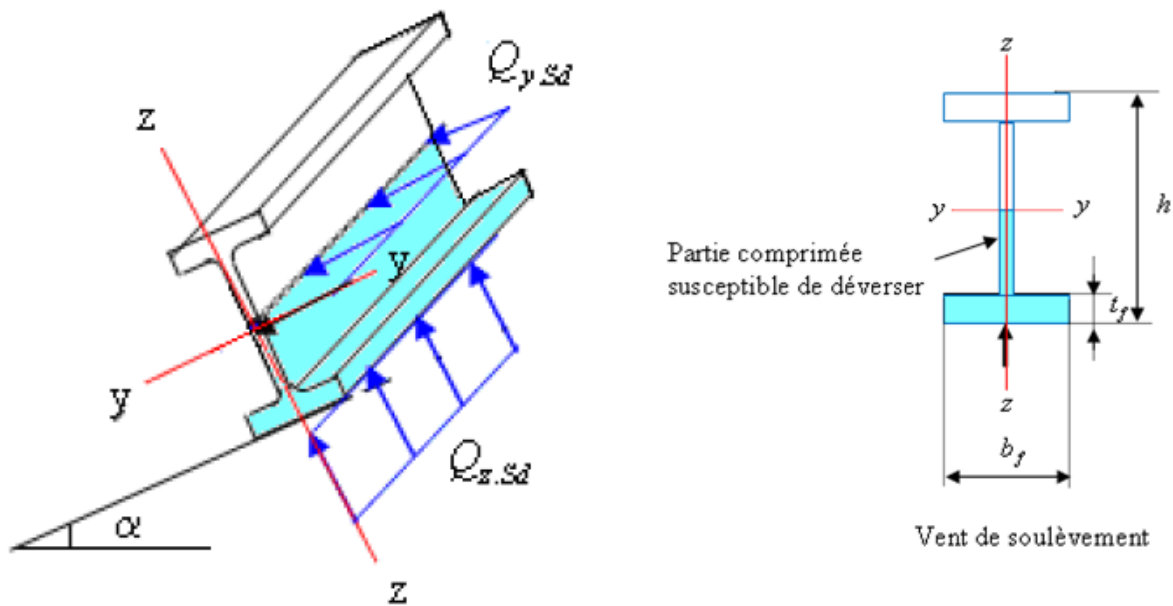


Fig. III.6 : Diversement de la panne.

$$\text{➤ } M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{75,07 \times 36}{8} = 337,81 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{9,47 \times 9}{8} = 10,65 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(60,7)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1296,77 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(13,6)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 290,54 \text{ daN.m}$$

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

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \leq 1$$

Avec :

$M_{b.Rd}$ : Moment résistant au déversement.

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

$\beta_w = 1$ : Section de classe 01.

L'élancement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y \cdot \beta_w}{M_{cr}}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$$

Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et}$$

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

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{avec } i_z = 1,45 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; t_f = 0,63 \text{ cm}.$$

Avec :

- $i_z = 1,45 \text{ cm}$
- $h = 12 \text{ cm}$
- $t_f = 0,63 \text{ cm}$

- $C_1 = 1,88$  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.
- $l = 6m$ :longueure de flambement latérale.

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1,45}{1,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/1,45}{12/0,63} \right)^2 \right]^{0,25}} = 135,51$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{135,51}{93,9} = 1,44$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{12}{6,4} = 1,875 < 2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,44 - 0,2) + 1,44^2] = 1,66$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,66 + [1,66^2 - 1,44^2]^{0,5}} = 0,402$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\overline{\lambda}_{LT} = 1,44$ .

$$\begin{cases} 1,4 \rightarrow 0,4179 \\ 1,7 \rightarrow 0,3724 \end{cases} \Rightarrow 1,44 \rightarrow 0,3997$$

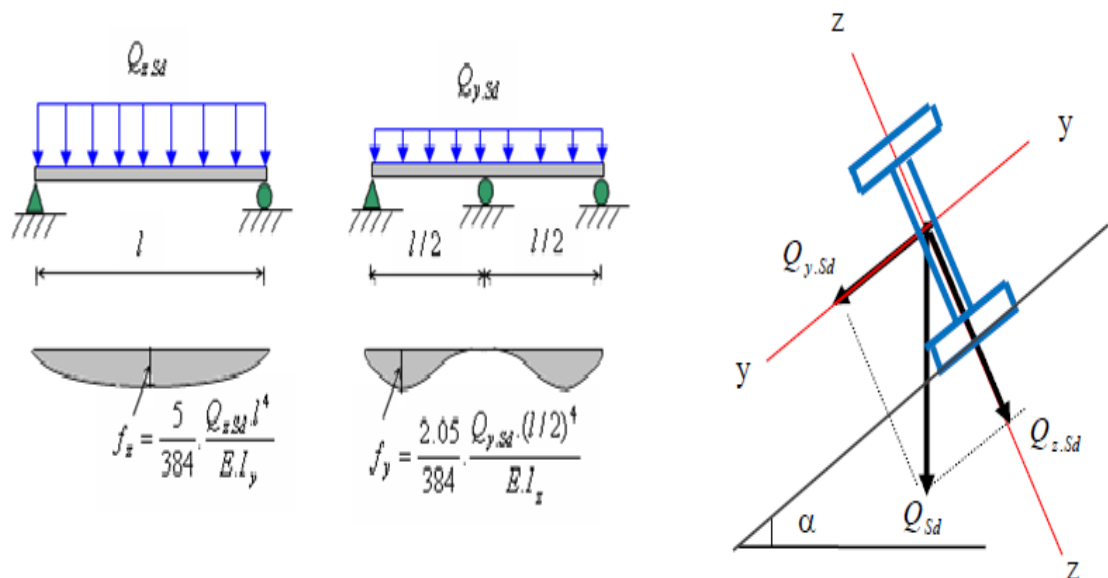
$$\chi_{LT}=0,3997$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,3997 \times 1296,77 = 518,31 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,sd}} = \frac{337,81}{422,74} + \frac{10,65}{290,54} = 0,68 < 1 \dots \dots \dots \text{d'éversément vérifier.}$$

$\Rightarrow$  Le profilé laminé choisi (IPE120) est vérifié à l'état limite ultime.

### III.1.5 Vérification à l'état limite service (ELS) :



**Fig. III.7 :** Vérification de la flèche.

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

Action vers le bas ;

$$\triangleright Q_{sd1} = G + N = 35,8 + 82,5 = 118,3 \text{ Kg/ml} \quad \downarrow$$

Action vers le haut ;

$$\text{➤ } Q_{sd2} = G - V = 35,8 - 73,45 = -37,65 \text{ Kg/ml } \uparrow$$

$$\Rightarrow Q_{sd} = \max(Q_{sd1} ; Q_{sd2}) = 118,3 \text{ Kg/ml } \downarrow$$

$$\text{➤ } Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos(11,31) = [118,3 \cos(11,31)] = 116 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{➤ } Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin(11,31) = [118,3 \sin(11,31)] = 23,2 \text{ Kg/ml}$$

• **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{1,16 \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(318)} = 2,93 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis : } f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{y.sd} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{0,232 \times (300)^4}{(2,1 \times 10^6)(27,7)} = 0,17 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Le profilé laminé (IPE120) est vérifié à l'état limite de service.

### III.1.6 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE120) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

### III.2 Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés par des barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi de limiter la longueur de déversement et le flambement latéral pour les parties comprimées.

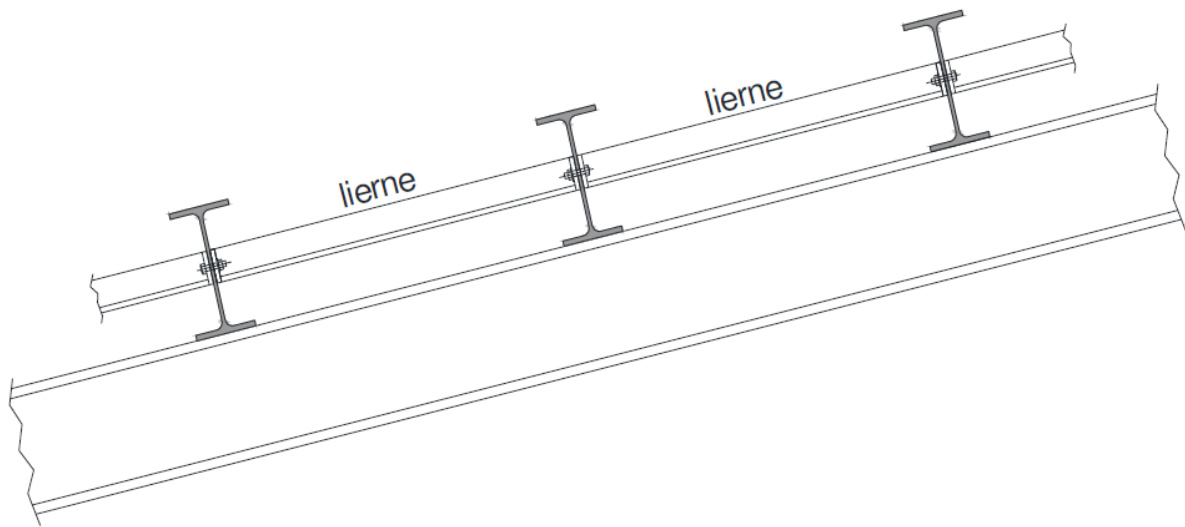


Fig. III.8 : Déposition des liernes.

### III.2.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

#### 1. Réaction au niveau des liernes :

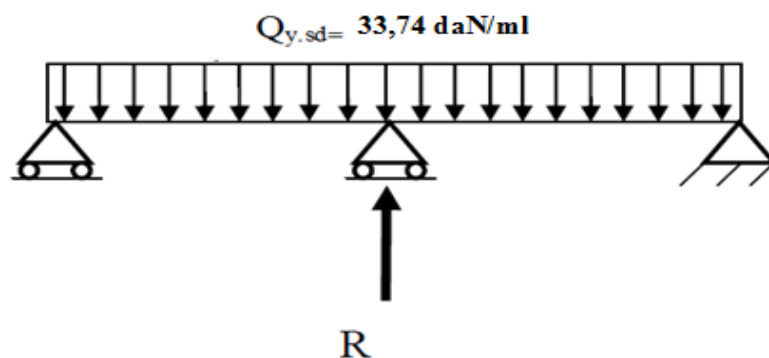


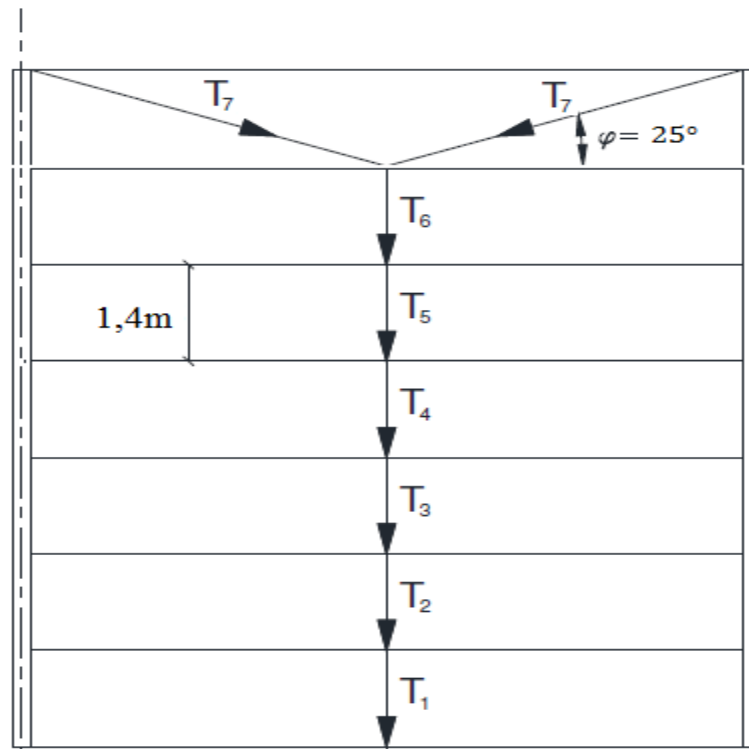
Fig. III.9 : Chargement des liernes.

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin(\alpha) = 172,08 \sin(11,31) = 33,74$$

La réaction au niveau du lierne :

$$R = 1,25 Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 1,25 \times 33,74 \times 3 = 126,52 \text{ daN}$$

## 2. Evaluation des efforts dans les liernes :



**Fig. III.10 :** Efforts dans les liernes.

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{126,52}{2} = 63,26 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2 ; L3 ; L4 ; L5 ; L6. :

$$T_n = R + T_{n-1} \quad \text{Avec : } 2 \leq n \leq 6$$

Effort dans les tronçons L7 :

$$\varphi = \arctg \frac{1,4}{3} = 25^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \sin 25} = \frac{695,86}{2 \sin(25)} = 823,27 \text{ daN}$$

Effort de traction	sa valeur (daN)
T <sub>1</sub>	63,26
T <sub>2</sub>	189,78
T <sub>3</sub>	316,3
T <sub>4</sub>	442,82
T <sub>5</sub>	569,34
T <sub>6</sub>	695,86
T <sub>7</sub>	823,27

**Tab. III.1 :** Evaluation des efforts dans les liernes.

### III.2.2 Dimensionnement des liernes :

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :  $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$N_{sd} = 823,27 \text{ daN}$  Car le lierne le plus sollicité est L<sub>7</sub>.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{823,27 \times 1,1}{2350} = 0,385 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0,385 \text{ cm}^2 ; \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,385}{\pi}} = 0,7 \text{ cm}$$

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

### III.3 Dimensionnement des échantignolles :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignoles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

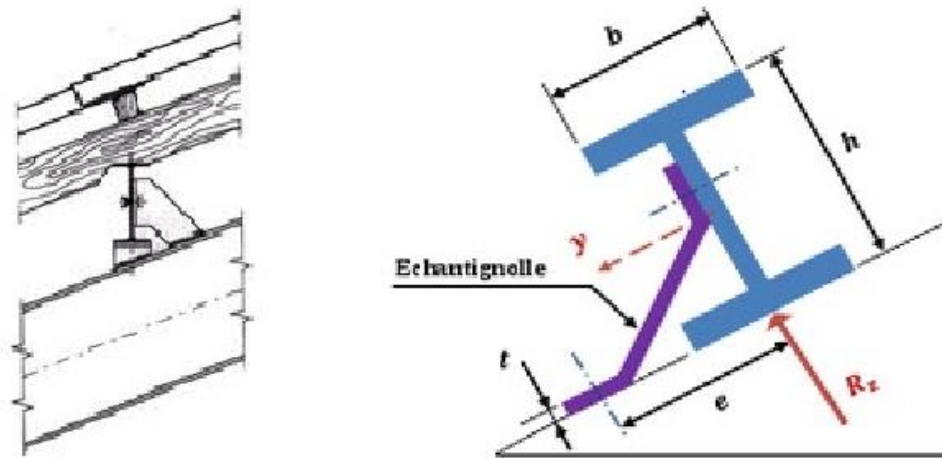


Fig. III.11 : Déposition des échantignolles.

### III.3.1 Calcul des charges revenant a l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = G \cos(11,31) - 1,5V = [35,8 \cos(11,31)] - (1,5 \times 73,45) = -75,07 \text{ daN/ml } \uparrow$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin(11,31) = 1,35 \times 35,8 \sin(11,31) = 9,47 \text{ daN/ml } \leftarrow$$

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

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

On a un IPE120 :  $b = 6,4\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$

$$6,4 \leq t \leq 9,6\text{cm} \Rightarrow e = 8\text{cm}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \cdot \frac{l}{2} = 75,07 \times \frac{6}{2} = 225,21 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 9,47 \times \frac{6}{2} = 28,41 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

- $R_z = 2 \times 225,21 = 450,42 \text{ daN}$
- $R_y = 2 \times 28,41 = 56,82 \text{ daN}$

### III.3.2 Calcul du moment de renversement:

$$M_R = (R_z \cdot t) + \left( R_y \cdot \frac{h}{2} \right) = (450,42 \times 8) + \left( 56,82 \times \frac{12}{2} \right) = 3944,28 \text{ daN.cm}$$

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

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Ou :

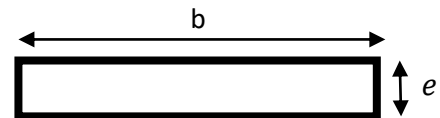
- $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  : Moment de résistance élastique de la section.
- $M_{sd} = M_R$  : Moment sollicitant.

### III.3.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{3944,28 \times 1,1}{2350} = 1,84 \text{ cm}^2$$

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



La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle  $b = 150\text{mm}$ .

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,84}{15}} = 0,85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 10 \text{ mm}$$

### III.4 Dimensionnement de la Lisse :

Les lisses de bardage sont généralement constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Elles sont disposées horizontalement et simplement appuyées sur les poteaux de portique (long-pan) ou éventuellement sur les potelés intermédiaires (pignon).

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids du bardage ainsi qu'aux actions du vent transmises par ce dernier.

### III.4.1 Calcul des efforts pondérés agissant sur la Lisse :

#### 1. Charges permanentes :

Poids du mur :

Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses	0,1	9	0,9
Enduit en mortier	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du mur			1,62

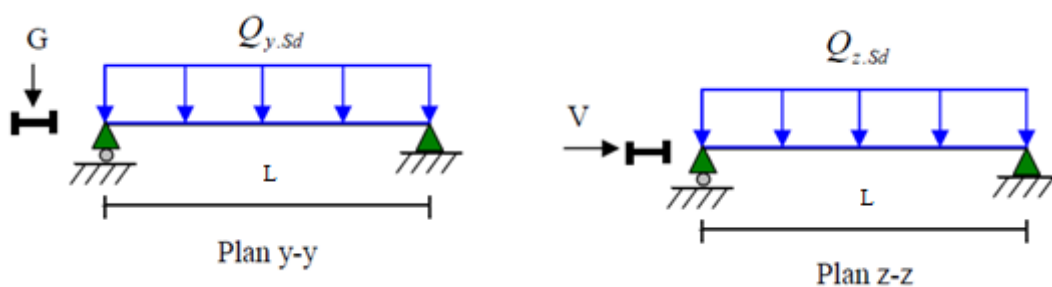
**Tab. III.2** : Calcul du poids du mur.

- Poids du mur :  $1,62 \text{ kN/m}^2 = 162 \text{ Kg/m}^2$ .
- Hauteur du mur supportée par la lisse :  $(2,37 - 0,4) = 1,97\text{m}$
- Poids propre de la lisse(IPE140) :  $12,9 \text{ Kg/ml}$ .
- Poids de la fenêtre négligeable.

$$G = [(162 \times 1,57) + 10,4] = 264,74 \text{ Kg/ml. } \downarrow$$

#### 2. Surcharges climatique du vent :

$$V = 34,864 \times 6 = 209,18 \text{ Kg/ml}$$



**Fig. III.12** : Chargements sur la lisse.

### III.4.2 Vérifications à l'ELU :

- **Combinaison de charge la plus défavorable :**

$$1,35G + 1,5V$$

$$\text{➤ } M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{(1,5V)l^2}{8} = \frac{(1,5 \times 209,18)6^2}{8} = 1411,96 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{(1,35G)l^2}{8} = \frac{(1,35 \times 264,74)6^2}{8} = 1608,29 \text{ daN.m}$$

### 1. Vérification de la résistance en section :

#### a) Classe de la section :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6,3} = 5,08 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,22 < 72 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

#### b) Vérification a la flexion bi-axiale :

La lisse travail en flexion déviée ce qui nous amène a vérifié la formule de l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4» recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 :

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

On a choisie une section en I :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = N/N_{pt}$

Pas d'effort normal :  $N=0$  donc  $n = 0 \Rightarrow \beta = 1$

On a :  $W_{pl,y} = 60,7 \text{ cm}^3$ ;  $W_{pl,z} = 13,6 \text{ cm}^3$ ;  $G = 10,4 \text{ Kg/m}$ .

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(60,7)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1296,77 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(13,6)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 290,54 \text{ daN.m}$$

$$\begin{aligned} \implies \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta &= \left( \frac{1411,96}{1296,77} \right)^2 + \left( \frac{1608,29}{290,54} \right)^1 \\ &= 6,72 > 1 \dots \dots \dots \text{section non vérifiée en flexion bi - axiale} \end{aligned}$$

On augmente la section ; on opte pour un IPE270 :

### c) Classe de la section :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchié :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{10,2} = 6,61 < 10 \implies \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72 \implies \text{âme de classe 01.}$$

$\implies$  Section de classe 01.

Avec :  $W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$ ;  $W_{pl,z} = 97 \text{ cm}^3$ ;  $G = 36,1 \text{ Kg/m}$ .

Ainsi :  $G = [(162 \times 1,57) + 36,1] = 290,44 \text{ Kg/ml. } \downarrow$

$$\text{➤ } M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{(1,35G) l^2}{8} = \frac{(1,35 \times 290,44) 6^2}{8} = 1764,42 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(484)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(97)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 2072,27 \text{ daN.m}$$

$$= \Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{1411,96}{10340} \right)^2 + \left( \frac{1764,42}{2072,27} \right)^1$$

$= 0,87 < 1$  ... .. section vérifiée en flexion bi – axiale

#### d) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

On a:  $A_{vz} = 22,1 \text{ cm}^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 45,9 - 22,14 = 23,8 \text{ cm}^2$

$$\text{➤ } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{313,77 \times 6}{2} = 941,31 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{y.sd} = \frac{Q_{y.sd} l}{2} = \frac{392,1 \times 6}{2} = 1176,28 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{22,1 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 27258,80 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{23,76 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 29355,63 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 941,31 \text{ daN} \lll V_{plz.Rd} = 27258,80 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Et

$$V_{y.sd} = 1176,28 \text{ daN} \lll V_{ply.Rd} = 29355,63 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section en IPE270 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse car la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute la longueur par le mur.

### III.4.3 Vérification a l'ELS :

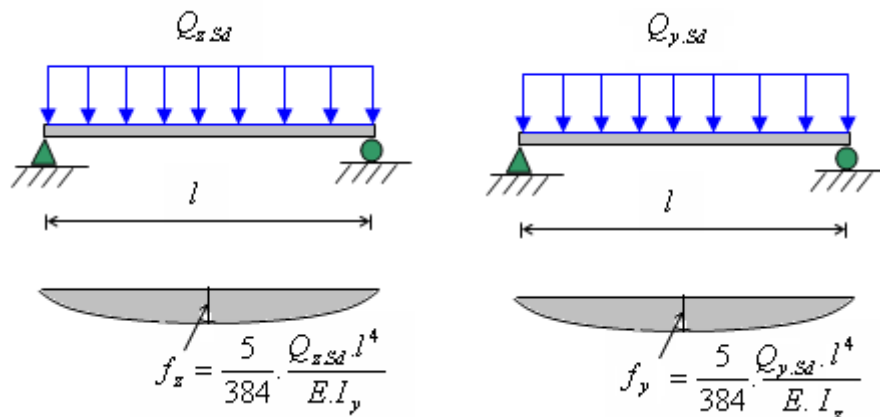


Fig. III.13 : vérification de la flèche.

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

$$\text{Condition de vérification : } f \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm.}$$

Flèche verticale suivant (Z\_Z) :

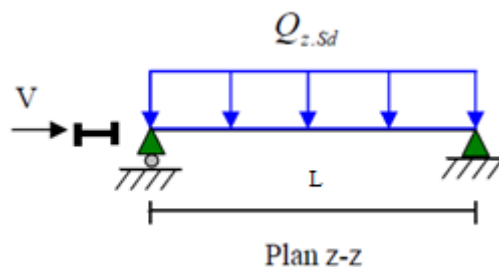
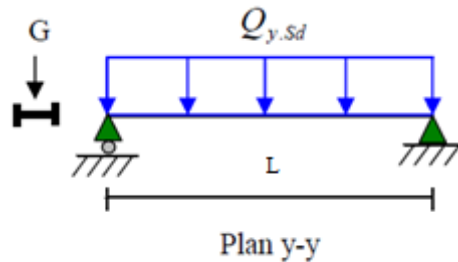


Fig. III.14 : flèche horizontale.

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{209,18 \times 10^{-2} \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(5790)} = 0,29\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Flèche verticale suivant (Y\_Y) :

La longueur de flexion est réduite a  $l = 3\text{m}$  en la présence du mur qui maintien la lisse.



**Fig. III.15 :** flèche verticale.

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_{y.sd} \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \frac{2,6474 \times (300)^4}{(2,1 \times 10^6)(419,9)} = 0,346 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Flèche vérifiée .

$\Rightarrow$  Le profilé laminé (IPE270) est vérifié à l'état limite de service.

#### III.4.4 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE270) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

#### III.5 Etude du plancher collaborant :

Le **plancher collaborant** également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de gros œuvre porteuse destinée au rez-de-chaussée ou pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction. Le plancher collaborant se distingue par sa grande capacité portante, sa rapidité de mise en œuvre et son coût moindre.

Pour le dallage du premier niveau (partie bureaux), nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HAIRCOL59 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques de portée de 04 mètres et espacées de 01 mètre.

L'interaction (poutre métallique-dalle en béton armé) sera assurée par des goujons de type NELSON qui vont lier les poutres à la dalle en béton armé.

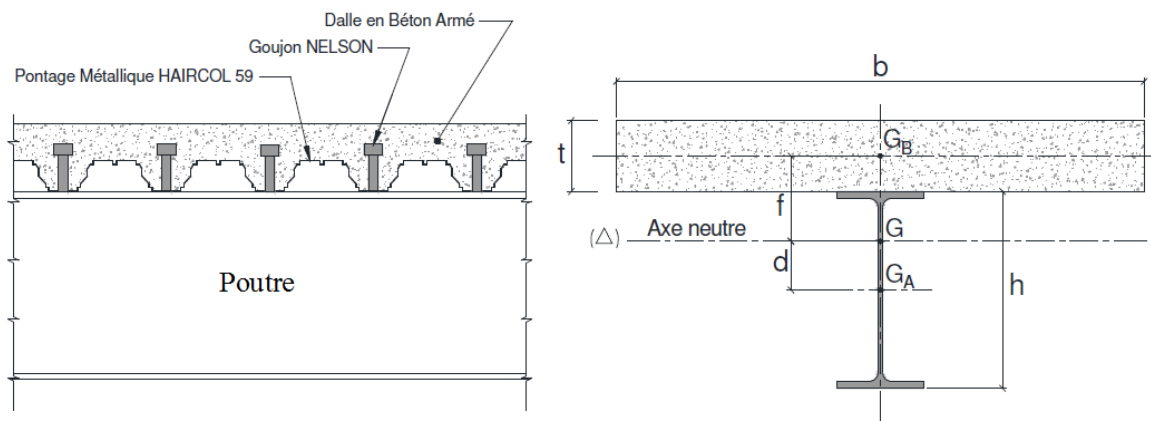


Fig. III.16 : Détails du plancher.

### III.5.1 Epaisseur de la dalle :

D'après l'article (10-1-5) du manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspiré de l'Eurocode 1994-1-1, on a :

- Epaisseur de la dalle :  $\begin{cases} h \geq 80\text{mm} \\ h \geq 90\text{mm si la dalle travail aussi en poutre mixte} \end{cases}$
- Epaisseur de la partie non nervurée :  $\begin{cases} h_c \geq 40\text{mm} \\ h_c \geq 50\text{mm si la dalle travail aussi en poutre} \end{cases}$

On part sur une dalle en béton armé avec :  $\begin{cases} h = 110\text{mm} > 90\text{mm} \\ h_c = h - h_p = 51\text{mm} > 50\text{mm} \end{cases}$

### III.5.2 Largeur participante (efficace) de la dalle :

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} \text{ Avec : } b_1 = 01\text{ m}; b_2 = 01\text{m}$$

$$L_e(\text{poutre isostatique}) = L = L_e = 4\text{m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = 0,5\text{m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} \text{ Avec : } b_1 = 01\text{ m}; b_2 = 01\text{m}$$

$$L_e(\text{poutre isostatique}) = L = L_e = 4\text{m}$$

$$\Rightarrow b_{e2} = 0,5\text{m}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 0,5 + 0,5 = 01\text{m}$$

### III.5.3 Pré-Dimensionnement du profilé métallique de la solive :

#### 1. Calcul des efforts pondérés agissant sur la solive :

Charges permanentes :

$$G = (\rho_{\text{beton}} \cdot b \cdot e) + (p_{\text{bacs}} \cdot b) = (25 \times 1 \times 0,11) + (0,1197 \times 1) = 2,87 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitations :

Pour le pré-dimensionnement on prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ kN/ml}$$

#### 2. Combinaisons des charges:

$$Q_{z.sd} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 2,87) + (1,5 \times 0,9) = 5,22 \text{ kN/ml}$$

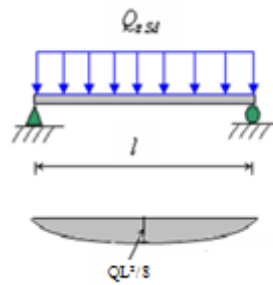


Fig. III\_17 : Pré-dimensionnement.

$$M_{ply.Rd} \geq M_{y.sd}$$

$$\triangleright M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

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

$$\Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2 \cdot \gamma_{M_0}}{8 \cdot f_y} = \frac{5,22 \times 4000^2 \times 1}{8 \times 235} = 44,42 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

On part sur un IPE120 ( $W_{pl,y} = 60,73 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ )

### III.5.4 Vérification phase de montage :

Durant la phase de montage, le plancher est soumis aux poids propre des solives, au poids du béton frais (période de réalisation), au poids du pontage ainsi qu'aux charges des ouvriers.

#### a) Evaluation des charges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la solive :  $P_s = 10,4 \text{ Kg/ml}$
  - Dalle en béton :  $P_b = 2500 \times 1 \times 0,11 = 275 \text{ Kg/ml}$
  - Pontage métallique :  $P_{PON} = 11,97 \times 1 = 11,97 \text{ Kg/ml}$
- $$G = 10,4 + 275 + 11,97 = 297,37 \text{ Kg/ml} = 2,97 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitations :

On prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ kN/ml}$$

#### b) Combinaisons des charges:

- $Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 2,97) + (1,5 \times 0,9) = 5,36 \text{ kN/ml}$
- $Q_{ELS} = G + Q = 2,97 + 0,9 = 3,87 \text{ kN/ml}$

### 3. Vérification de la solive IPE120 :

Sous l'effet des actions temporaires de la phase de construction, la solive sera sollicitée en flexion simple.

#### a) Vérification à l'ELU :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{5,36 \times 16}{8} = 10,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{60,73 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} < M_{y.Rd} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### b) Vérification à l'ELS :

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Tableau (4 - 1)Eurocode03.}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,87 \times (4^4)}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 317,8 \times 10^{-8}}$$

$$= 1,93 \text{ cm ... Article (3 – 11)Eurocode04.}$$

$$\delta_{max} < \delta \dots \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

engendrant l'instabilité de l'élément (problème de flambement)

On augmente la section ; on passe à l'IPE140 ( $W_{pl,y} = 88,34 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ )

### III.5.5 Vérification de la phase de montage (IPE140) :

Durant la phase de montage, le plancher est soumis aux poids propres des solives, au poids du béton frais (période de réalisation), au poids du pontage ainsi qu'aux charges des ouvriers.

#### 1. Evaluation des charges :

##### a) Charges permanentes :

- Poids propre de la solive :  $P_s = 12,9 \text{ Kg/ml}$
  - Dalle en béton :  $P_b = 2500 \times 1 \times 0,11 = 275 \text{ Kg/ml}$
  - Pontage métallique :  $P_{PON} = 11,97 \times 1 = 11,97 \text{ Kg/ml}$
- $$G = 12,9 + 275 + 11,97 = 299,87 \text{ Kg/ml} = 2,99 \text{ kN/ml}$$

##### b) Surcharges d'exploitations :

On prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ kN/ml}$$

#### 2. Combinaisons des charges:

- $Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 2,99) + (1,5 \times 0,9) = 5,386 \text{ kN/ml}$
- $Q_{ELS} = G + Q = 2,97 + 0,9 = 3,89 \text{ kN/ml}$

#### 3. Vérification de la solive IPE140 :

Sous l'effet des actions temporaires de la phase de construction, la solive sera sollicitée en flexion simple.

##### a) Classe du profilé :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,28 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01

### b) Vérification à l'ELU :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{5,386 \times 16}{8} = 10,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 20,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} < M_{ply.Rd} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Vérification du cisaillement :

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l}{2} = \frac{5,386 \times 4}{2} = 10,77 \text{ kN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{746 \times (0,235 / \sqrt{3})}{1} = 101,21 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} \ll V_{plz.Rd} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### c) Vérification à l'ELS :

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Tableau (4 - 1)Eurocode03.}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,89 \times (4^4)}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 541,2 \times 10^{-8}} \\ = 1,14 \text{ cm} \dots \text{Article (3 - 11)Eurocode04.}$$

$$\delta_{max} > \delta \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Les solives en IPE140 conviennent pour la phase de montage.

### III.5.6 Vérification phase d'exploitation :

Après durcissement de la dalle en béton, cette dernière formera avec les solives le corps du plancher collaborant. Cette section mixte (acier – béton) travaillera d'une façon homogène pour reprendre toutes les charges permanentes et les surcharges d'exploitation pouvant solliciter le plancher durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

#### 1. Evaluation des charges :

##### a) Charges permanentes :

Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier ciment	0,02	18	0,36
Briques creuses	0,1	9	0,9
Enduit en mortier	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du mur			1,62

Tab. III.3 : Calcul du poids du mur.

- Poids propre de la solive :  $P_s = 12,9 \text{ Kg/ml}$
  - Poids des murs en maçonnerie :  $P_{murs} = 162 \times 3,6 = 583,2 \text{ Kg/ml}$
  - Dalle en béton :  $P_b = 2500 \times 1 \times 0,11 = 275 \text{ Kg/ml}$
  - Pontage métallique :  $P_{PON} = 11,97 \times 1 = 11,97 \text{ Kg/ml}$
  - Revêtement de sol en carrelage :  $P_c = 60 \times 1 = 60 \text{ Kg/ml}$
  - Faux plafond mécanique en plâtre :  $P_{FP} = 15 \times 1 = 15 \text{ Kg/ml}$
- $$G = 12,9 + 275 + 11,97 + 60 + 15 + 583,2 = 958,07 \text{ Kg/ml} = 9,58 \text{ kN/ml}$$

##### b) Surcharges d'exploitations :

On prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

#### 2. Combinaisons des charges:

- $Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 9,58) + (1,5 \times 2,5) = 16,68 \text{ kN/ml}$
- $Q_{ELS} = G + 0,6Q = 9,58 + 2,5 = 12,08 \text{ kN/ml}$

### 3. Vérifications à l'ELU :

#### I. Calcul des sollicitations internes :

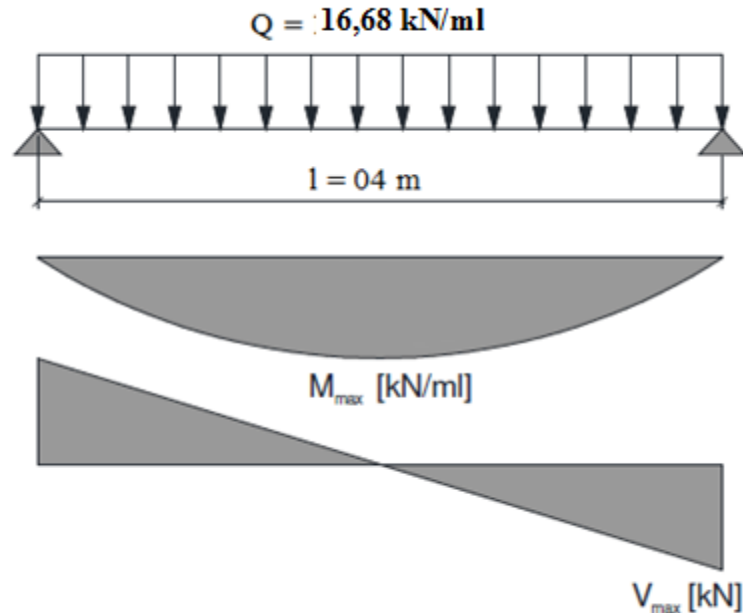


Fig. III.18 : Sollicitations internes.

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{16,68 \times 16}{8} = 33,36 \text{ kN.m}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l}{2} = \frac{16,68 \times 4}{2} = 33,36 \text{ kN}$$

#### II. Moment plastique résistant :

Selon l'article (3-7-7-1) de l'Eurocode 04, pour une dalle de type mixte avec les ondes de la tôle profilée perpendiculaires à l'axe de la poutre en acier, l'expression du moment plastique résistant pour une section sous moment positif dépend de la position de l'axe neutre plastique.

Position de l'axe neutre :

Désignant respectivement par  $F_a$  et  $F_c$  les résistances plastiques du profilé en traction et de la dalle en compression :

$$\blacktriangleright F_a = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 1640}{1} = 385,4 \text{ kN}$$

$$\triangleright F_c = h_c \cdot b_{eff}^+ \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_{CK}}{\gamma_c} \right) = 51 \times 1000 \times \left( \frac{0,85 \times 25}{1,5} \right) = 722,5 \text{ kN}$$

$$F_a < F_c \Rightarrow \text{Axe neutre dans le béton.}$$

Côte de l'axe neutre :

$$Z = \frac{F_a}{\left( b_{eff} \cdot \frac{0,85}{\gamma_c} \cdot f_{CK} \right)} \quad \text{Avec:} \quad Z \leq h_c$$

$$Z = \frac{385400}{1000 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 27,2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_{ply.Rd} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 385400 \left( \frac{140}{2} + 59 + 51 - \frac{27,2}{2} \right) = 64,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} < M_{ply.Rd} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### III. Résistance plastique au cisaillement :

Selon l'article (3-8-1) de l'Eurocode 04 l'effort de cisaillement vertical est repris partiellement par la dalle mais il n'existe pas de modèle mécanique simple pour exprimer cette contribution, c'est pourquoi, on suppose que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme du profilé en acier exactement comme si la section n'était pas mixte.

Ya lieu de vérifier la condition de résistance suivante :  $V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$ , ainsi que tenir compte de l'effet de l'interaction entre effort tranchant et moment fléchissant si il ya lieu.

Par ailleurs, le risque de voilement par cisaillement est exclu, car, la section de l'âme du profilé métallique est de classe 01.

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{7,64 \cdot 10^{-1} \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 103,65 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} < V_{plz.Rd} \dots \dots \dots \text{Résistance vérifiée}$$

$$V_{z.sd} < \frac{V_{plz.Rd}}{2} \dots \dots \dots \text{Pas d'interaction}$$

#### 4. Vérification à l'ELS (flèche) :

Conformément aux indications données par l'article (3-2-2) de l'Eurocode 04, la flèche de la poutre doit être calculée avec la combinaison quasi-permanente.

##### I. Moment d'inertie homogénéisé ( $I_h$ ):

- $I_a = 541,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
- $A_a = 1640 \text{ mm}^2$
- $H_a = 140 \text{ mm}$
- $H_p = 59 \text{ mm}$
- $H_c = 51 \text{ mm}$
- $b_{eff} = 1000 \text{ mm}$
- $n = \frac{E_a}{(E_{cm}/2)} = 13,8$

Aire de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} = 1640 + \frac{1000 \times 51}{13,8} = 5335,65 \text{ mm}^2$$

- $A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 5335,65 (70 + 59) = 688298,85 \text{ mm}^3$
- $\frac{b_{eff} \cdot h_c^2}{2n} = \frac{1000 \times (51)^2}{27,6} = 95239,13 \text{ mm}^3$

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{b_{eff} \cdot h_c^2}{2n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance  $Z_e$  de la face supérieure de la dalle :

$$Z_e = \frac{A_a}{A_h} \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{1}{A_h} \times \frac{b_{eff} \cdot h_c^2}{2n}$$

$$Z_e = \left[ \frac{1640}{5335,65} \left( \frac{140}{2} + 59 + 51 \right) \right] + \left[ \frac{1}{5335,65} \times \frac{1000 \times (51)^2}{27,6} \right] = 73 \text{ mm}$$

$$I_h = \left\{ \left[ I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right)^2 \right] + \left[ \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right] \right\}$$

$$I_h = \left\{ \left[ 541,2 \cdot 10^4 + 1640 (70 + 59 + 51 - 73)^2 \right] + \left[ \frac{1000 \times 51}{13,8} \left( \frac{51^2}{12} + \left( 73 - \frac{51}{2} \right)^2 \right) \right] \right\}$$

$$= 3332,77 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

## II. Flèche maximale de la poutre :

### a) Phase de montage :

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_a} = \delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,89 \times (4^4)}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 541,2 \times 10^{-8}} = 0,0114 \text{ m}$$

$$= 1,14 \text{ cm} \dots \text{Article (3 - 11)Eurocode04.}$$

### b) Phase d'exploitation :

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_h} = \frac{5 \times 12,08 \times (4^4)}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 3332,77 \times 10^{-8}} = 0,57 \text{ cm.}$$

### c) Flèche admissible :

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

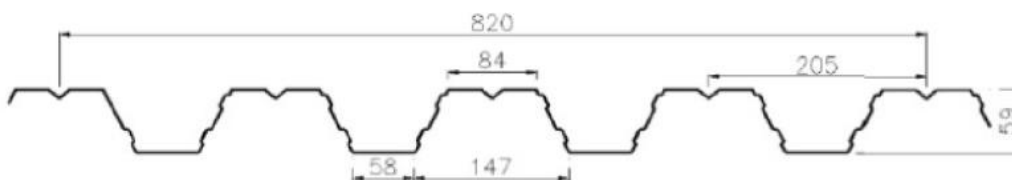
$$\delta_{max} > \delta \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## III.5.7 Vérification du pontage métallique :

Le pontage métallique de type HAIRCOL59 sera conçu tel un coffrage perdu lors de la phase d'exécution du plancher mixte, ainsi, il devra supporter son poids propre, le poids du béton frais et les surcharges d'exécution.

La vérification du pontage se fera sur une bande de 01 mètre de largeur.

Caractéristique du pontage métallique HAIRCOL59 :



**Fig. III.19 :** Caractéristiques du pontage HAIRCOL59.

- Hauteur  $H = 59 \text{ mm}$ .
- Epaisseur :  $e = 01 \text{ mm}$ .
- Module de Young :  $E = 210 \text{ MPA}$ .
- Limite d'élasticité :  $F_y = 320 \text{ MPA}$ .
- Moment d'inertie :  $I_y = 74,56 \text{ cm}^4/\text{ml}$ .
- Module d'inertie :  $W_{ply} = 28,03 \text{ cm}^3$ .
- Largeur du bac :  $l_{bac} = 147 + 58 = 205 \text{ mm}$
- $b_1 = 121 \text{ mm}$
- $b_2 = 58 \text{ mm}$

**1. Evaluation des charges :****a) Charges permanentes :**

- Dalle en béton :  $P_b = 2500 \times 1 \times 0,11 = 275 \text{ Kg/ml}$
  - Pontage métallique :  $P_{PON} = 11,97 \times 1 = 11,97 \text{ Kg/ml}$
- $$G = 275 + 11,97 = 286,97 \text{ Kg/ml} = 2,87 \text{ kN/ml}$$

**b) Surcharges d'exploitations :**

On prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ kN/ml}$$

**2. Combinaisons des charges:**

- $Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 2,87) + (1,5 \times 0,9) = 5,225 \text{ kN/ml}$
- $Q_{ELS} = G + Q = 2,87 + 0,9 = 3,77 \text{ kN/ml}$

**3. Vérification à l'ELU :**

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{5,225 \times 1}{8} = 0,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{28,03 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 6,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} < M_{ply.Rd} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**4. Vérification à l'ELS (flèche) :**

$$\delta_{max} = \frac{L}{180} = \frac{100}{180} = 0,55 \text{ cm} \dots \dots \text{selon EN1994 - 1 - 1(12/2004)}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,77 \times (1^4)}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 74,56 \times 10^{-8}} = 0,03 \text{ cm.}$$

$$\delta_{max} > \delta \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## 5. Conclusion :

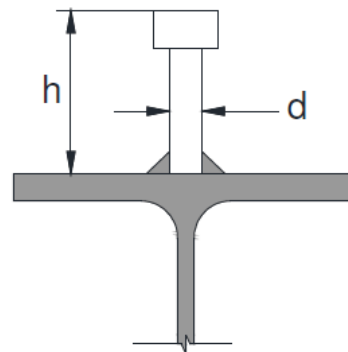
Le pontage métallique HAIRCOL59 résiste à la phase de montage et peut jouer le rôle de coffrage perdu pour le plancher collaborant sans nécessité d'étayement.

### III.5.8 Calcul des connexions acier-béton :

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

Pour notre projet, nous optons pour des goujons NELSON ayant les caractéristiques suivantes :

- $d = 19\text{mm}$
- $h = 90\text{mm}$
- $F_y = 275\text{MPa}$
- $F_u = 415\text{MPa}$



**Fig. III.20 :** Connecteurs type NELSON.

On détermine tout d'abord la résistance de calcul au cisaillement  $P_{Rd}$  d'un goujon en dalle pleine. Selon Article 3-10-2 Eurocode 04, elle est donnée par la plus petite valeur des deux résistances suivantes :

Résistance vis-à-vis d'une rupture d'un de goujon :

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_v} \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

Avec :

- $f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon :  $f_u = 415\text{ N/mm}^2$
- $d$  : Diamètre du goujon :  $d = 19\text{ mm}$  .
- $\gamma_v$  : Facteur partiel adoptée :  $\gamma_v = 1,25$ .

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \cdot \frac{415}{1,25} \cdot \frac{\pi (19)^2}{4} = 75,3\text{ kN}$$

## 1. Résistance vis-à-vis d'une ruine par éclatement et fendage du béton :

$$P_{Rd}^{(2)} = 0,29 \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$$

Avec  $\alpha$  facteur correctif :

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \dots \dots \dots \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4; \\ \text{ou} \\ 1 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{si } \frac{h}{d} > 4. \end{cases}$$

- $h$  : Hauteur nominale hors-tout du goujon.
- $f_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton en compression  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm}$  : Valeur moyenne du module d'élasticité du béton correspondant à  $f_{ck}$  ;  
 $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{19} = 4,7 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0,29 \times 1 \times (19)^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 73,13 \text{ kn}$$

On prend

$$P_{Rd} = 73,13 \text{ kN}$$

En faite la dalle est mixte et on va utiliser deux goujons dans une onde connectée ( $n_r = 2$ ). Les ondes étant perpendiculaires à l'axe de la poutre, le facteur de réduction de résistance de calcul au cisaillement d'un goujon vaut :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \left[ \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \right] \leq 1$$

Avec :

- $n_r$  : Nombre de goujons par onde :  $n_r = 2$
- $b_0$  : Largeur moyenne d'une onde :  $b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = 89,5 \text{ mm}$

A condition que :

- $h_p = 59 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- $b_0 = 85,9 \text{ mm} > h_p = 59 \text{ mm} \dots \dots \dots$  vérifiée
- $h = 90 \text{ mm} < h_p + 75 \text{ mm} = 134 \text{ mm} \dots \dots \dots$  enrobage du goujon vérifié

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{2}} \left[ \frac{89,5}{59} \times \left( \frac{90}{59} - 1 \right) \right] = 0,395$$

On retiendra que pour un goujon :

$$k_t \cdot P_{Rd} = 0,395 \times 73,13 = 28,89 \text{ kN}$$

## 2. Longueur critique :

Qui représente la distance du point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par le moment de flexion ( $M_{max}$ ) :

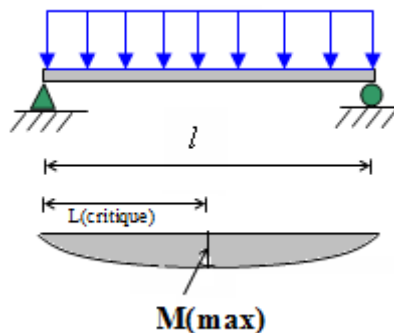


Fig. III.21 : Longueur critique.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 02m$$

## 3. Effort de cisaillement :

L'effort totale de cisaillement longitudinale  $V_{ln}$  s'exerçant sur chaque longueur critique (c'est-à-dire chaque demi-travée de poutre) est donné par :

$$V_{ln} = \min(F_a ; F_c)$$

Avec :

$$\text{➤ } F_a = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 1640}{1} = 385,4 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } F_c = h_c \cdot b_{eff}^+ \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_{cK}}{\gamma_c} \right) = 51 \times 1000 \times \left( \frac{0,85 \times 25}{1,5} \right) = 722,5 \text{ kN}$$

$$V_{ln} = 385,4 \text{ kN}$$

## 4. Nombre et espacement des goujons :

Le nombre minimal de goujons sur la longueur critique nécessaire pour une connexion complète :

$$N = \frac{V_{ln}}{k_t \cdot P_{Rd}} = \frac{385,4}{28,89} = 13,34$$

$$N = 14 \text{ goujons}$$

Pour un espacement uniforme des goujons on aura :  $e = \frac{58}{2} + 147 = 176 \text{ mm}$

Selon le paragraphe (6-6-5-7) de l'Eurocode 04 on doit vérifier que le critère d'espacement minimal entre rangées de connecteurs est vérifié ainsi on évite une interaction éventuelle entre ceux-ci :

$$e = 176 \text{ mm} \geq 5d = 95 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

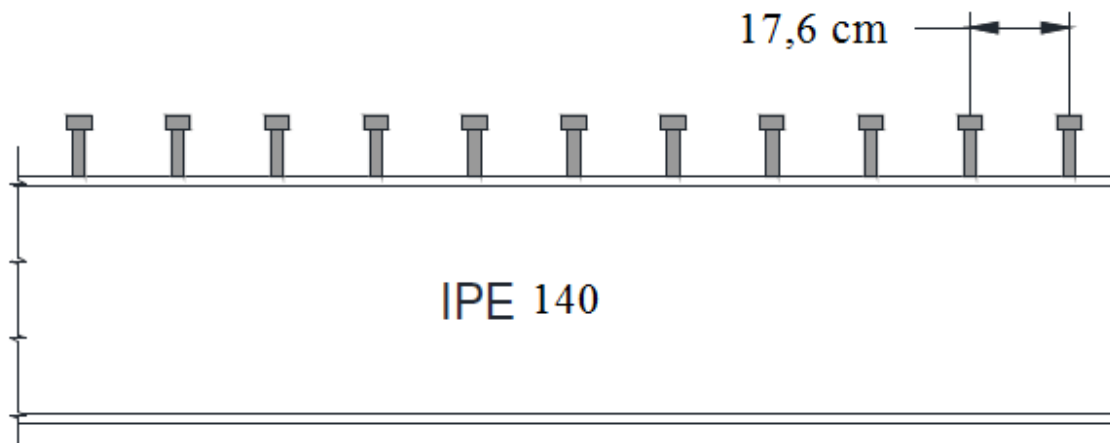


Fig. III.22 : Espacement des goujons.

##### 5. Nombre de bacs sur la longueur critique :

$$n = \frac{L_{cr}}{l_{bac}} = \frac{2000}{205} = 9,75 \text{ bacs}$$

## 6. Conclusion :

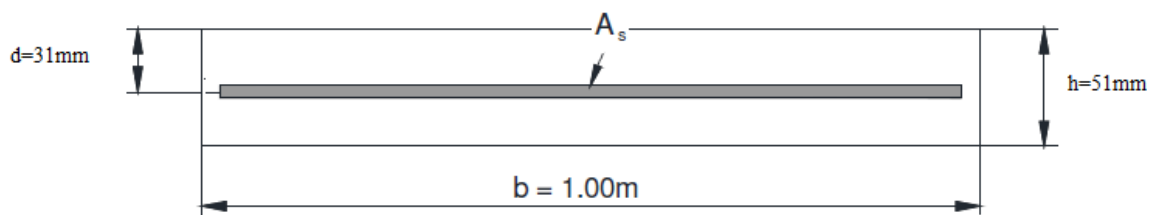
Ces connecteurs ductiles peuvent être espacés uniformément (Tous les 176mm) On soudant deux goujons dans chaque onde, on assure une connexion légèrement plus complète avec 20 goujons par demi-travée, soit 40 goujons sur la longueur totale de la poutre.

### III.5.9 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera par bondes de 01 mètre linéaire de largeur l'assimilant a une dalle qui travail aussi comme une poutre mixte.

D'après l'article (10-1-5) du manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspirer de 1994-1-1, on a :

- Section d'armature dans chacune des directions :  $A_s \geq 0,8 \text{ cm}^2/ml$
- Espacement des armatures :  $e < \min(2h ; 350mm) \Rightarrow e < \min(280 ; 350) \Rightarrow e < 280mm$



**Fig. III.23 :** Disposition d'armatures.

Selon l'article (4-3-4) du BAEL 91 pour armatures de dalle on a :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$M_u = \frac{16,68 \times (1^2)}{8} = 2,085 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,085 \cdot 10^{-3}}{1 \times (0,031^2) \times 14,17} = 0,153$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}] = 0,2 \Rightarrow \alpha < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A } [A_s = 0]$$

$$Z_b = d \cdot [1 - 0,4 \alpha] = 0,031 [1 - 0,4 \times 0,153] = 0,03m$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{2,085 \cdot 10^{-3}}{0,03 \times 434,78} = 1,6 \cdot 10^{-4} m^2 = 1,6 cm^2$$

Selon l'article (7-5-2-1) du RPA99-version 2003 pour armatures de dalle on a :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5 % de la section transversale du béton, ainsi, nous avons :

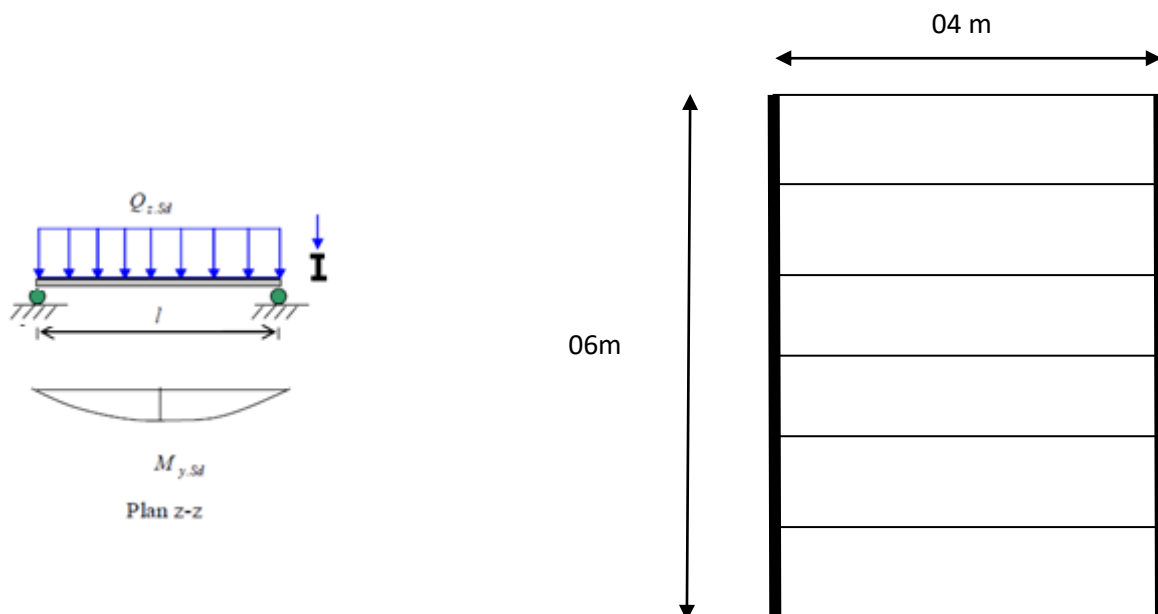
$$A_{min} = 0,5 \times 1 \times 0,051 \times \frac{10^4}{100} = 2,55 cm^2$$

⇒ Nous optons pour 05 HA10 espacées de 20cm dans chacune des deux direction

$$A_s = 3,93 cm^2$$

### III.5.10 Etude des poutres principales sur qui repose le plancher :

Le plancher est posé sur deux poutres principales qui a leur tour sont supporter par les potelets du hangar ; ainsi les poutres reprennent les charges du plancher mixte et les charges revenant a leur poids propre.



**Fig. III.24 :** Chargement de la poutre principale.

**Fig. III.25 :** Disposition des poutres principales.

En pratique le chargement de la poutre est sous forme de sept (07) charges concentrées car le plancher repose sur sept poutres secondaires qui a leur tour transmettent aux poutres principales.

## 1. Pré-Dimensionnement de la poutre principale :

### a) Evaluations des charges :

Charges permanentes :

$$G = (\rho_{\text{beton}} \cdot \text{largeur} / 2 \cdot e) + (p_{\text{bacs}} \cdot \text{largeur} / 2) + (p_{\text{poutre}} \cdot \text{largeur} / 2)$$

$$= \left( 25 \times \frac{4}{2} \times 0,11 \right) + \left( 0,1197 \times \frac{4}{2} \right) + \left( 0,129 \times \frac{4}{2} \right) = 6 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitations :

Pour le pré-dimensionnement on prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 2,5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ kN/ml}$$

### b) Combinaisons des charges:

$$Q_{z.sd} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 6) + (1,5 \times 5) = 15,6 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ply.Rd} \geq M_{y.sd}$$

$$\triangleright M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

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

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2 \cdot \gamma_{M_0}}{8 \cdot f_y} = \frac{15,6 \times 6000^2 \times 1,1}{8 \times 235} = 328,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

On part sur un IPE240 ( $W_{ply} = 366,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ )

## 2. Vérification de la poutre en IPE240 :

### • Vérification aux ELU :

#### 1. Vérification de la section :

##### a) Classe de la section :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,12 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,7 < 72 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

### b) Evaluations des charges :

Charges permanentes :

$$\begin{aligned} G &= p_{IPE240} + (\rho_{\text{beton}} \cdot \text{largeur} / 2 \cdot e) + (p_{\text{bacs}} \cdot \text{largeur} / 2) + (p_{\text{poutre}} \cdot \text{largeur} / 2) \\ &= 0,307 + \left( 25 \times \frac{4}{2} \times 0,11 \right) + \left( 0,1197 \times \frac{4}{2} \right) + \left( 0,129 \times \frac{4}{2} \right) \\ &= 6,307 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

Charges d'exploitations :

Pour le pré-dimensionnement on prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 2,5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ kN/ml}$$

### c) Combinaisons des charges:

$$Q_{z.sd} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 6,307) + (1,5 \times 5) = 16 \text{ kN/ml}$$

### d) Calcul des sollicitations internes :

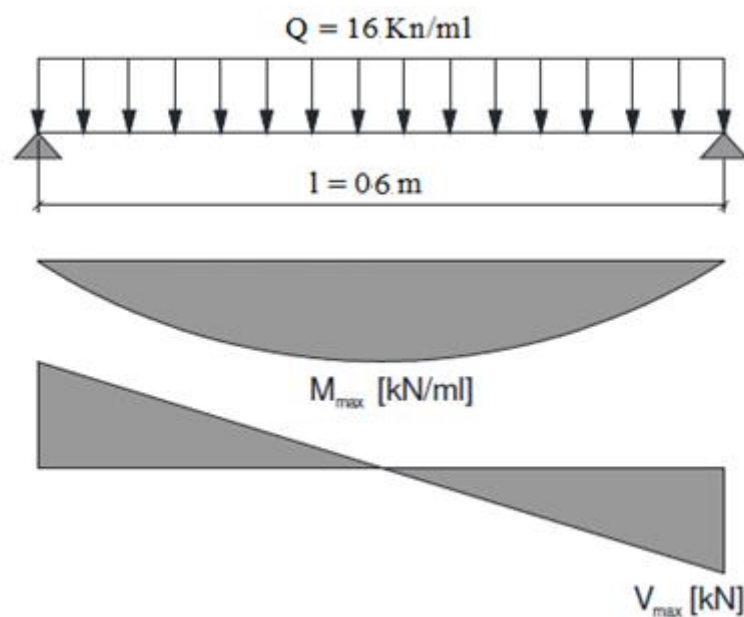


Fig. III.26 : Sollicitations internes.

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{16 \times 36}{8} = 72 \text{ kN.m}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l}{2} = \frac{16 \times 6}{2} = 48 \text{ kN.}$$

### e) Moment plastique résistant :

Selon l'article (5-4-5-2) de l'Eurocode 03, on a :

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(366,6)(2350) \times 10^{-4}}{1,1} = 78,32 \text{ kN.m}$$

### f) Résistance plastique au cisaillement :

Selon l'article (5-4-5-2) de l'Eurocode 03, on a :

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{19,14 \left( \frac{23,50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 236 \text{ kN}$$

- $M_{y.sd} < M_{ply.Rd} \dots \dots \dots$  vérifié
- $V_{z.sd} < V_{plz.Rd} \dots \dots \dots$  résistance vérifiée
- $V_{z.sd} < \frac{V_{plz.Rd}}{2} \dots \dots \dots$  Pas d'interaction

⇒ La section en IPE240 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Selon l'article (5-5-2) de l'Eurocode 03, la résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement est la suivante :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

Avec :

$M_{b.Rd}$ : Moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$ : Section de classe 01.

L'élançement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Calcul du moment critique du déversement élastique  $M_{cr}$  :

On supposera que la charge est appliquée au centre de gravité de la section, ainsi on écrit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $I_t = 12,88 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie de torsion.
- $I_w = 37,39 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$  : Facteur de gauchissement.
- $I_z = 283,6 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie autour de l'axe Z.
- $C_1 = 1,132$  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.

(Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)

- $l = 6 \text{ m}$ :longueur de flambement latérale.

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 283,6}{600^2} \left[ \frac{37390}{283,6} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 12,88}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 283,6} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{58779415,97}{600^2} \left[ \frac{37390}{283,6} + \frac{37094,4 \times 10^6}{58779415,97} \right]^{0,5} = 5105,147 \text{ kn.cm}$$

$$= 51,05 \text{ kn.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{366,6 \times 23,5}{5105,147}} = 1,3$$

Pour une section en I, on a aussi :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } i_z = 2,69 \text{ cm ; } h = 24 \text{ cm ; } t_f = 0,98 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/2,69}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/2,69}{24/0,98} \right)^2 \right]^{0,25}} = 139,179$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{139,179}{93,9} = 1,48 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

On prendra  $\overline{\lambda}_{LT \min} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,3$

Axe de flambement Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{24}{12} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8 \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode 03 :

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,3 - 0,2) + 1,3^2] = 1,46$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,46 + [1,46^2 - 1,3^2]^{0,5}} = 0,47$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élanement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 1,3$ .

{1,3 → 0,4703

$$\chi_{LT} = 0,4703$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,4703 \times 78,32 = 36,83 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{72}{36,83} = 1,9 > 1 \dots \dots \text{Elément non vérifié au diversement .}$$

On augmente de section on opte pour un IPE300 ( $W_{pl,y} = 628,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ )

### 3. Vérification de la poutre en IPE300 :

#### • Vérification aux ELU :

##### 1. Vérification de la section :

##### a) Classe de la section :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

**b) Evaluations des charges :**

Charges permanentes :

$$\begin{aligned} G &= p_{IPE300} + (\rho_{\text{beton}} \cdot \text{largeur} / 2 \cdot e) + (p_{\text{bacs}} \cdot \text{largeur} / 2) + (p_{\text{poutre}} \cdot \text{largeur} / 2) \\ &= 0,422 + \left( 25 \times \frac{4}{2} \times 0,11 \right) + \left( 0,1197 \times \frac{4}{2} \right) + \left( 0,129 \times \frac{4}{2} \right) \\ &= 6,422 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

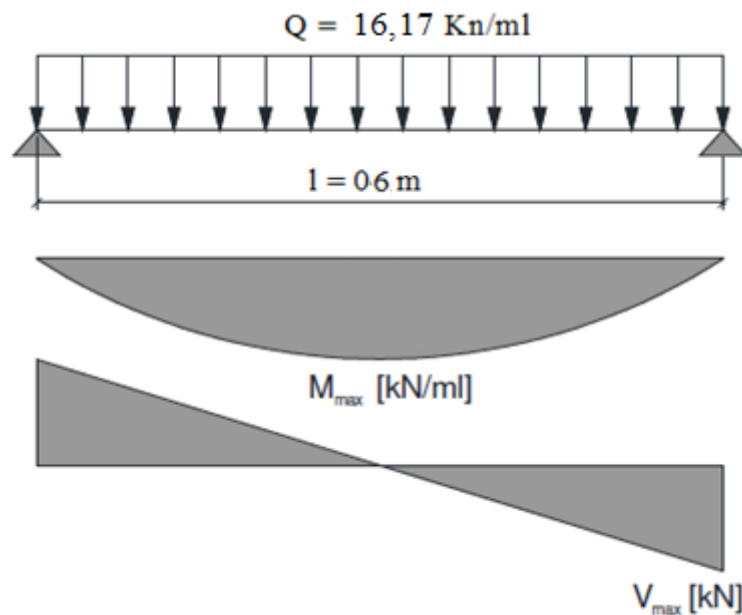
Charges d'exploitations :

Pour le pré-dimensionnement on prend compte des surcharges de construction :

$$Q = 2,5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ kN/ml}$$

**c) Combinaisons des charges:**

$$Q_{z.sd} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 6,422) + (1,5 \times 5) = 16,17 \text{ kN/ml}$$

**d) Calcul des sollicitations internes :**

**Fig. III.27 :** Sollicitations internes.

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l^2}{8} = \frac{16,17 \times 36}{8} = 72,765 \text{ kN.m}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{ELU} \cdot l}{2} = \frac{16,17 \times 6}{2} = 48,51 \text{ kN.}$$

**e) Moment plastique résistant :**

Selon l'article (5-4-5-2) de l'Eurocode 03, on a :

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(628,4)(2350) \times 10^{-4}}{1,1} = 134,25 \text{ kN.m}$$

**f) Résistance plastique au cisaillement :**

Selon l'article (5-4-5-2) de l'Eurocode 03, on a :

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{25,68 \left( \frac{23,50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 316,75 \text{ kN}$$

- $M_{y.sd} < M_{ply.Rd} \dots \dots \dots$  vérifié
- $V_{z.sd} < V_{plz.Rd} \dots \dots \dots$  résistance vérifiée
- $V_{z.sd} < \frac{V_{plz.Rd}}{2} \dots \dots \dots$  Pas d'interaction

⇒ La section en IPE300 est vérifiée.

**2. Vérification de l'élément au déversement :**

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Selon l'article (5-5-2) de l'Eurocode 03, la résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement est la suivante :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

Avec :

$M_{b.Rd}$ : Moment résistant au déversement.

$\beta_w = 1$ : Section de classe 01.

L'élancement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

Calcul du moment critique du déversement élastique  $M_{cr}$  :

On supposera que la charge est appliquée au centre de gravité de la section, ainsi on écrit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $I_t = 20,12 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie de torsion.
- $I_w = 125,9 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$  : Facteur de gauchissement.
- $I_z = 603,8 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie autour de l'axe Z.
- $C_1 = 1,132$  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.  
(Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)
- $l = 6 \text{ m}$ :longueure de flambement latérale.

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 603,8}{600^2} \left[ \frac{125900}{603,8} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 20,12}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 603,8} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{125144609,9}{600^2} \left[ \frac{125900}{603,8} + \frac{57945,6 \times 10^6}{125144609,9} \right]^{0,5} = 10197,47 \text{ kn.cm}$$

$$= 101,97 \text{ kn.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{628,4 \times 23,5}{10197,47}} = 1,2$$

Pour une section en I, on a aussi :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{avec } i_z = 3,35 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } t_f = 1,07 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/3,35}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/3,35}{30/1,07} \right)^2 \right]^{0,25}} = 102,1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{102,1}{93,9} = 1,09 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

On prendra  $\overline{\lambda}_{LT_{min}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,09$

Axe de flambement Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49)

de l'Eurocode 03 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,1875$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,1875 + [1,1875^2 - 1,09^2]^{0,5}} = 0,6$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 1,09$ .

$$\begin{cases} 1 \rightarrow 0,6656 \\ 1,1 \rightarrow 0,596 \end{cases} \Rightarrow 1,09 \rightarrow 0,6$$

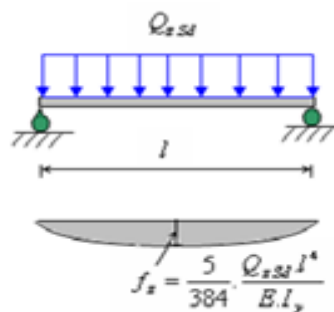
$$\chi_{LT} = 0,6$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,6 \times 134,25 = 80,55 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} = \frac{72,765}{80,55} = 0,9 < 1 \dots \dots \text{Elément vérifié au diversement .}$$

$\Rightarrow$  Le profilé laminé choisi (IPE300) est vérifié à l'état limit ultime

- **Vérifications à l'ELS :**



**Fig. III.28 :** Vérification de la flèche.

- ❖ **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{16,17 \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(8356)} = 1,55 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Le profilé laminé choisi (IPE300) est vérifié à l'état limit de service.

#### 4. Conclusion :

Le profilé laminé choisit (l'IPE300) est vérifié aux états limites ultimes et de services; delà on peut conclure qu'il convient comme poutre principale supportant le plancher mixte.

### III.6 Etude des potelets :

Les potelets sont généralement des profilés en I ou en H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux.

Ils sont placés verticalement entre les poteaux du pignon et ils constituent des appuis intermédiaires aux lisses de bardage.

Les potelets travaillent en compression composés d'où ils sont fléchis par l'effet du vent sur la paroi du pignon et compresser sous l'effet des charges permanentes.

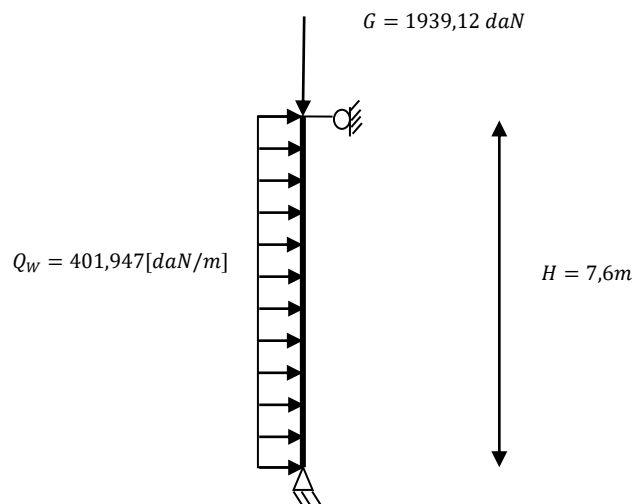


Fig. III.29 : Chargements sur le potelet.

#### III.6.1 Evaluations des charges :

##### a) Charges verticales (charges permanentes) :

Les potelets reprennent leurs poids propre et une partie du plancher mixte mais pas celui du mur car son poids est transmis directement aux fondations.

- Dalle en béton :  $P_b = 2500 \times 6 \times 4 \times 0,11 = 6600 \text{ Kg}$
- Pontage métallique :  $P_{PON} = 11,97 \times 6 \times 4 = 287,28 \text{ Kg}$

- Poids des poutres :  $[2 \times G_{IPE300} \times 6] + [5 \times G_{IPE140} \times 4] = 764,4Kg$
- $G_{plancher} = 6600 + 287,28 + 764,4 = 7651,68Kg$

Poids supporté par un potelet :  $G = \left(\frac{7651,68}{4}\right) = 1912,92Kg = 1912,92 daN$

### b) Charges horizontale (charges du vent) :

$$V = 57,421[daN/m^2]$$

$$Q_w = 57,421 \times 7 = 401,947[daN/ml]$$

### III.6.2 Pré-Dimensionnement du potelet par critère de flèche:

La vérification de flèche se fera sous charges du vent non pondérées :  $Q_w = 401,947[daN/ml]$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot f_{adm}} = \frac{5 \times 200}{384} \frac{Q_w \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 401,947 \times 10^{-2} \times 760^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2188,06cm^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée.

On opte pour un IPE220 ( $I_y = 2772cm^4 \geq 2188,06cm^4$ )

$$\Rightarrow G = \left(\frac{7651,68}{4}\right) = 1912,92 + 26,2 = 1939,12Kg = 1939,12 daN$$

### III.6.3 Vérification de l'IPE220 à l'ELU :

#### 1. Vérifications de la résistance en section :

##### a) Classe de la section :

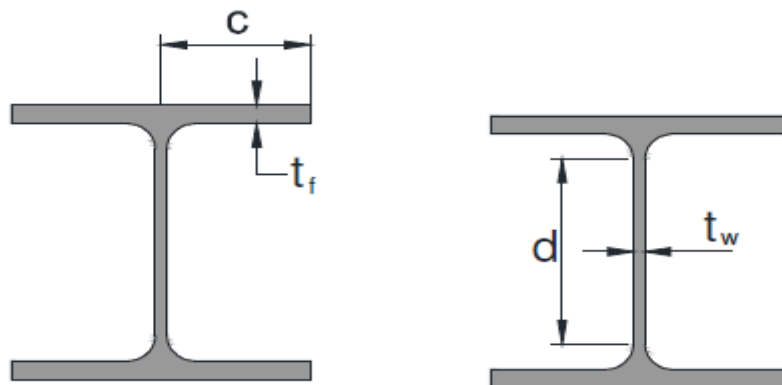


Fig. III.30 : Classification de la section.

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{110/2}{9,2} = 5,98 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30 < 33 \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

### b) Vérifications des efforts tranchants :

- $V_{z.sd} = 1,5 \times Q_w \frac{l}{2} = 1,5 \times 401,947 \times \frac{7,6}{2} = 2291,09 \text{ daN}$
- $V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{15,9 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 19611,53 \text{ daN}$

$$V_{z.sd} = 2291,09 \text{ daN} \lll V_{plz.Rd} = 19611,53 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### c) Vérifications de l'effort normal :

- $N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1939,12 = 2617,81 \text{ daN}$
- $N_{pl.Rd} = \frac{A(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{33,4 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 41196,56 \text{ daN}$

$$N_{sd} = 2617,81 \text{ daN} \lll N_{pl.Rd} = 41196,56 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### d) Vérifications du moment fléchissant:

Selon l'article 5.4.9 de l'Eurocode 3, il y lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement.

- $V_{z.sd} < \frac{V_{plz.Rd}}{2} : 2291,09 \text{ daN} < 9805,765 \text{ daN}$   
 $\dots\dots\dots$  pas d'interaction entre V et M

Selon l'article 5.4.8.3 de l'Eurocode 3, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque l'une de ces deux conditions suivante n'est pas vérifiée :

$$\begin{aligned} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} < \frac{N_{pl,Rd}}{4} : 2617,81 daN < 10299,14 daN \dots \dots \text{vérifiée} \\ N_{sd} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M_0}} : 2617,81 daN < 11192,83 daN \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \\ \dots \dots \dots \text{pas d'interaction entre } N \text{ et } M \end{aligned}$$

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{y, sd} &= \frac{1,5 Q_w l^2}{8} = \frac{1,5 \times 401,947 \times 7,6^2}{8} = 4353,08 daN.m \\ \rightarrow M_{pl,Rd} &= \frac{W_{Ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(285)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 6088,636 daN.m \end{aligned}$$

$$M_{y, sd} = 4353,08 daN.m < M_{pl,Rd} = 6088,636 daN.m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section en IPE 220 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément :

Le potelet est sollicité en flexion due au vent et a la compression due a son poids propre et celui d'une partie du plancher ainsi il est sujet a des instabilités, on se doit de faire des vérifications vis-à-vis du flambement et du diversement.

### a) Vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure qui, soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion)



**Fig. III.31** : Flambement du potelet.

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{760}{9,11} = 83,42$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{83,42}{93,9} = 0,88$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 220/110 = 2 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a); \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,88 - 0,2) + 0,88^2] = 0,958$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,958 + [0,958^2 - 0,88^2]^{0,5}} = 0,748$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{760}{2,48} = 306,45$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{306,45}{93,9} = 3,26$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 220/110 = 2 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$  (Tableau (5-5-1)  
Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(3,26 - 0,2) + 3,26^2] = 6,334$$

$$\chi_z = \frac{1}{6,334 + [6,334^2 - 3,26^2]^{0,5}} = 0,085$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,748; 0,085) = 0,085$$

Calcul du coefficient  $k$  :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_y = 0,88(2 \times 1,3 - 4) + \frac{285 - 252}{252} = -1,115$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,115 \times 2617,81}{0,748 \times 33,4 \times 2350} = 1,049 \quad \Rightarrow k_y = 1,049$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{2617,81}{0,085 \times 41196,56} + \frac{1,049 \times 4353,08}{6088,636} = 1,497 > 1$$

... .. Elément non vérifié au flambement.

On augmente la section ; on opte pour un IPE270 :

$$G = \left( \frac{7651,68}{4} \right) = 1912,92 + 36,1 = 1949,02 \text{Kg} = 1949,02 \text{ daN}$$

### III.6.4 Vérification de l'IPE270 à l'ELU :

#### 1. Vérifications de la résistance en section :

##### a) Classe de la section :

Section de classe 01 (déjà vérifiée).

##### b) Vérifications des efforts tranchants :

$$\text{➤ } V_{z,sd} = 2291,09 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{22,1 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 27258,80 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 2291,09 \text{ daN} \lll V_{plz,Rd} = 27258,80 \text{ daN} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### c) Vérifications de l'effort normal :

$$\text{➤ } N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1949,02 = 2631,177 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{45,9 \times 2350}{1,1} = 98059,09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2631,177 \text{ daN} \lll N_{pl,Rd} = 98059,09 \text{ daN} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### d) Vérifications du moment fléchissant:

$$\text{➤ } V_{z,sd} < \frac{V_{plz,Rd}}{2} := 2291,09 \text{ daN} < 13629,4 \text{ daN}$$

... .. pas d'interaction entre V et M

$$\begin{aligned} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} < \frac{N_{pl.Rd}}{4} : 2631,177 daN < 24514,77 daN \dots \dots \text{vérifiée} \\ N_{sd} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M_0}} : 2631,177 daN < 154818 daN \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \\ \dots \dots \dots \text{pas d'interaction entre } N \text{ et } M \end{aligned}$$

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{y.sd} &= \frac{1,5 Q_w l^2}{8} = \frac{1,5 \times 401,947 \times 7,6^2}{8} = 4353,08 daN.m \\ \rightarrow M_{pl.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(484)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 10340 daN.m \end{aligned}$$

$$M_{y.sd} = 4353,08 daN.m < M_{pl.Rd} = 10340 daN.m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section en IPE 270 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément :

### a) Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \rightarrow \phi_y &= 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \\ \rightarrow \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.} \end{aligned}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{760}{11,2} = 67,85$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{67,85}{93,9} = 0,722$$

Courbe de flambement :

$\{ h/b = 270/135 = 2 > 1,2$   
 {Axe de flambement Y - Y  $\Rightarrow$  courbe de flambement(a) ;  $\alpha = 0,21$  (Tableau (5-5-1)  
 Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,722 - 0,2) + 0,722^2] = 0,815$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,815 + [0,815^2 - 0,722^2]^{0,5}} = 0,838$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

- $\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{760}{3,02} = 251,655$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{251,655}{93,9} = 2,68$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 270/135 = 2 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(2,68 - 0,2) + 2,68^2] = 4,512$$

$$\chi_z = \frac{1}{4,512 + [4,512^2 - 2,68^2]^{0,5}} = 0,122$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,838; 0,122) = 0,122$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A_{fy}} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_y = 0,72(2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0,882$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,882 \times 2631,177}{0,838 \times 45,9 \times 2350} = 1,025 \quad \Rightarrow k_y = 1,025$$

Vérification au flambement :

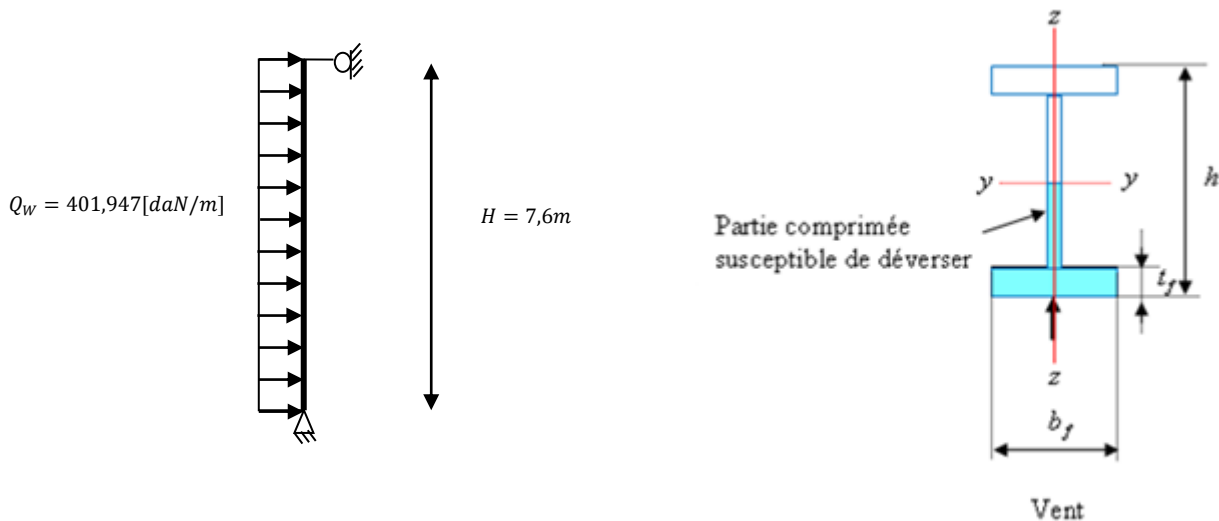
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{2631,177}{0,122 \times 98059,09} + \frac{1,025 \times 4353,08}{10340} = 0,651 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### b) Vis-à-vis du déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Dans notre cas le potelet est maintenu latéralement d'un côté par la cloison : néanmoins, il risque de déverser sur l'autre.



**Fig. III.32 :** Déversement du potelet.

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de déversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

L'élancement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\triangleright \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Tapez une équation ici.}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.

(Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)

- $l = 6m$ :longueure de flambement latérale.

- $i_z = 3,02cm$

- $h = 27cm$

- $t_f = 1,02cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/3,02}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/3,02}{27/1,02} \right)^2 \right]^{0,25}} = 133,598$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{133,598}{93,9} = 1,422 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{27}{13,5} = 2 \geq 1,2 \\ t_f < 40mm \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49)

de l'eurocode3 :

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,422 - 0,2) + 1,422^2] = 1,63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,639 + [1,639^2 - 1,422^2]^{0,5}} = 0,407$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 1,42$ .

$$\begin{cases} 1,4 \rightarrow 0,4179 \\ 1,5 \rightarrow 0,3724 \end{cases} \Rightarrow 1,42 \rightarrow 0,4083$$

$$\chi_{LT} = 0,4083$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 2,68 \times 1,3 - 0,15 = 0,3726$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,3726 \times 2631,177}{0,122 \times 45,9 \times 2350} = 0,925 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,925$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{2631,177}{0,122 \times 98059,09} + \frac{0,925 \times 4353,08}{0,4083 \times 10340} = 1,169 > 1$$

... .. Elément non vérifié au diversement .

On augmente la section ; on opte pour un IPE300 :

$$G = \left( \frac{7651,68}{4} \right) + 42,2 = 1912,92 + 42,2 = 1955,12 \text{ Kg} = 1955,12 \text{ daN}$$

### III.6.5 Vérification de l'IPE300 à l'ELU :

#### 1. Vérifications de la résistance en section :

##### a) Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{150/2}{10,7} = 7 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 38\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 38 \Rightarrow \text{âme de classe 02.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 02.

##### b) Vérifications des efforts tranchants :

$$\triangleright V_{z.sd} = 2291,09 \text{ daN}$$

$$\triangleright V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{25,7 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 31699,154 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 2291,09 \text{ daN} \lll V_{plz.Rd} = 31699,154 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### c) Vérifications de l'effort normal :

$$\triangleright N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1955,12 = 2639,412 \text{ daN}$$

$$\triangleright N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{53,8 \times 2350}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2639,412 \text{ daN} \lll N_{pl.Rd} = 114936,36 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

##### d) Vérifications du moment fléchissant:

$$\triangleright V_{z.sd} < \frac{V_{plz.Rd}}{2} := 2291,09 \text{ daN} < 15849,577 \text{ daN}$$

$\dots \dots \dots$  pas d'interaction entre V et M

$$\begin{aligned} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} < \frac{N_{pl.Rd}}{4} : 2639,412 daN < 28734,09 daN \dots \dots \text{vérifiée} \\ N_{sd} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M_0}} : 2639,412 daN < 188540,5 daN \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \\ \dots \dots \dots \text{pas d'interaction entre } N \text{ et } M \end{aligned}$$

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{y.sd} &= \frac{1,5 Q_w l^2}{8} = \frac{1,5 \times 401,947 \times 7,6^2}{8} = 4353,08 daN.m \\ \rightarrow M_{pl.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(628)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 13416,36 daN.m \end{aligned}$$

$$M_{y.sd} = 4353,08 daN.m < M_{pl.Rd} = 13416,36 daN.m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section en IPE 300 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément :

### a) Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \rightarrow \phi_y &= 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \\ \rightarrow \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.} \end{aligned}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{760}{12,5} = 60,8$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{60,8}{93,9} = 0,647$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 300/150 = 2 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement } (a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,647 - 0,2) + 0,647^2] = 0,756$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,756 + [0,756^2 - 0,647^2]^{0,5}} = 0,871$$

Flambement par rapport à l'axe fort Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{760}{3,35} = 226,86$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{226,86}{93,9} = 2,415$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 300/150 = 2 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(2,415 - 0,2) + 2,415^2] = 3,792$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,792 + [3,792^2 - 2,415^2]^{0,5}} = 0,148$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,871; 0,148) = 0,148$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_y = 0,65(2 \times 1,3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -0,782$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,782 \times 2639,412}{0,871 \times 53,8 \times 2350} = 1,018 \quad \Rightarrow k_y = 1,018$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{2639,412}{0,148 \times 114936,36} + \frac{1,018 \times 4353,08}{13416,36} = 0,485 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### b) Vis-à-vis du diversement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

L'élancement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \lambda_1 &= 93,9\varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ \text{➤ } \lambda_{LT} &= \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \end{aligned}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments. (Tableau F-1-1 et F-1-2 de l'Eurocode 03)
- $l = 6m$ :longueure de flambement latérale.
- $i_z = 3,35cm$
- $h = 30cm$
- $t_f = 1,07cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/3,35}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{600/3,35}{30/1,07} \right)^2 \right]^{0,25}} = 127,482$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{127,482}{93,9} = 1,357 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,357 - 0,2) + 1,357^2] = 1,542$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,542 + [1,542^2 - 1,357^2]^{0,5}} = 0,439$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 1,357$ .

$$\begin{cases} 1,3 \rightarrow 0,4703 \\ 1,4 \rightarrow 0,4179 \end{cases} \Rightarrow 1,35 \rightarrow 0,4432$$

$$\chi_{LT} = 0,4432$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 2,415 \times 1,3 - 0,15 = 0,32$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,32 \times 2639,412}{0,148 \times 53,8 \times 2350} = 0,954 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,954$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{2639,412}{0,148 \times 114936,36} + \frac{0,954 \times 4353,08}{0,439 \times 13416,36} = 0,860 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement .

$\Rightarrow$  Le profilé laminé choisi (l'IPE300) est vérifié a l'état limite ultime.

### III.6.6 Vérification de l'IPE220 à l'ELS :

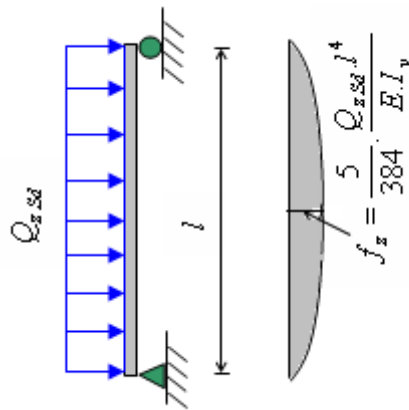


Fig. III.33 : Vérification de la flèche.

$$Q_{z.sd} = Q_w = 401,947[\text{daN/ml}]$$

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

$$\text{Condition de vérification : } f \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm.}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{Q_w \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{4,01947 \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(8356)} = 0,386 \text{ cm} < f_{adm} = 3\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ Le profilé laminé choisi (l'IPE300) est vérifié à l'état limite de service.

### III.6.7 Conclusion:

Le profilé laminé choisi (l'IPE300) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Potelet.

# *Chapitre IV*

## *Etude sismique*

## Chapitre IV: Etude sismique

Le Séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

L'objet de ce présent chapitre est d'évaluer les actions sismique susceptible de solliciter notre structure ; plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul des ces forces, parmi elles on cite :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limité ( $H=8,2m < 65m$ ) et sa régularité en plan ( $\frac{87,9}{22} = 3,9 < 4$  et en élévation. D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent a ceux de l'action sismique.

### IV.1 Evaluation de la force sismique suivant la direction x :

La force sismique totale est 'V' est calculée pour les deux sens longitudinale et transversale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W \dots \dots (Formule 4 - 1 du RPA)$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- **Q** : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- **W** : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

#### IV.1.1 Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A » :

Donné par le tableau 4.1 du RPA selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Grp d'usage02} \dots \dots \dots \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

### IV.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

- $T_2$  : Période caractéristique associée a la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.
- $T$  : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA
- $C_T$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques autostables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA.
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = C_T(h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05(8,2)^{\frac{3}{4}} = 0,242s$$

$$T < T_2 \dots \dots \dots \Rightarrow D = 2,5\eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+0,04}} = 1,852$$

$$D = 2,5 \times 1,852 = 4,62$$

### IV.1.3 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 04$$

### IV.1.4 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- $P_1$  : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- $P_2$  : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé).
- $P_3$  : Régularité en plan (régulier : observé).

- $P_4$  : Régularité en élévation (régulier : observé).
- $P_5$  : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- $P_6$  : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

#### IV.1.5 Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- $W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.
- $W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitations.
- $\beta$  : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

Elément	Type	Poids propre (kn/m)	Poids (kn)
Pannes	IPE 120	0,104	67,808
Potelets	IPE 300	0,422	115,459
Poteaux	IPE 300	0,422	158,756
Lisse de bardage	IPE 270	0,361	63,175
Traverse	IPE 450	0,776	34,795
Bardage	Panneaux sandwich LL35	0,17	435,91
Mur	Briques creuses + mortier ciment + enduit en mortier	1,62	1175,05
Plancher	Plancher mix	7,651	214,228
Somme			2265,181

**Tableau IV.1** : poids du aux charge de la structure

#### IV.1.6 Force sismique suivant la direction X :

$$V_x = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1,1}{4} \times 2265,181 = 431,686 \text{ kN}$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses a parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V_x = \frac{V_x}{2} = 215,84 \text{ kN}$$

## IV.2 Evaluation de la force sismique suivant la direction Y :

Tous les paramètres seront identiques sauf « R » ; « Q ».

### IV.2.1 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R = 0,4$$

### IV.2.2 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- $P_1$  : Condition minimale sur les files de contreventement (critère observé).
- $P_2$  : Redondance en plan (critère observé).
- $P_3$  : Régularité en plan (régulier : observé).
- $P_4$  : Régularité en élévation (régulier : observé).
- $P_5$  : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- $P_6$  : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

### IV.2.3 Force sismique suivant la direction Y :

$$V_Y = \frac{A D Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1}{4} \times 2265,181 = 329,442 \text{ kN}$$

Cet effort sismique sera repris par seize files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

D'où :

$$V_Y = \frac{V_Y}{16} = 20,59 \text{ kN}$$

## IV.3 Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

# *Chapitre V*

## *Dimensionnement des Éléments structuraux*

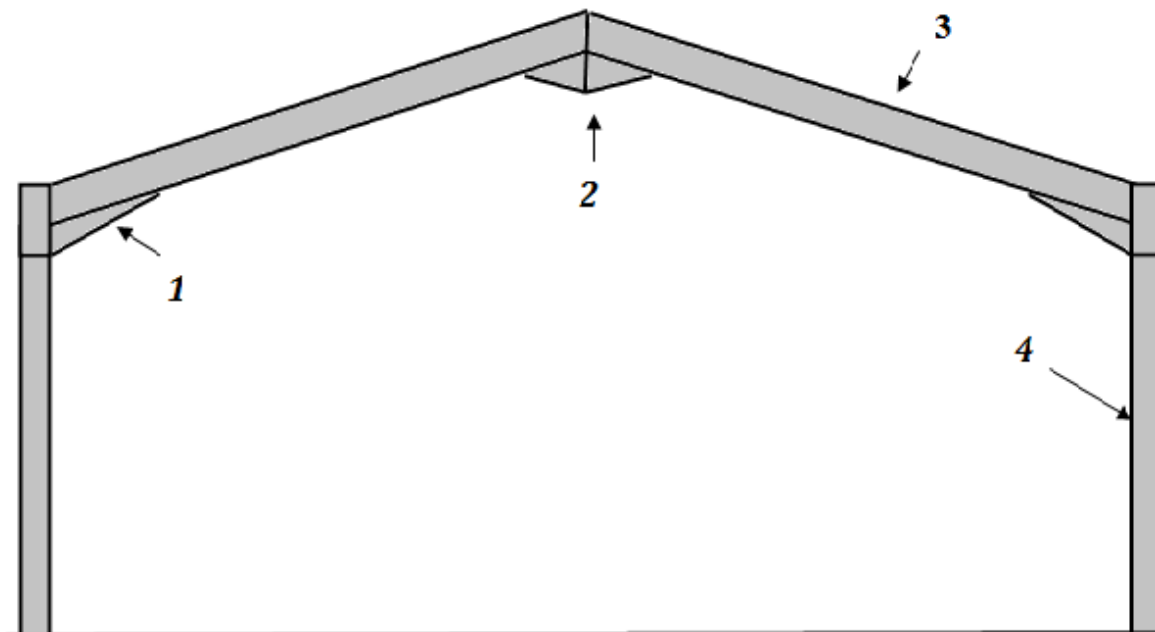
## Chapitre V: Dimensionnement des Eléments structuraux

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude. Ils représentent les éléments porteurs tels que le portique (poteau-traverse) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leurs utilisation est limitée a des portées inférieure ou égale a 40 m ( $l = 22m < 40 m$ ), pour les portiques de longues portées ( $l > 40 m$ ), les poutres en treillis sont plus adéquates pour des raisons économiques.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 a 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques ; la portée de notre portique est de 22m.



**Fig. V.1** : Eléments constituent le portique.

Avec :

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 ; Traverse.
- 4 : Poteau.

### V.1 Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

#### V.1.1 Charges permanentes :

- Couverture et accessoires de pose :  $17 \text{ Kg/m}^2$
- Pannes (IPE120) :  $10,4 \text{ Kg/ml} = 5,2 \text{ Kg/m}^2$
- Traverse (Estimée) :  $12 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 17 + 5,2 + 12 = 34,2 \text{ Kg/m}^2$$

- Entre axes des portiques :  $l' = 06 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow G = 34,2 \times 6 = 205,2 \text{ daN/ml}$$

#### V.1.2 Effet de la neige :

$$N = 60 \text{ Kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

- Entre axes des portiques :  $l' = 06 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow N = 60 \times 6 = 360 \text{ daN/ml}$$

#### V.1.3 Effet du vent : Vent gauche-droite (plus défavorable)

Parois verticales :						
Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$p_h$ [daN/ml]
<b>D</b>	43,8	0,8	0,00375	0,796	34,864	209,184
<b>A</b>	43,8	-1	0,00375	-1,003	-43,931	-263,586
<b>B</b>	43,8	-0,8	0,00375	-0,803	-35,171	-211,026
<b>C</b>	43,8	-0,5	0,00375	-0,503	-22,031	-132,186
<b>E</b>	43,8	-0,3	0,00375	-0,303	-13,271	-79,626

**Tableau. V.1:** Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable.

Toiture :						
Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$p_h$ [daN/ml]
<b>F</b>	43,8	-1,195	0,00375	-1,198	-52,472	-314,832
<b>G</b>	43,8	-0,947	0,00375	-0,950	-41,61	-249,66
<b>H</b>	43,8	0,46	0,00375	0,456	-4,073	-24,438
<b>I</b>	43,8	-0,47	0,00375	-0,473	-20,717	-124,302
<b>J</b>	43,8	-0,852	0,00375	-0,855	-37,449	-224,694

**Tableau. V.2 :** Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

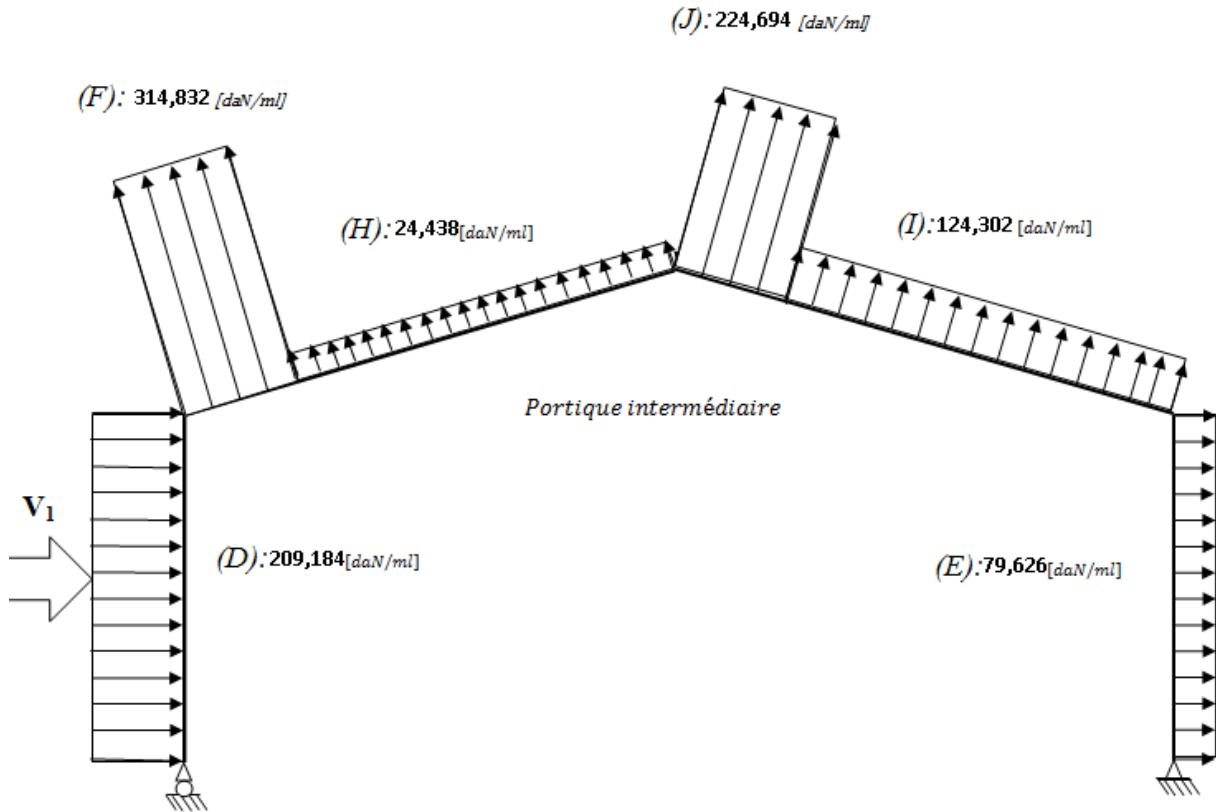


Fig. V.2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

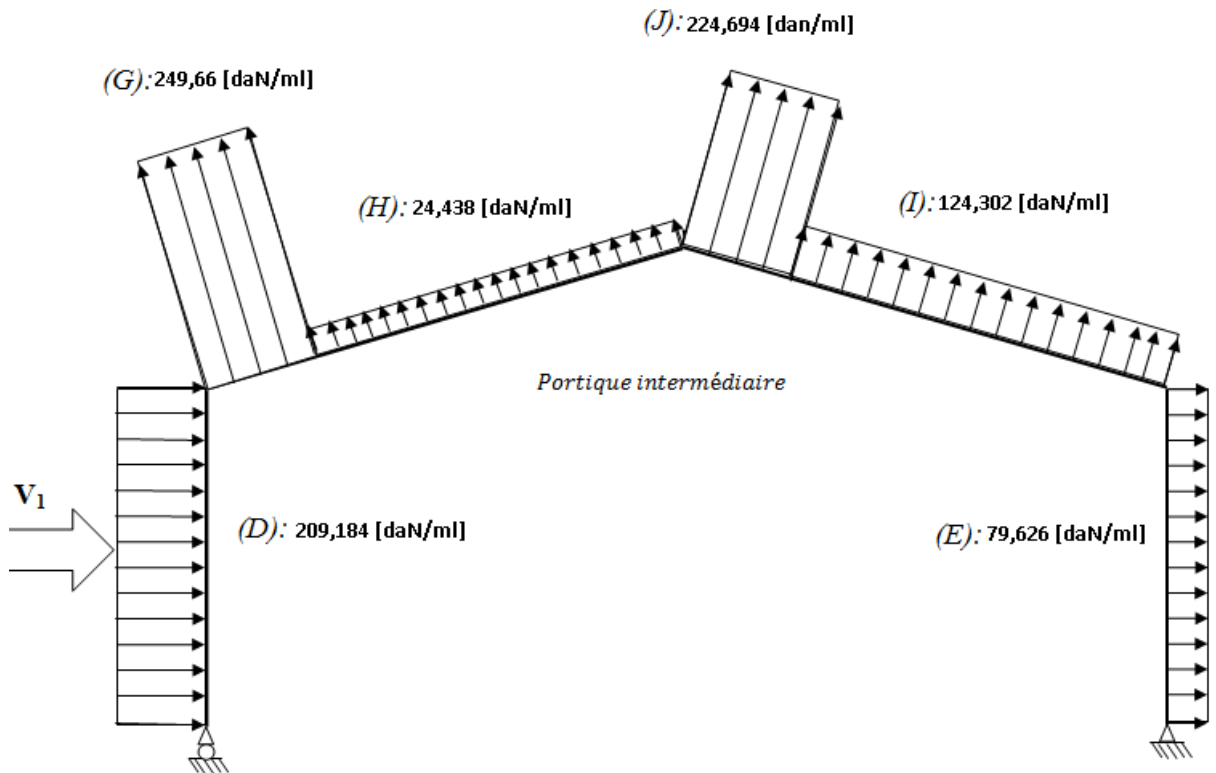


Fig. V.3 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

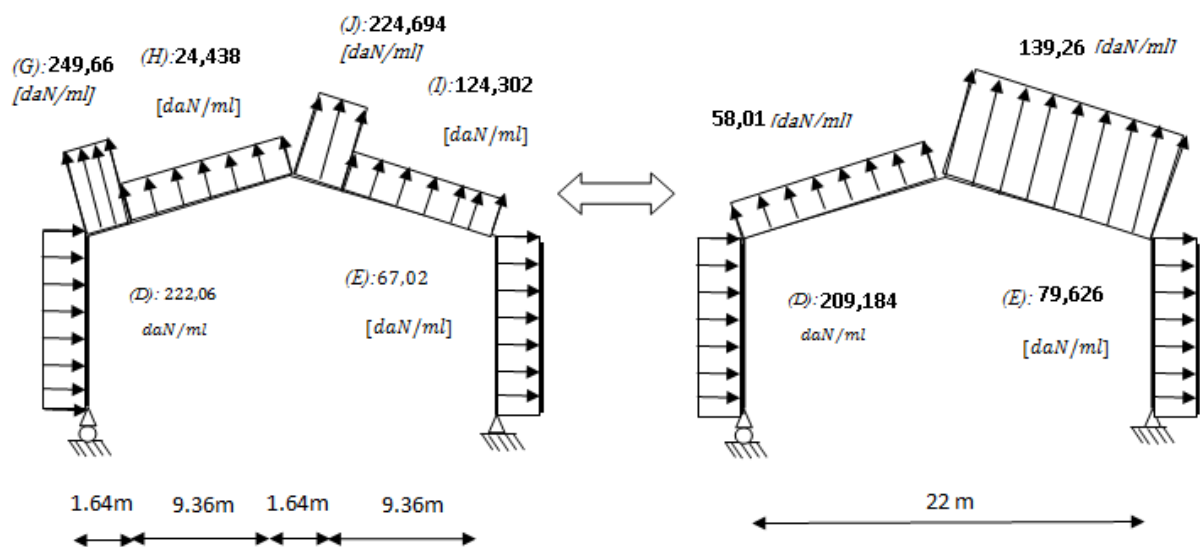
Coefficient de pression équivalent ;

$$\text{Versant gauche : } C_{e,eq} = (C_{e,G} \times e / 10 + C_{e,H} \times (l/2 - e / 10)) / 1$$

$$\text{Versant droit : } C_{e,eq} = (C_{e,G} \times e / 10 + C_{e,I} \times (l/2 - e / 10)) / 1$$

$$\text{➤ Versant gauche : } \frac{(249,66 \times 1,64) + [24,438 \times (11 - 1,64)]}{11} = 58,01 \text{ daN/ml}$$

$$\text{➤ Versant droite : } \frac{(224,694 \times 1,64) + [124,302 \times (11 - 1,64)]}{11} = 139,26 \text{ daN/ml}$$



**Fig. V.4 :** Charge du vent équivalente a chaque versant.

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

$$\text{➤ Charge équivalente du vent : } \frac{58,01 + 139,26}{2} = 98,635 \text{ daN/ml}$$

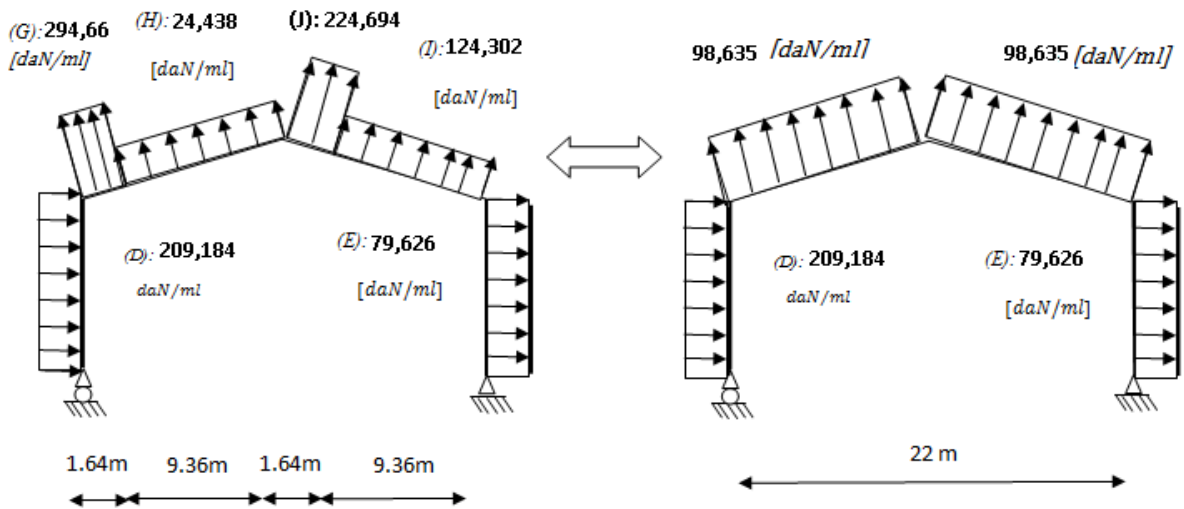


Fig. V.5 : Charge du vent équivalente a la toiture.

**V.2 Calcul des efforts internes :**

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RDM, On calcul les efforts internes de notre portique.

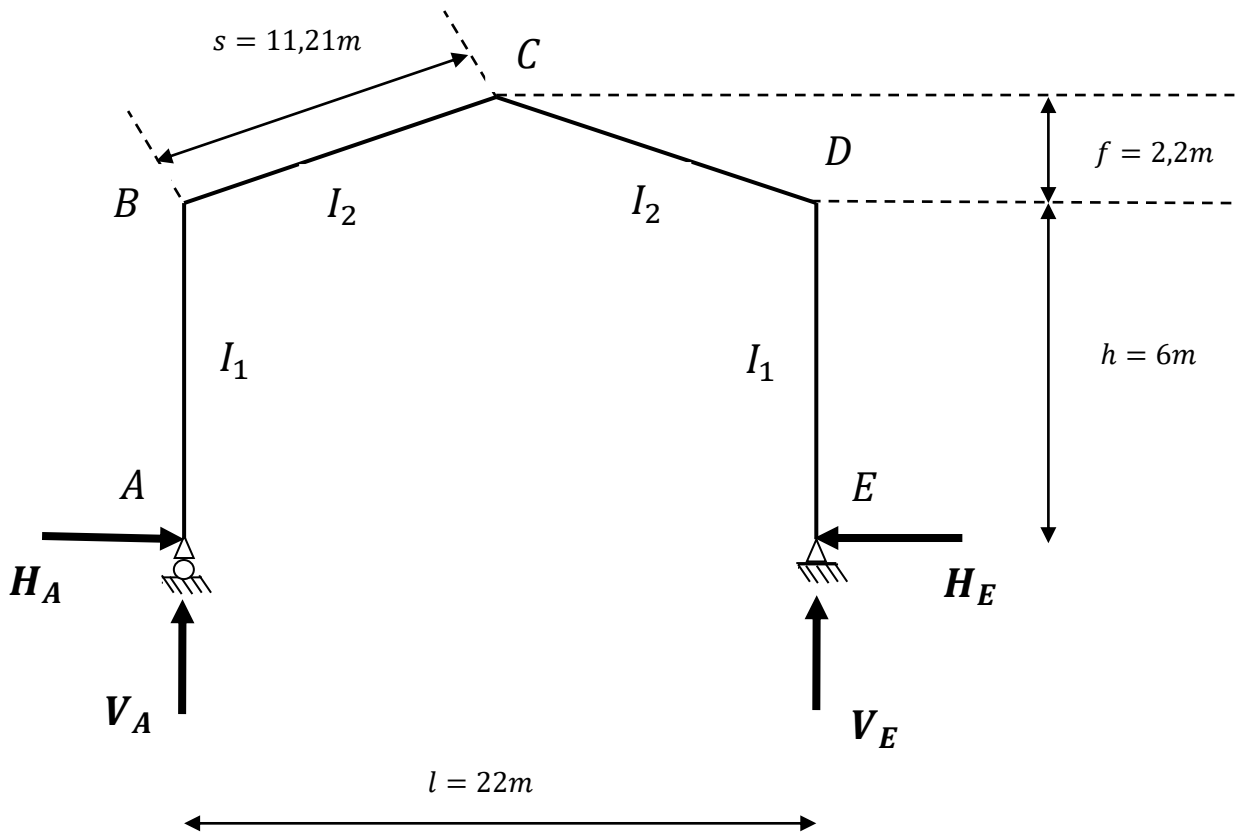


Fig. V.6 : Efforts internes.

On assume que :  $I_1 \cong I_2$ .

- $K = \frac{\text{raideur}_{\text{rampant}}}{\text{raideur}_{\text{poutre}}} = \frac{I_2 \cdot h}{I_1 \cdot h} = \frac{h}{s} = \frac{6}{11,21} = 0,535$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{2,2}{6} = 0,366$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,535 + 3 + (3 \times 0,366) + (0,366)^2 = 4,766$

### V.2.1 Charges verticales vers le bas (G ; N) :

#### Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 01 \text{ daN/ml}$

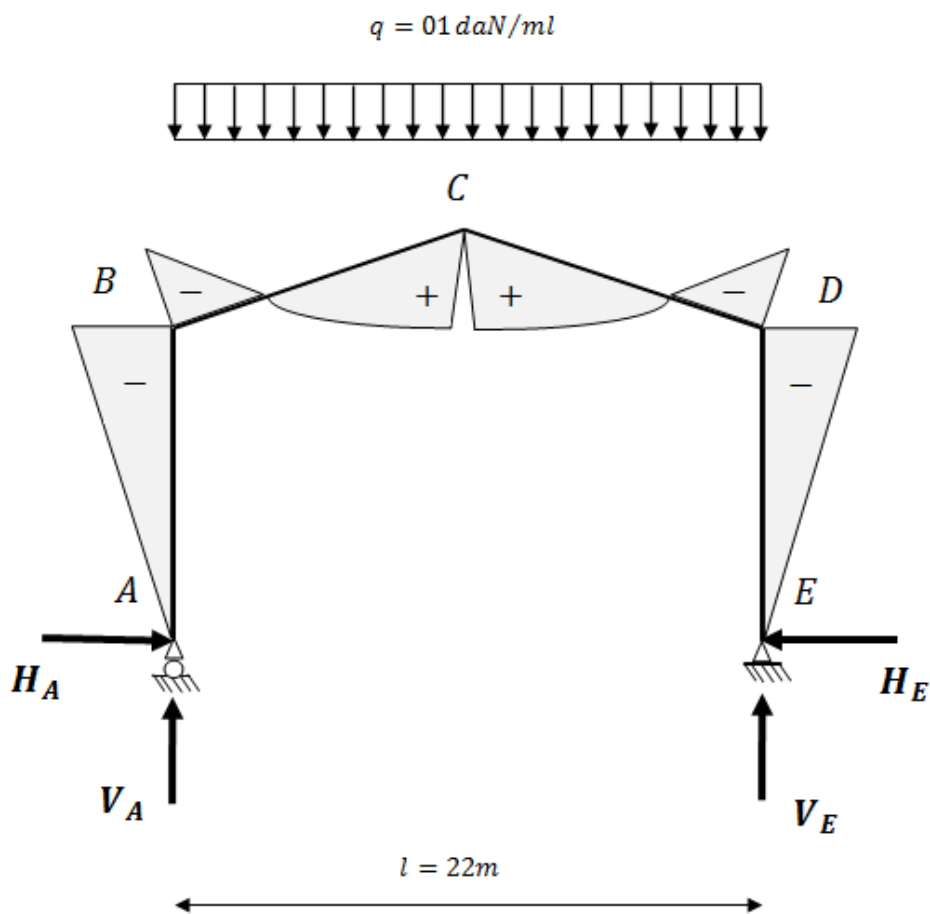


Fig. V.7 : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0,366)}{4 \times 4,766} = 0,515$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 0,296$$

- $H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,515 \times \frac{1 \times (22^2)}{8 \times 6} = 5,19 \text{ daN}$

- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 22}{2} = 11 \text{ daN}$

- $M_B = M_D = -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,515 \times \frac{1 \times (22^2)}{8} = -31,15 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,296 \times \frac{1 \times (22^2)}{8} = 17,9 \text{ daN} \cdot \text{m}$

### V.2.2 Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :

#### Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 01 \text{ daN/ml}$

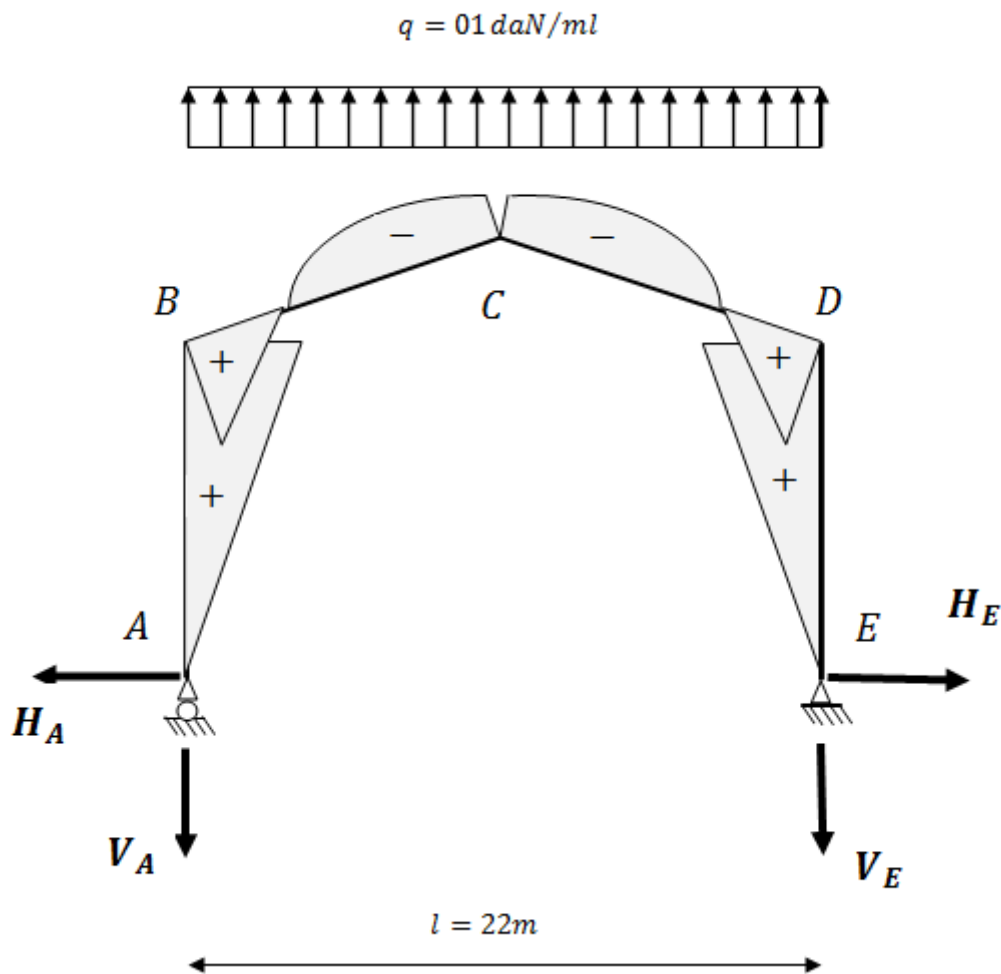


Fig. V.8 : Charges verticales vers le haut (efforts internes).

- $H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,515 \times \frac{1 \times (22^2)}{8 \times 6} = 5,19 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 22}{2} = 11 \text{ daN}$

- $M_B = M_D = +\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = +0,515 \times \frac{1 \times (22^2)}{8} = 31,15 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,296 \times \frac{1 \times (22^2)}{8} = -17,9 \text{ daN} \cdot \text{m}$

### V.2.3 Vent horizontal (pression) :

#### Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 01 \text{ daN/ml}$ .

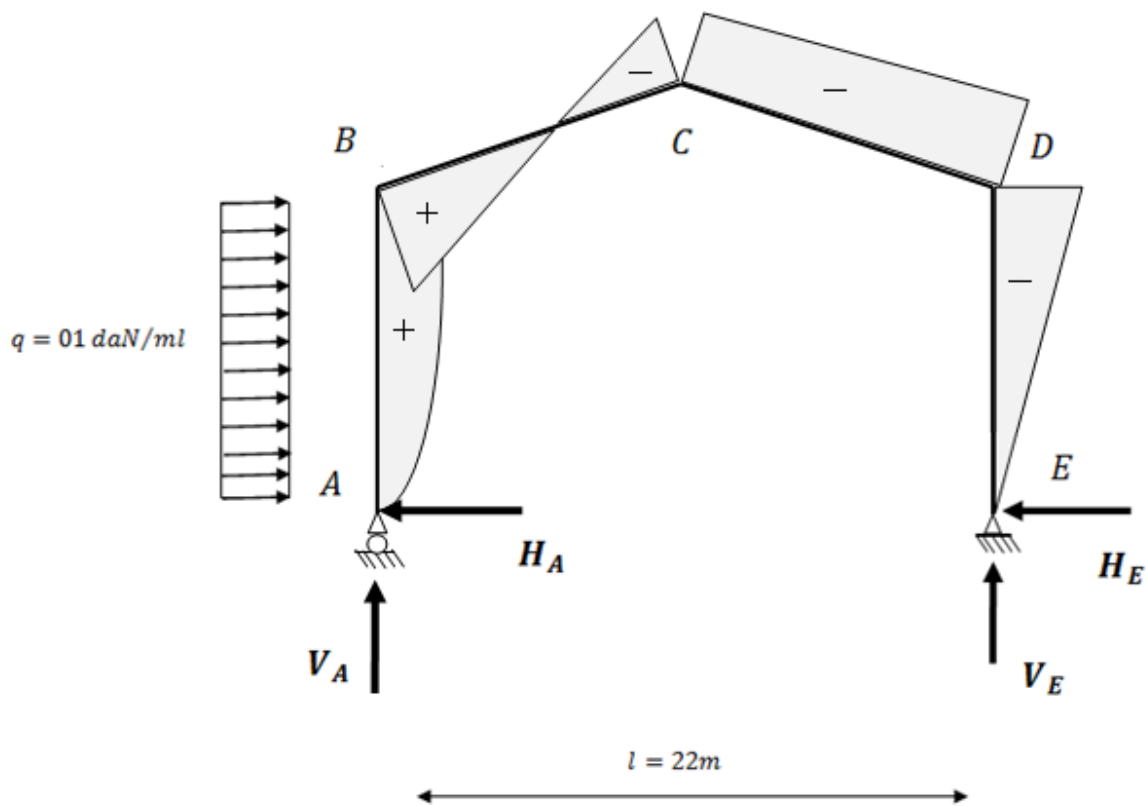


Fig. V.9 : Vent horizontal (pression).

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0,535) + 12 + (6 \times 0,366)}{8 \times 4,766} = 0,442$$

$$\beta = (1 - \delta) = (1 - 0,442) = 0,558$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,442(1 + 0,336) - \frac{1}{2} = 0,090$$

- $H_E = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0,442 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1,326 \text{ daN}$
- $H_A = qh - H_E = (1 \times 6) - 1,326 = 4,674 \text{ daN}$

- $V_A = -V_E = \frac{q \cdot h^2}{2l} = \frac{1 \times 36}{2 \times 22} = 0,818 \text{ daN}$
- $M_B = \beta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,558 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = 10,044 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_D = -\delta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,442 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = -7,956 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = -\gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,090 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = -1,62 \text{ daN} \cdot \text{m}$

### V.2.4 Vent horizontal(Dépression) :

#### Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 01 \text{ daN/ml}$

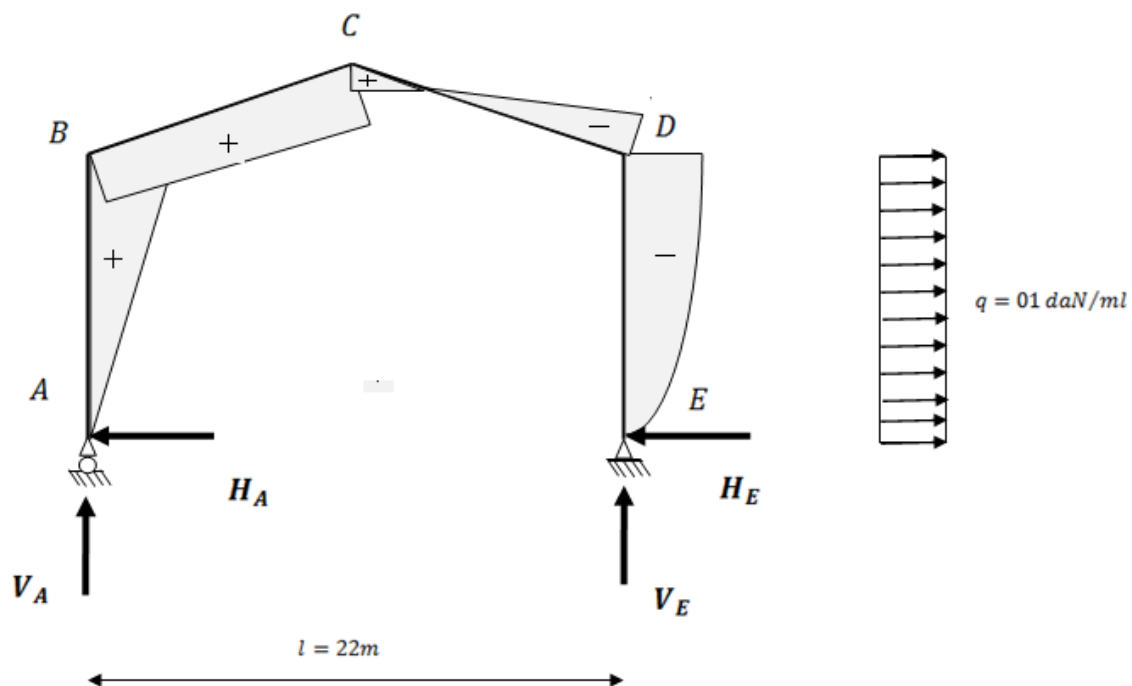


Fig. V.10 : Vent horizontal (Dépression).

- $H_A = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0,442 \times \frac{1 \times 6}{2} = 1,326 \text{ daN}$
- $H_E = qh - H_A = (1 \times 6) - 1,326 = 4,674 \text{ daN}$
- $V_E = -V_A = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 36}{2 \times 22} = -0,818 \text{ daN}$
- $M_D = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,558 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = -10,044 \text{ daN} \cdot \text{m}$

- $M_B = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,442 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = 7,956 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,090 \times \frac{1 \times (6^2)}{2} = 1,62 \text{ daN} \cdot \text{m}$

❖ **Efforts internes sous charge unitaire :**

		Réactions d'appuis [daN]			
Actions	q [daN/ml]	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
G	01	5,19	-5,19	11	11
N	01	5,19	-5,19	11	11
V <sub>1</sub> (Horizontale)	01	-1,326	-4,674	-0,818	0,818
V <sub>2</sub> (soulèvement)	01	-5,19	5,19	-11	-11

**Tableau. V.3 :** Réactions d'appuis sous charge unitaire.

		Moments [daN.m]		
Actions	q [daN/ml]	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	01	-31,15	17,9	-31,15
N	01	-31,15	17,9	-31,15
V <sub>1</sub> (Horizontale)	01	10,044	-1,62	-7,956
V <sub>2</sub> (soulèvement)	01	31,15	-17,9	31,15

**Tableau. V.4 :** Valeurs des Moments sous charge unitaire.

❖ **Efforts internes sous charge réelle :**

		Réactions d'appuis [daN]			
Actions	q [daN/ml]	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
G	205,2	1065,58	-1065,58	2257,2	2257,2
N	360	1869,45	-1869,45	3960	3960
V <sub>1</sub> (Horizontale)	222,06	-277,37	-977,73	-181,68	181,68
V <sub>2</sub> (soulèvement)	86	-512,20	512,20	-1084,98	-1084,98
V <sub>3</sub> = V <sub>1</sub> + V <sub>2</sub>		-789,57	-465,53	-1266,66	-903,3

**Tableau. V.5 :** Réactions d'appuis sous charge réelle.

		Moments [daN.m]		
Actions	q [daN/ml]	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	205,2	-6393,51	3674,72	-6393,51
N	360	-11216,7	6446,88	-11216,7
V <sub>1</sub> (Horizontale)	209,184	2101,04	-338,87	-1664,26
V <sub>2</sub> (soulèvement)	98,635	3073,22	-1790,22	3073,22
V <sub>3</sub> = V <sub>1</sub> + V <sub>2</sub>		5174,26	-2129,09	1408,96

**Tableau. V.6 :** Valeurs des Moments sous charge réelle.❖ **Combinaisons à l'ELU :**

Combinaisons	Réactions d'appuis [daN]			
	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
1,35G + 1,5N	4242,70	-4242,70	8987,22	8987,22
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub>	2896,37	-4590,75	6683,22	7173,76
G + 1,5V <sub>3</sub>	-118,77	-1763,87	357,21	902,25

**Tableau. V.7 :** Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis.

Combinaisons	Moments [daN.m]		
	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
1,35G + 1,5N	-25456,28	14631,192	-25456,28
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub>	-16788,53	10789,88	-21871,68
G + 1,5V <sub>3</sub>	1367,88	481,08	-4280,07

**Tableau. V.8 :** Combinaisons à l'ELU pour les Moments.**V.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):**

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

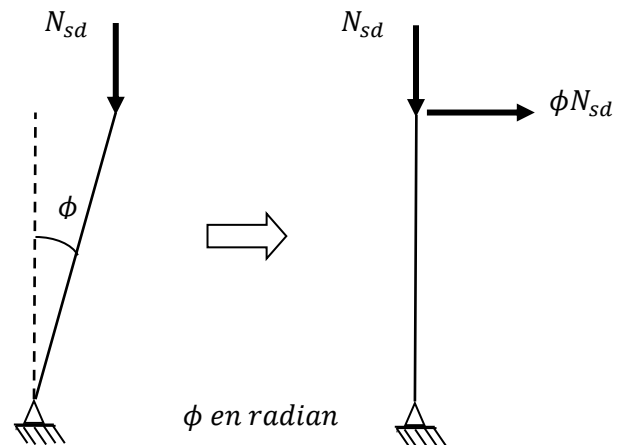
$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$



**Fig. V.11** : Imperfection géométrique.

Avec :

- $H_{eq}$  : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- $N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.
- $\phi$  : Défaut initial d'aplomb.
- $\phi_0$  : Valeur de base.
- $\alpha_h$  : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- $\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 8,2m$  : Hauteur de la structure.

$m = 2$  : Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0,866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{8,2} = 0,698$$

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,698 \times 0,866 = 3,02 \times 10^{-3}$$

### V.3.1 Modélisation avec les imperfections :

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	$H_A$	$V_A$	$H_E$	$V_E$	$H$	$V$
<b>Combe 01</b>	42,42	89,87	-42,42	89,87	0	179,74
<b>Combe 02</b>	28,96	66,83	-45,90	71,73	-16,94	138,56
<b>Combe 03</b>	-1,18	3,57	-17,63	9,02	-18,81	12,59

**Tableau. V.9** : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si :  $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H  \geq 0,15  V $
<b>Combe 01</b>	26,96	Non
<b>Combe 02</b>	20,78	Non
<b>Combe 03</b>	1,88	Oui

**Tableau. V.10** : Prise en compte des défauts d'aplomb.

#### Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour la combinaison 03 car la condition  $|H| \geq 0,15 |V|$  est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	$N_{sd}$ (KN)	$H_{eq} = \phi_{Nsd}$ (KN)	$N_{sd}$	$H_{eq}$
<b>Combe 01</b>	89,87	0,27	89,87	0,27
<b>Combe 02</b>	68,73	0,2	71,73	0,21

**Tableau. V.11** : Efforts équivalent en tête poteaux.

### V.3.2 Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 0,27 + 0,27 + 0,2 + 0,21 = 0,95 \text{ KN}$$

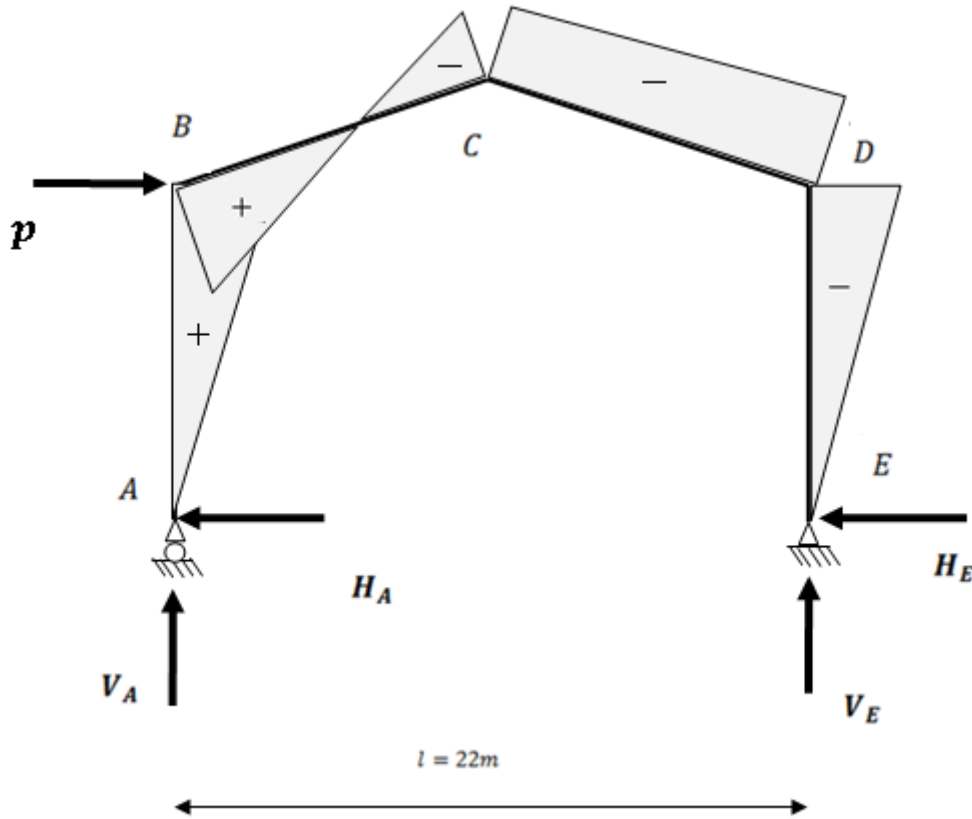


Fig. V.12 : Effort horizontale en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0,366(3+2 \times 0,366)}{2 \times 4,766} \right] = 0,5716$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0,366(3+2 \times 0,366)}{2 \times 4,77} \right] = 0,4283$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[ 1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{(1+0,366)(3+2 \times 0,366)}{2 \times 4,766} \right] = 0,2325$$

Avec :  $\varphi = 0,366$  et  $\Delta = 4,766$

$$H_A = \frac{p}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,95}{2} \left[ 1 + \frac{0,366(3+2 \times 0,366)}{2 \times 4,766} \right] = 0,54 \text{ KN}$$

$$\triangleright H_E = P - H_A = 0,95 - 0,54 = 0,41 \text{ KN}$$

- $V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,95 \times 6}{22} = -0,25 \text{ kN}$
- $M_B = \beta Ph = 0,5716 \times 0,95 \times 6 = 3,25 \text{ kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0,4283 \times 6 \times 0,95 = -2,44 \text{ kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0,2325 \times 6 \times 0,95 = -1,32 \text{ kN.m}$

### V.3.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ :

Combinaisons	Réactions d'appuis [kN]			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1,35G + 1,5N	42,42	-42,42	89,87	89,87
P	-0,54	-0,41	0,25	-0,25
1,35G + 1,5N + P	41,88	-42,83	90,12	89,62
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	28,42	-46,31	67,08	71,48
G + 1,5V <sub>3</sub>	-1,18	-17,63	3,57	9,02

**Tableau. V.12 :** Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

Combinaisons	Moments [kN.m]		
	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1,35G + 1,5N	-254,56	146,31	-254,56
P	3,25	-1,32	-2,44
1,35G + 1,5N + P	-251,31	144,99	-257
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	-164,63	106,57	-221,15
G + 1,5V <sub>3</sub>	16,92	3,49	-45,24

**Tableau. V.13 :** Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

### V.4 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

- $\alpha_{cr} \geq 10 \dots \dots \dots \Rightarrow$  *Structure rigide: analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre*
- $\alpha_{cr} < 10 \dots \dots \dots \Rightarrow$   
*Structure souple: prise en compte des effets du second ordre*
- $\alpha_{cr} \geq 15 \dots \dots \dots \Rightarrow$  *Structure rigide: analyse plastique*

### V.4.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

- $H$  : Action horizontale totale.
- $V$  : Action verticale totale (prise égale à 10 kN : charge horizontale arbitraire)
- $\delta_H$  : Déplacement horizontale.
- $h$  : Hauteur du poteau.

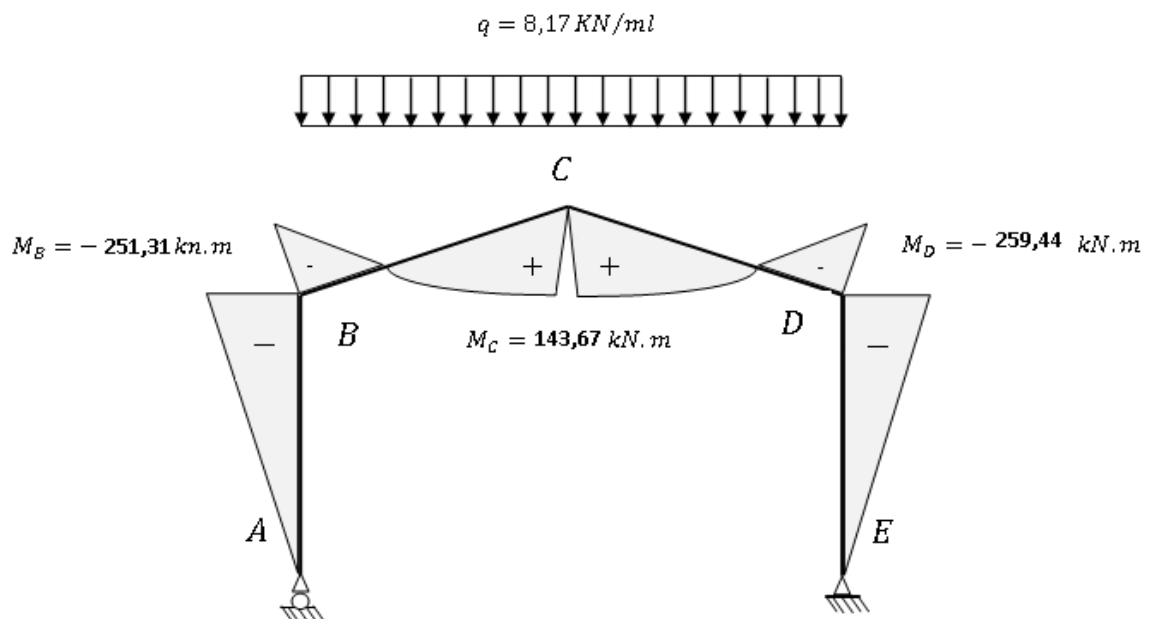
$$\alpha_{cr} = \frac{10}{84,84} \times \frac{6000}{179,74} = 3,93$$

$$\Rightarrow 3 < \alpha_{cr} = 3,93 < 10 \dots \dots \Rightarrow \text{Structure souple.}$$

Ceci nous impose de prendre en compte les effets du second ordre ainsi de prendre les valeurs amplifiées des moments, efforts normaux et des charges horizontales.

### V.5 Pré-dimensionnement de la traverse :

Moments sous la combinaison : 1,35 G + 1,5 N ; Avec  $q = 1,35 \times 205,2 + 1,5 \times 360 = 817 \text{ daN/ml}$



**Fig. V.13** : Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N+P.

**V.5.1 Moments sollicitant la traverse :**

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : 1,35G+1,5N+P

- Aux appuis :  $M_B = -251,31kN.m$  ;  $M_D = -257 - 2,44 = -259,44kN.m$
- Au faitage :  $M_C = 144,99 - 1,32 = 143,67kN.m$

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1,5V<sub>3</sub>

- Aux appuis :  $M_D = -45,24kN.m$  ;  $M_B = 16,92kN.m$
- Au faitage :  $M_C = 3,49 kN.m$

**V.5.2 Calcul préliminaire :**

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

$$W_{ply} \geq \frac{259,44 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 1214,4 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 400  $W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$

**V.6 Dimensionnement de la traverse :**

**A L'ELS :**

**V.6.1 Vérification a la flèche (IPE400) :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 400  $W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 2,05 + 3,6 = 5,65 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 23130 \text{ cm}^4$
- $l = 22m$
- $M_B = 6393,51 + 11216,7 = 17610,21dN.M = 176,1 \text{ kN.m}$  (sous la combinaison G+N)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 11 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 23130} (5 \times 5,65 \cdot 10^{-2} \times (2200)^4 - 48 \times 17610 (2200)^2)$$

$$= 13,54 \text{ cm} \dots \dots \delta > \delta_{max} \dots \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

On augmente la section, on passe à un IPE450

Soit un IPE 450  $W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

### V.6.2 Vérification a la flèche (IPE450) :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 450  $W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 2,05 + 3,6 = 5,65 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 33740 \text{ cm}^4$
- $l = 22 \text{ m}$
- $M_B = 172,77 \text{ kN.m}$  (sous la combinaison G+N)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 11 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 33740} (5 \times 5,65 \cdot 10^{-2} \times (2200)^4 - 48 \times 17610 (2200)^2)$$

$$= 9,28 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{max} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

### V.6.3 Vérification de l'IPE 450 pour la traverse a (l'ELU):

#### 1. Vérification de la section a la résistance :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 259,44 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 89,62 \sin 11,31 + 42,83 \cos 11,31 = 59,57 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 89,62 \cos 11,31 - 42,83 \sin 11,31 = 79,47 \text{ kN}$

#### a) Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{190/2}{14,6} = 6,5 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{59,57}{0,94 \times 23,5} = 1,949 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{37,88} \left( \frac{37,88 + 1,949}{2} \right) = 0,525 \dots \dots > 0,5$$

Pour les section de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,88}{9,4} = 40,3 \quad ; \quad \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,525 - 1)} = 67,98$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow \text{âme de classe 01.}$$

$\Rightarrow$  Section de classe 01.

### b) Vérifications des efforts tranchants :

**IPE : 450    A= 98,8 cm<sup>2</sup> ; wply= 1702 cm<sup>2</sup> ; fy=23,5 KN/cm<sup>2</sup>**

**Avz = A-2b×tf+(tw + 2r)tr=50,82**

➤  $V_{z.sd} = 79,47 \text{ kN}$

➤  $V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{50,82 \left( \frac{23,50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 626,82 \text{ kN}$

$$V_{z.sd} = 79,47 \text{ kN} \ll V_{plz.Rd} = 626,82 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 79,47 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{plz.Rd} = 313,41 \text{ kN}$$

$\dots \dots \dots$  pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

### c) Vérifications de l'effort normal :

➤  $N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{98,8 \times 23,50}{1,1} = 2110,72 \text{ kN}$

$$0,25 N_{plRd} = 0,25 \times 2110,72 = 527,68$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 98,8 - 2 \times 19 \times 1,46 = 43,32$$

$$0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,5 \times \frac{43,32 \times 23,50}{1,1} = 462,73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59,57 \text{ kN} < \min(527,68 ; 462,73) = 462,73 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

#### d) Vérifications du moment fléchissant:

On doit vérifier que :  $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1 :

$$\text{➤ } M_{y.sd} = 259,44 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(1702)(23,50)}{1,1} = 36360,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 259,44 \text{ kN.m} < M_{pl.Rd} = 36360,9 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ La section en IPE 450 est vérifiée.

## 2. Vérification de l'élément aux instabilités:

### a) Vis-à-vis du flambement:

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\text{➤ } \phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_{wA}}) \text{ Avec } \beta_{wA} = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$L_y = \frac{1100}{\cos(11,31)} = 1121,78 \text{ cm (moitié de la traverse)}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1121,78}{18,5} = 60,63$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{60,63}{93,9} = 0,64$$

Courbe de flambement :

$\{ h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2$   
 $\{ \text{Axe de flambement } Y - Y \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
 Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,751$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,751 + [0,751^2 - 0,64^2]^{0,5}} = 0,874$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_{wA}})$  Avec  $\beta_{wA} = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\text{➤ } \lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{560}{4,12} = 136$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{136}{93,9} = 1,44$$

Courbe de flambement :

$(h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2$   
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Axe de flambement } Z - Z \\ \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34 \end{array} \right.$  (Tableau (5-5-1)  
 Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,44 - 0,2) + 1,44^2] = 1,747$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,747 + [1,747^2 - 1,44^2]^{0,5}} = 0,365$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,874; 0,365) = 0,367$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{143,67}{-259,44} = -0,553$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0,553)] = 2,18$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,17 \times 11^2}{8} = 123,57 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 259,44 + 143,67 = 403,11 \text{ kN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1,3$  Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2,18 + \frac{123,57}{403,11} (1,3 - 2,18) = 1,91$$

$$\mu_y = 0,64([2 \times 1,91] - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = 0,032$$

$$k_y = 1 - \frac{0,032 \times 59,57}{0,874 \times 98,8 \times 23,5} = 0,999$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{59,57}{0,365 \times 2110,72} + \frac{0,999 \times 259,44}{363,609} = 0,79 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### b) Vis-à-vis du diversement:

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de diversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- **Actions vers le bas :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

L'élancement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec } i_z = 4,12 \text{ cm ; } h = 45 \text{ cm ; } t_f = 1,46 \text{ cm.}$$

Avec :

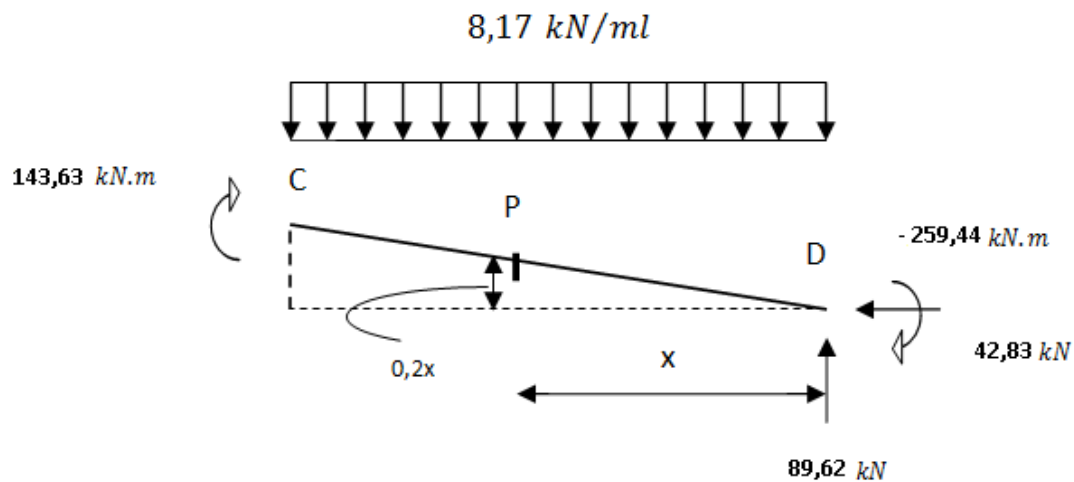
$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -259,44 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :



**Fig. V.14** : Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (89,62x) - (259,44) - [(42,83)(0,2x)] - \left(8,17 \frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_p = -4,085x^2 + 81,054x - 259,44$$

$$\Rightarrow M_a = M_p(x = 5,6m) = [-4,085 \times 5,6^2] + [81,054 \times 5,6] - 259,44 = 66,35 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{66,35}{-259,44} = -0,25$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,25) + 0,52(-0,25)^2 = 2,26 < 2,7$$

➤  $l = 5,6m$ :longueur de flambement latérale.

- $i_z = 4,12cm$
- $h = 45cm$
- $t_f = 1,46cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{560/4,12}{2,26^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{560/4,12}{45/1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 76,29$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{76,29}{93,9} = 0,81 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{19} = 2,3 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,892$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,892 + [0,892^2 - 0,81^2]^{0,5}} = 0,790$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\overline{\lambda}_{LT} = 0,81$ .

{0,8 → 0,7899

$$\chi_{LT} = 0,7899$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} k_z \leq 1,5$$

Avec :  $\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$   $\mu_{LT} \leq 0,9$

Ou :  $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (-0,25)] = 1,975$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,44 \times 1,975 - 0,15 = 0,276$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,276 \times 59,57}{0,365 \times 98,8 \times 23,50} = 0,98 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,98$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{59,57}{0,365 \times 2110,72} + \frac{0,98 \times 259,44}{0,7899 \times 363,6} = 0,962 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

- **Actions vers le haut :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- $M_{y.sd} = 45,24 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 9,02 \sin 11,31 - 17,63 \cos 11,31 = -15,51 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 9,02 \cos 11,31 + 17,63 \sin 11,31 = 12,30 \text{ kN}$

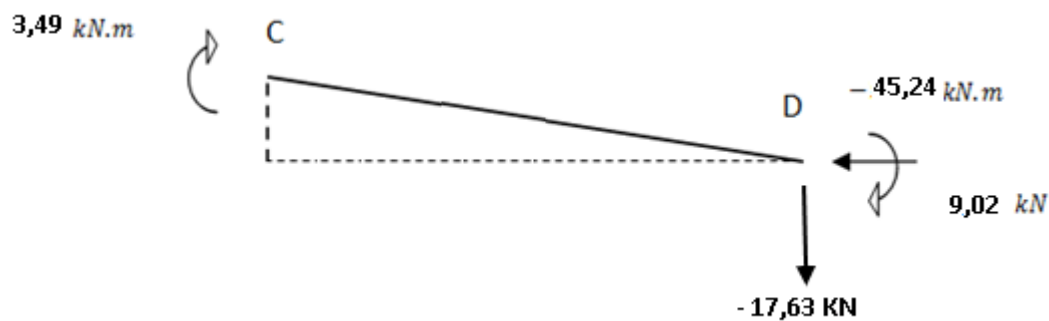


Fig. V.15 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

L'élançement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\text{➤ } \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec } i_z = 4,12\text{cm} ; h = 45\text{cm} ; t_f = 1,46\text{cm.}$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = 3,49 \text{ kN} < M_b = -45,24 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{3,49}{-45,24} = -0,077$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,077) + 0,52(-0,077)^2 = 1,99 < 2,7$$

- $l = 11\text{m}$ :longueur de flambement latérale.
- $i_z = 4,12\text{cm}$
- $h = 45\text{cm}$
- $t_f = 1,46\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{1100/4,12}{1,99^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{1100/4,12}{45/1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 128,189$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{128,189}{93,9} = 1,365 ; \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{19} = 2,3 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,365 - 0,2) + 1,365^2] = 1,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,55 + [1,55^2 - 1,365^2]^{0,5}} = 0,437$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élancement réduit de  $\overline{\lambda}_{LT} = 1,365$ .

$$\begin{cases} 1,3 \rightarrow 0,4703 \\ 1,4 \rightarrow 0,4179 \end{cases} \Rightarrow 1,365 \rightarrow 0,4362$$

$$\chi_{LT} = 0,4362$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} k_z \leq 1,5$$

Avec :  $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \mu_{LT} \leq 0,9$

Ou :  $\beta_{MLT} = 1,3$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,44 \times 1,3 - 0,15 = 0,13$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,13 \times 15,51}{0,365 \times 98,8 \times 23,50} = 0,997 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,997$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{15,51}{0,365 \times 2110,72} + \frac{0,997 \times 45,25}{0,4362 \times 363,6} = 0,30 < 1$$

... ..Elément vérifié au diversement pour les charges ascendantes.

#### V.6.4 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l' IPE 450) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

#### V.7 Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 259,44 kN.m$
- $N_{sd} = 89,62 kN$
- $V_{z.sd} = 42,83 kN$

On a jugé bon de ne pas revérifier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de la traverse.

##### V .7.1 Vis-à-vis du flambement:

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_{wA}})$  Avec  $\beta_{wA} = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

### Remarque :

Vu que l'ossature est sensible aux effets du second ordre ( $\alpha_{cr} < 10$ ). la longueur de flambement du poteau dans le plan du portique sera prise au double de la longueur d'épure :  $l = 12m$ .

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1200}{18,5} = 64,86$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{64,86}{93,9} = 0,69$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau (5-5-1))}$   
Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,21(0,69 - 0,2) + 0,69^2] = 0,789$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,789 + [0,789^2 - 0,69^2]^{0,5}} = 0,853$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

### Remarque :

Vu que l'ossature est sensible aux effets du second ordre ( $\alpha_{cr} < 10$ ). la longueur de flambement du poteau hors du plan du portique sera prise au double de la longueur qui

sépare le pied du poteau et la lisse qui sera considéré comme un appui latérale au poteau :  
 $l = 6,4m$ .

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_{wA}})$  Avec  $\beta_{wA} = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} : \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{640}{4,12} = 155,34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{155,34}{93,9} = 1,65$$

Courbe de flambement :

$(h/b = 450/190 = 2,36 > 1,2)$   
 { Axe de flambement Z - Z  $\Rightarrow$  courbe de flambement (b) ;  $\alpha = 0,34$  (Tableau (5-5-1))  
 Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(1,65 - 0,2) + 1,65^2] = 2,1$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,1 + [2,1^2 - 1,65^2]^{0,5}} = 0,294$$

Il ne peut y avoir de flambement suivant l'axe Z-Z car la cloison maintiens le poteau latéralement.

Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

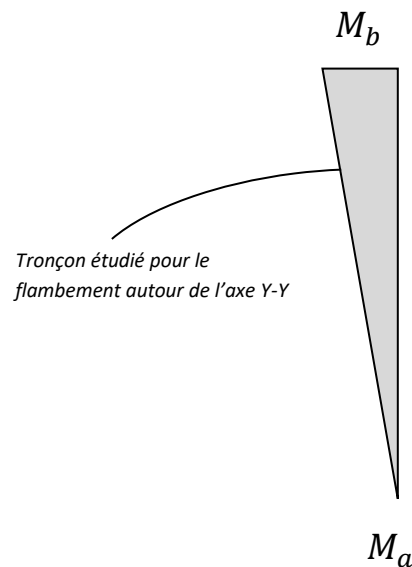
$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,294 ; 0,853) = 0,294$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$



Ou :  $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

Le facteur  $\beta_{My}$  doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul  $\beta_{Mz}$  ne peut être le même que  $\beta_{My}$ .

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{-259,44} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,69([2 \times 1,8] - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0,14$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,14 \times 89,62}{0,853 \times 98,8 \times 23,5} = 1,006$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{89,61}{0,294 \times 2110,72} + \frac{1,006 \times 254,735}{363,6} = 0,85 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### V.7.2 Vis-à-vis du diversement :

L'élancement réduit sera  $\bar{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec } i_z = 4,12\text{cm} ; h = 45\text{cm} ; t_f = 1,46\text{cm}.$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

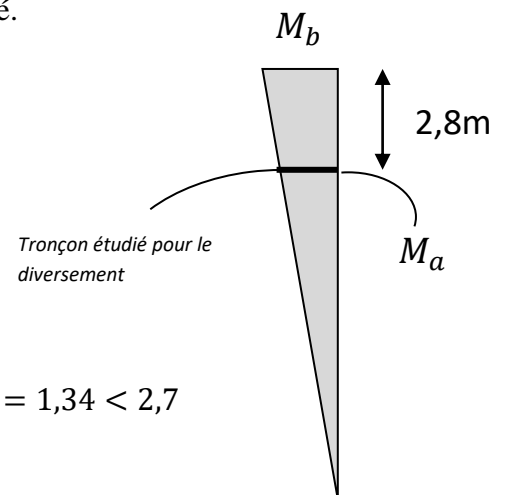
$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_b = -259,44 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -121,07 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-121,07}{-259,44} = 0,466$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0,466) + 0,52(0,466)^2 = 1,34 < 2,7$$



- $\triangleright l = 2,8\text{m}$ : longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)
- $\triangleright i_z = 4,12\text{cm}$
- $\triangleright h = 45\text{cm}$
- $\triangleright t_f = 1,46\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{280/4,12}{1,34^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{280/4,12}{45/1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 56,2$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{55,6}{93,9} = 0,598 ; \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{19} = 2,3 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,59 - 0,2) + 0,59^2] = 0,715$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,715 + [0,715^2 - 0,59^2]^{0,5}} = 0,893$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour un élançement réduit de  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,59$ .

$$\begin{cases} 0,5 \rightarrow 0,9243 \\ 0,6 \rightarrow 0,89 \end{cases} \Rightarrow 0,59 \rightarrow 0,893$$

$$\chi_{LT} = 0,893$$

Calcul du coefficient  $k$  :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \mu_{LT} \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-121,07}{-259,44} = 0,466$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,466)] = 1,473$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,65 \times 1,473 - 0,15 = 0,214$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,214 \times 89,62}{0,294 \times 98,8 \times 23,50} = 0,971 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,972$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{89,62}{0,294 \times 2110,72} + \frac{0,971 \times 259,44}{0,893 \times 363,6} = 0,92 < 1$$

... .. Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

Le profilé laminé choisi (l'IPE450) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Poteau pour portique.

### **V.8 Conclusion :**

La section du profilé laminé choisi est adéquate pour la traverse et le poteau ainsi l'IPE450 convient pour l'ossature du portique.

# *Chapitre VI*

## *Etude des assemblages*

## Chapitre VI: Etude des assemblages

### V.1 Efforts sollicitant le portique :

#### V.1.1 Charges permanentes :

La caractéristique essentielle des ossatures métallique est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : l'un est permettre la construction d'une structure spatiale ; et l'autre est d'assurer la stabilité de la structure.

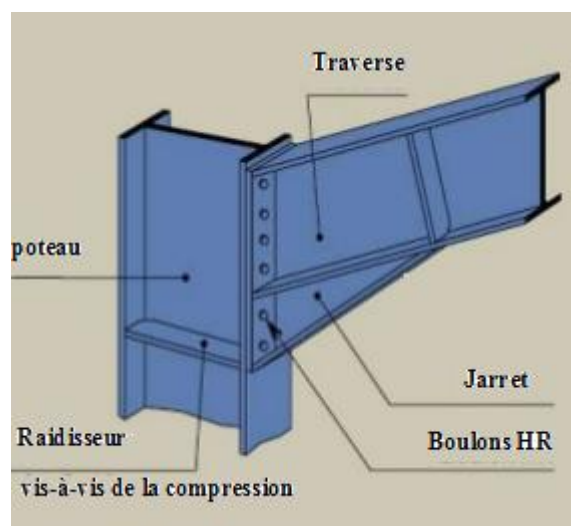
Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment les torsions.

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance a la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

#### VI.1 Assemblage de rive:

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la figure suivante 04-1.

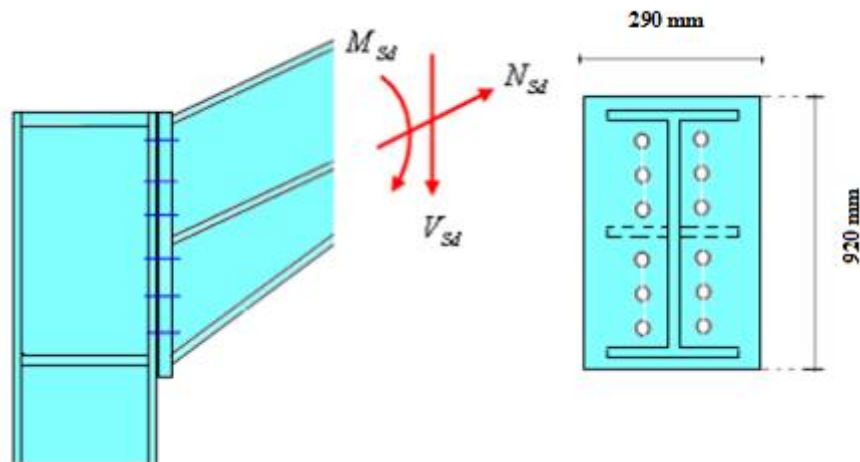


**Fig. VI.1 :** Assemblage poteau-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons HR 10,9 d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement  $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le poteau sont en IPE450, on va tenter de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{y.sd} = 259,44 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 42,83 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 89,62 \text{ kN}$



**Fig. VI.2 :** Détails d'assemblage.

On a : IPE 450 :  $t_{fb} = 14,6 \text{ mm}$  ;  $t_{wb} = 9,4 \text{ mm}$  ;  $b_b = 190 \text{ mm}$

Donc :  $450 \times 2 + 20 = 920 \text{ mm}$

$190 + 50 + 50 = 290 \text{ mm}$

- Platine :  $920 \times 290 \times 20$
- Boulons : HR 10,9

Le moment résistant  $M_{Rd}$  de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situées dans la zone tendue (qui sera définie par la distance  $x$ ) par leurs distances respectives  $d_i$  au centre de résistance de la zone comprimée (axe neutre de la semelle comprimée).

### VI.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 14,6 \sqrt{\frac{190}{9,4}} = 65,64 \text{ mm}$$

$$d_1 = 150 \times 5 + 50 = 800 \text{ mm}; \quad d_2 = 4 \times 150 + 50 = 650 \text{ mm}; \quad d_3 = 3 \times 150 + 50 = 500 \text{ mm};$$

$$d_4 = 2 \times 150 + 50 = 350 \text{ mm}; \quad d_5 = 150 + 50 = 200 \text{ mm}$$

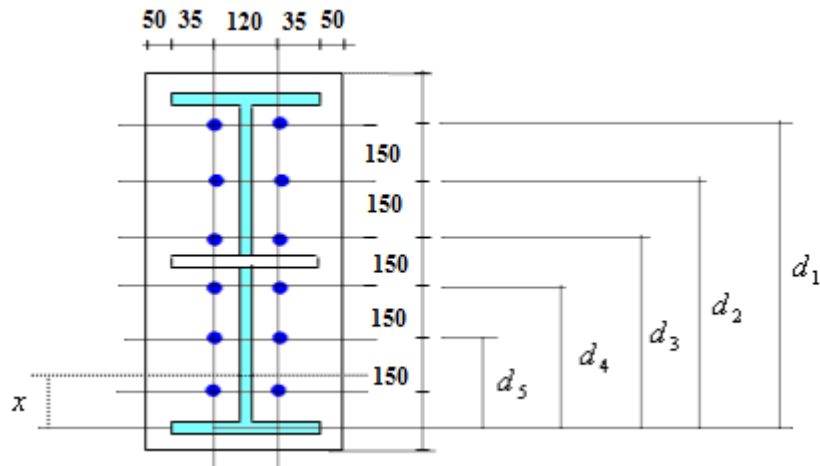


Fig. VI.3 : Détails d'assemblage.

### VI.1.2 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- $N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- $d_1$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

### VI.1.3 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

### VI.1.4 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

- $n$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

**VI.1.5 Vérification de la résistance de l'assemblage :**

$$\sum d_i^2 = (200^2 + 350^2 + 500^2 + 650^2 + 800^2) = 1475000 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1475000}{800} \times 10^{-3} = 632,40 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y,sd} = 259,44 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 632,40 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.1.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{89,62}{12} = 7,468 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

- $k_s=1$  : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$  : Plan de frottement.
- $v = 0,3$  : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$  : Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 7,468 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.1.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:

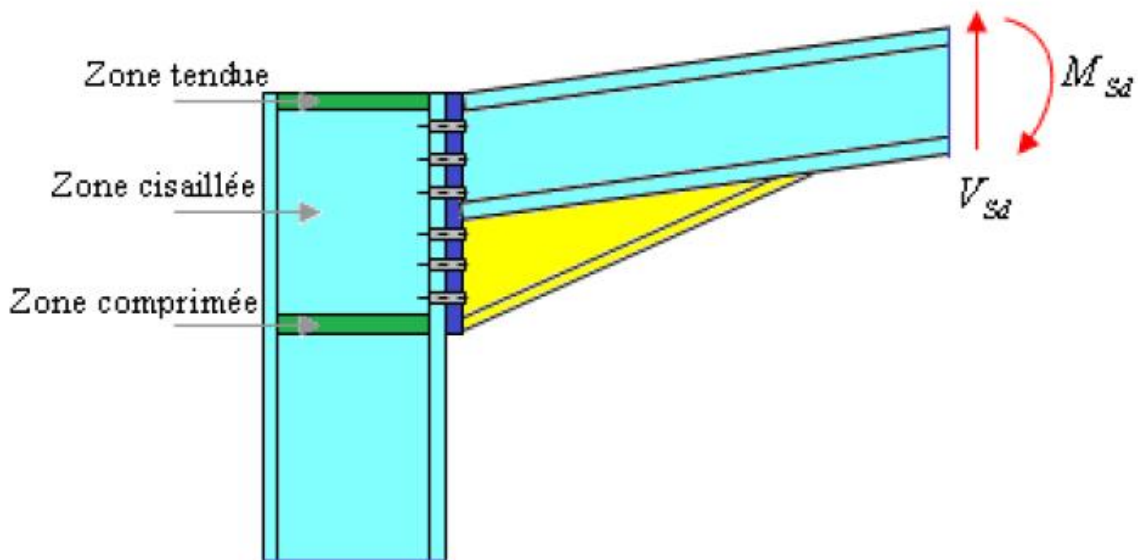


Fig. VI.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f \times 2}$$

Avec :

- $F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau a la traction.
- $t_{wc} = 9,4mm$  : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 150mm$ : Entraxe rangées de boulons.
- $M_{sd} = 259,44kN.m$
- $h = 450mm$
- $t_f = 14,6mm$

$$F_{t.Rd} = 0,94 \times 15 \times \frac{23,5}{1,1} = 301,22kN$$

$$F_v = \frac{259,44}{2 \times (0,45 - 0,0146)} = 297,93kN$$

$$F_v = 297,93kN \leq F_{t.Rd} = 301,22kN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ pas la penne de mettre un raidisseur.

### VI.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:

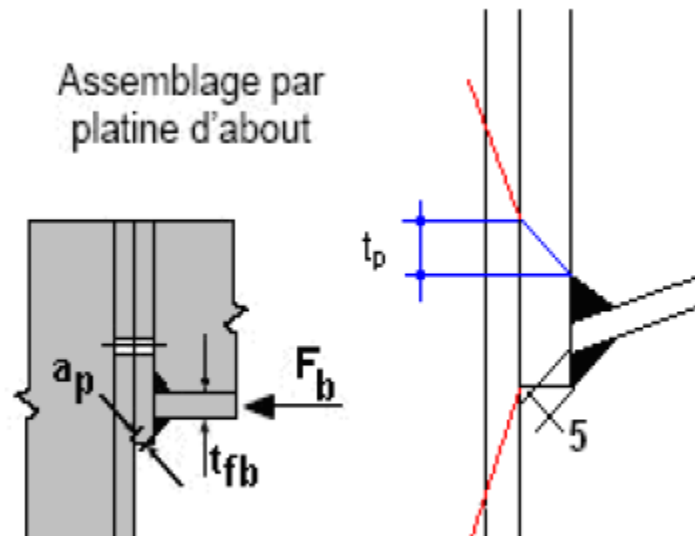


Fig. VI.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M_1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $\sigma_{c.sd}$  : Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.
- $\bar{\lambda}_p$  : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.
- $t_p = 20\text{mm}$  : Epaisseur de la platine d'extrémité.

- $t_{fb} = 14,6 \text{ mm}$ : Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{wc} = 9,4 \text{ mm}$
- $t_{fc} = 14,6 \text{ mm}$ : Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 21 \text{ mm}$ : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 0,5 \text{ mm}$ : Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 450 \text{ mm}$ : Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 9,4 \text{ mm}$ : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 378,8 \text{ mm}$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{89,62}{98,8} + \frac{259,44 \times 21 \times 10^2}{33740} = 17,05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 17,05 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = \frac{1,7 - 17,05}{23,5}$$

$$k_c = -0,653$$

$$b_{eff} = [14,6] + [2 \times 0,5\sqrt{2}] + [5(14,6 + 21)] + [2 \times 20] = 232,01 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{23,2 \times 37,88 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,94^2}} = 0,983$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,983 \geq 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{0,983 - 0,2}{0,983^2} = 0,81$$

$$F_{c.Rd} = \frac{-0,653 \times 0,81 \times 23,2 \times 0,94 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{23,2}{45}\right)^2\right)}} = -212,44 \text{ kN (Traction)}$$

$$N_{sd} = \Sigma N_i$$

$\Sigma N_i$  : la somme des efforts dans les boulons tendu.

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\Sigma d_i^2} \quad M_{sd} = 259,44$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{259,44 \times 800 \times 10^{-3}}{1475000 \times 10^{-6}} = 140,713 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\Sigma d_i^2} = \frac{259,44 \times 650 \times 10^{-3}}{1475000 \times 10^{-6}} = 114,329 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_3}{\Sigma d_i^2} = \frac{259,44 \times 500 \times 10^{-3}}{1475000 \times 10^{-6}} = 87,945 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_4}{\Sigma d_i^2} = \frac{259,44 \times 350 \times 10^{-3}}{1475000 \times 10^{-6}} = 61,562 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_5}{\Sigma d_i^2} = \frac{259,44 \times 200 \times 10^{-3}}{1475000 \times 10^{-6}} = 35,178 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 140,713 + 114,329 + 87,945 + 61,562 + 35,178 = 439,727 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 439,727 \text{ KN} > F_{c,Rd} = 212,44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 15mm) pour cette zone (voir la figure ci-dessous).

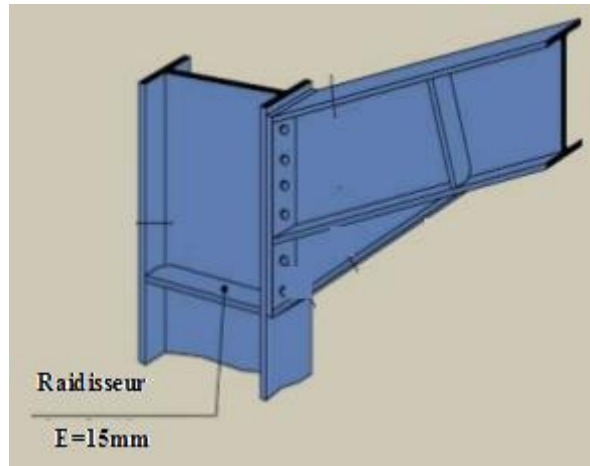


Fig. VI.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression.

### VI.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée:

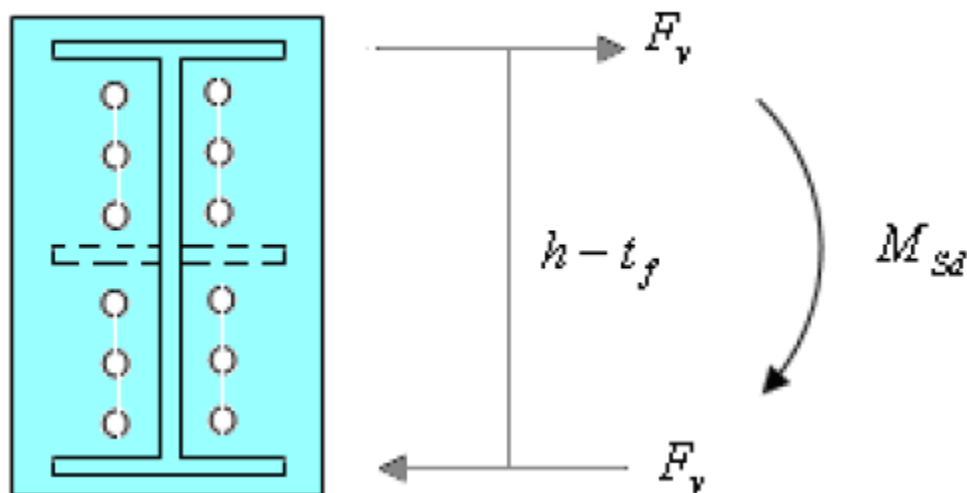


Fig. VI.7 : Résistance âme du poteau dans la zone cisillée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 45 \times 0,94}{1,1} = 524,135 \text{ kN}$$

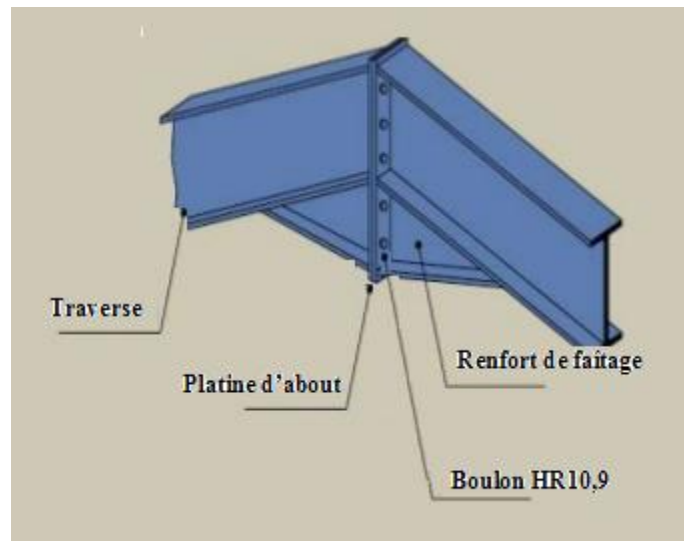
$$F_v = 297,93 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 524,135 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.1.10 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau :

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

### VI.2 Assemblage de faîtage:

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret (comme le montre la figure suivante 04-7.); dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non à l'usine.



**Fig. VI.8 :** Assemblage traverse-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons HR 10,9 d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement  $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le poteau sont en IPE450, on va tenter de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{sd} = 143,67 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 59,57 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 79,47 \text{ kN}$

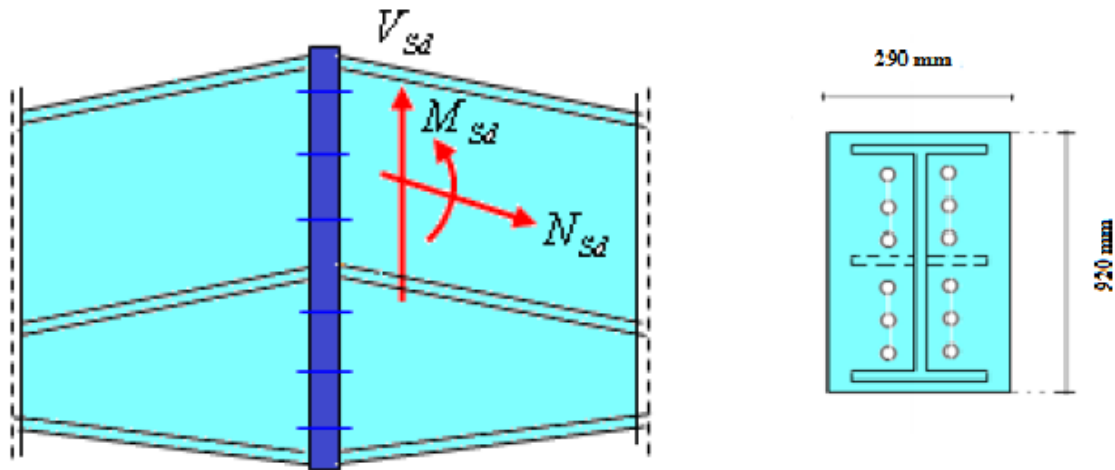


Fig. VI.9 : Détails sur l'assemblage.

- Platine : 920 x 290 x 20
- Boulons : HR 10,9

### VI.2.1 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

$$\sum d_i^2 = (200^2 + 350^2 + 500^2 + 650^2 + 800^2) = 1475000 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 1475000}{800} \times 10^{-3} = 632,40 \text{ Kn.m}$$

### VI.2.2 Vérification de la résistance de l'assemblage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

$$M_{sd} = 143,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 632,40 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 143,67 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 632,40 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.2.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{79,47}{12} = 6,62 \text{ kN}$$

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

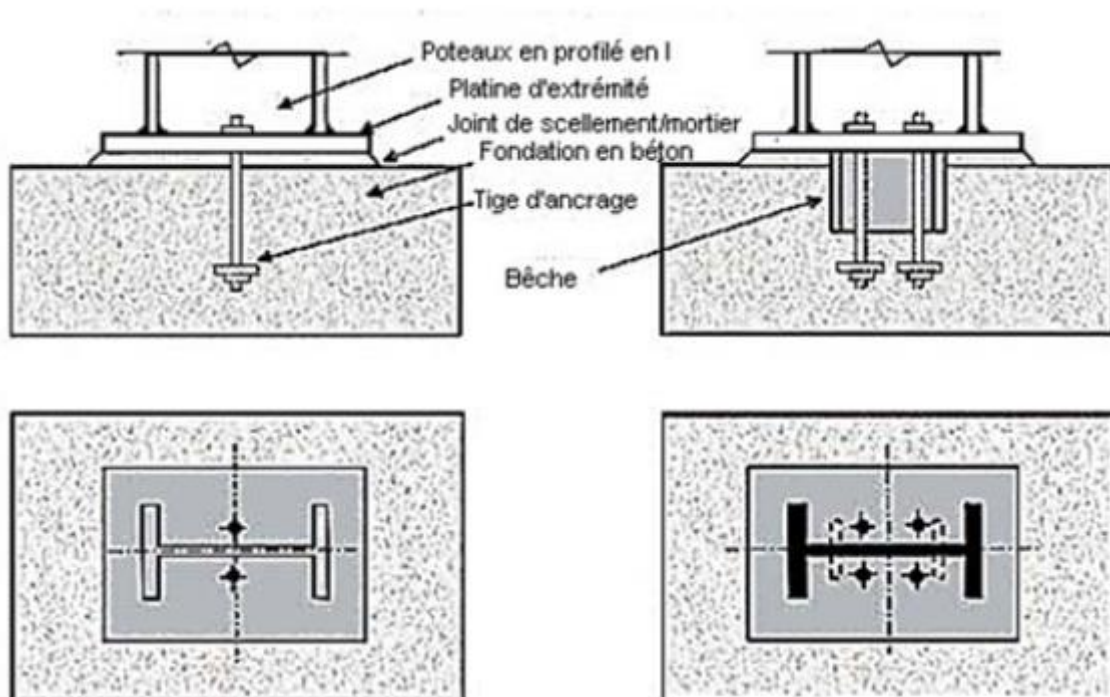
- $k_s=1$  : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m=1$  : Plan de frottement.
- $v = 0,3$  : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $F_p = 171,5 \text{ kN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma_{M_2} = 1,25$  : Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 6,62 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

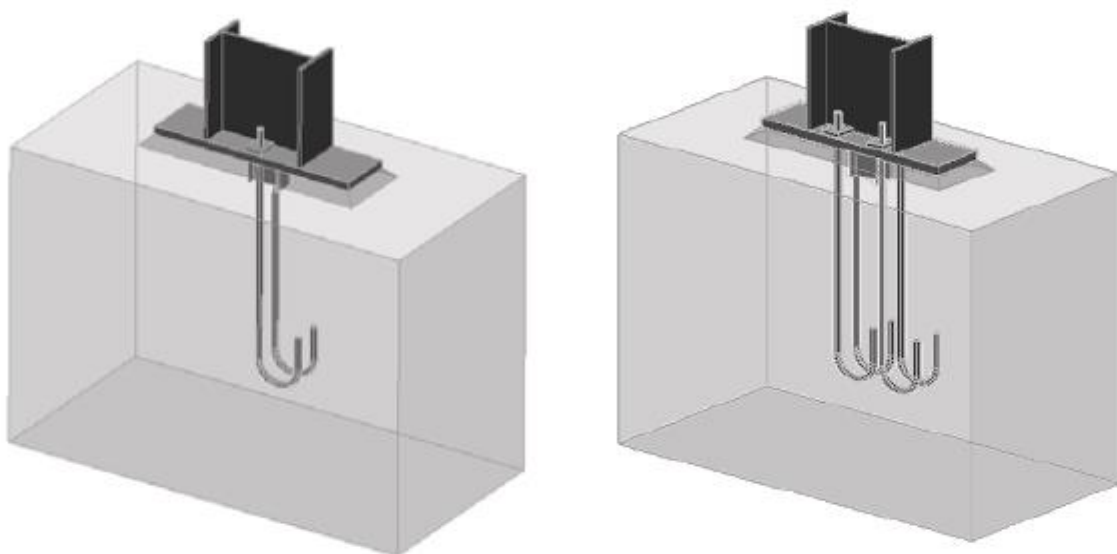
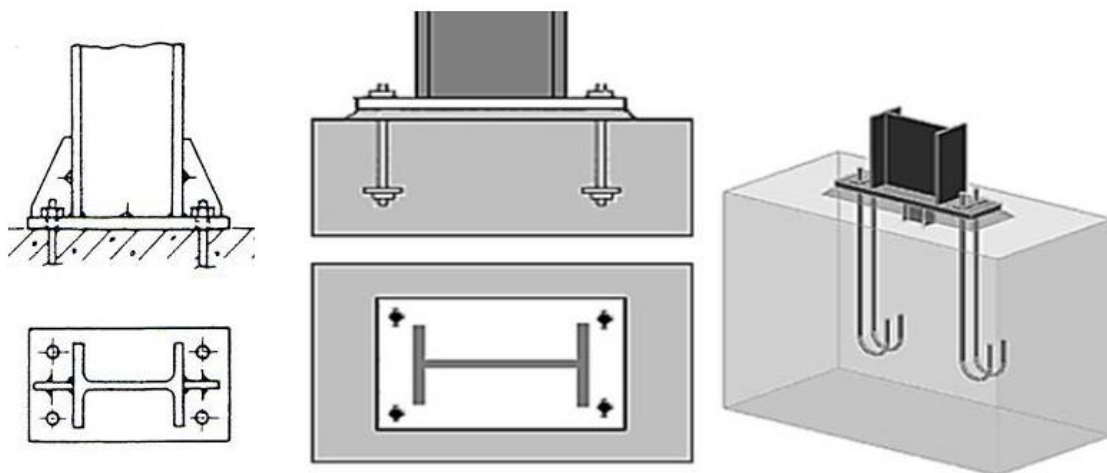
### VI.3 Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante 04-9.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.



**Fig. VI.10 :** Base de poteau.

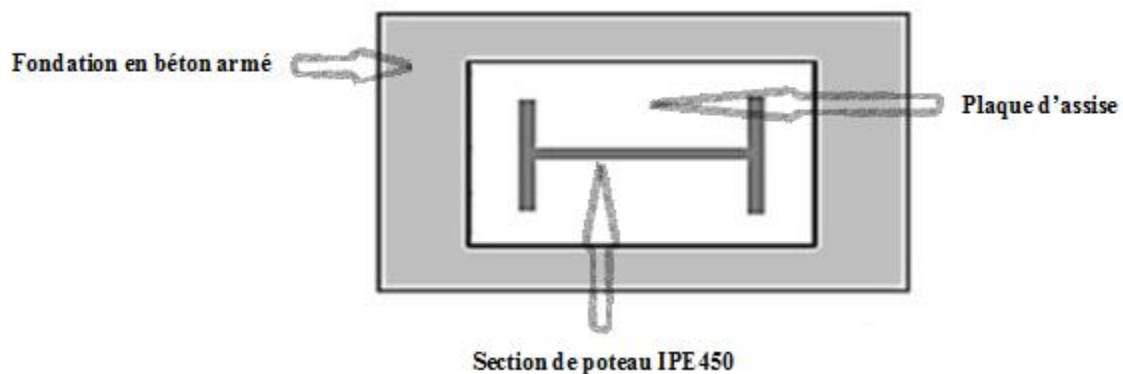
L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante 04-10.); il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés ((comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

**Fig. VI.11 :** Pieds de poteau articulés.

**Fig. VI.12 :** Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en IPE450, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- Charge axiale de compression :  $N_{sd} = 89,62 \text{ kN}$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{z.sd} = 42,83 \text{ kN}$
- Effort de soulèvement :  $N_{sd} = 9,02 \text{ kN (compression)}$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{z.sd} = 17,63 \text{ kN}$

**Fig. VI.13 :** Détails sur l'assemblage.

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe C25 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients de sécurité :  $\gamma_{M_0} = 1,1$  ;  $\gamma_{M_2} = 1,25$ .
- Béton :  $\gamma_c = 1,5$ .

### VI.3.1 Résistance du béton a la compression:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 1$$

### VI.3.2 Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement:

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = \frac{2}{3}$
- Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :
 
$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c2}}\right)^{0,5} = \alpha = 1,5$$

Ainsi la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1,5 \times \frac{2}{3} \times 16,7 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

### VI.3.3 Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

On admettra que l'aire de la plaque sera :

$$A_{c_0} = \max \left[ \left( \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \right); \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \right]$$

$$\frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \left( \frac{89620}{16,7} \right)^2 = 336,830 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{89620}{16,7} = 5366,467 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{c_0} = 5365,467 \text{ mm}^2$$

### VI.3.4 Choix du type de la plaque d'assise :

On a :

$$A_{c_0} = 5366,467 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$$

Ce qui implique qu'une plaque à projection courte sera satisfaisante ; ces dimensions seront prises comme suit :

$$\begin{cases} b_p = 220 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 190 + (2 \times 14,6) = 219,2 \text{ mm} \\ h_p = 480 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 450 + (2 \times 14,6) = 479,2 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$A_{c_0} = 220 \times 480 = 105600 \text{ mm}^2 > 5366,467 \text{ mm}^2$$

### VI.3.5 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

#### a) Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec :

- $A = +2$
- $B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(190 - 9,4 + 450) = -630,6 \text{ mm}$
- $C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})] =$   
 $\frac{(0,5 \times 89620)}{16,7} - [(2 \times 190 \times 14,6) + (4 \times 14,6^2) + (0,5 \times 450 \times 9,4) -$   
 $(14,6 \times 9,4)] = -5695,166 \text{ mm}^2$

$$c = \frac{630,6 - \sqrt{(630,6)^2 - (4 \times 2 \times -5695,166)}}{2 \times 2} = -8,786 \text{ mm}$$

La valeur de la largeur additionnelle 'c' car l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous amène à recalculer cette valeur de la manière suivante :

### b) Calcul de la largeur d'appuis additionnel 'c' :

On pose  $t = 15 \text{ mm}$

- $t = 15 \text{ mm}$  : Epaisseur de la Plaque d'assise.
- $\beta_c = 15 \text{ mm}$  : Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé.

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 15 \left( \frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 31 \text{ mm}$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(450 - 2 \times 14,6)}{2} = 210,4 \text{ mm}$$

$$c < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2}$$

il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

$c < \beta_c \dots$  Plaque a projection courte.

### c) Calcul de la section efficace $A_{eff}$ :

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(190 + 2 \times 15)(31 + 15 + 14,6)] +$$

$$[(450 - 2 \times 31 - 2 \times 14,6)(2 \times 31 + 9,4)] = 52282,32 \text{ mm}^2$$

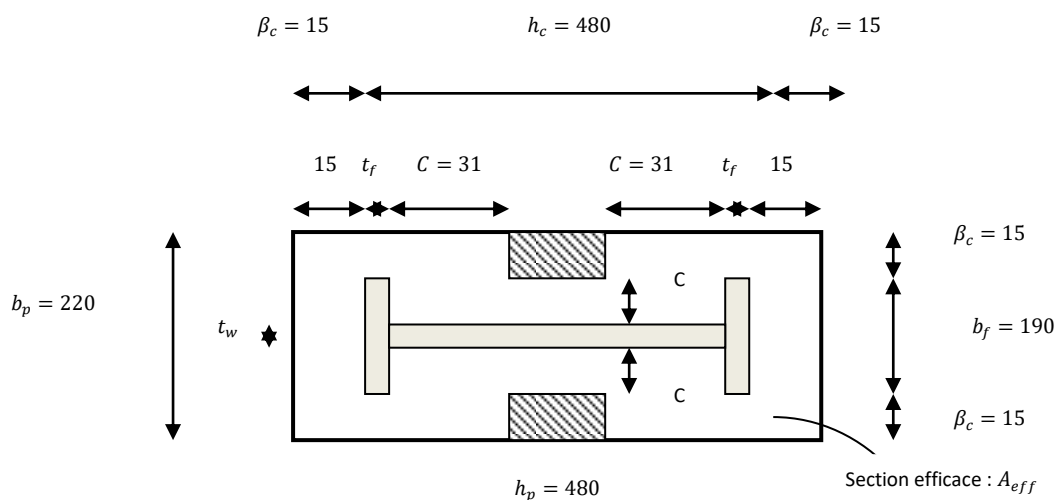


Fig. VI.14 : Dimensions de la plaque d'assise.

**d) Calcul de la résistance a l'effort axial  $N_{sd}$ :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

Avec :

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

- $A_{eff} = 52282,32 \text{ mm}^2$  : Section efficace.
- $f_{jd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$ : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 52282,32 \times 16,7 \times 10^{-3} = 873,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 89,62 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 89,62 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 873,11 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.3.6 Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

**a) Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$ :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6\gamma_{M_0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = 8,011 \text{ N.m (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

**b) Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$ :**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 89,62}{52282,32} = 0,823 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 0,823 \text{ N.m} \leq M_{Rd} = 8,011 \text{ N.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.3.7 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :**

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

Avec :

- $N_{sd} = 89,62 \text{ kN}$  : Effort de calcul de compression du poteau.
- $C_{fd} = 0,2$  : Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 89,62 = 17,924 \text{ kN}$$

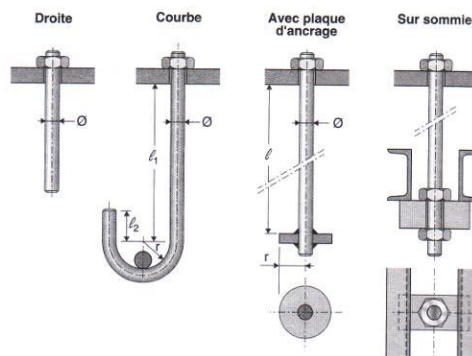
$$V_{z.sd} = 42,83 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 42,89 \text{ kN} > F_{v.Rd} = 17,924 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, ce sont les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement.

### VI.3.8 Tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.



**Fig.VI.16** : Types de tiges d'ancrage.

Soit deux tiges d'ancrage M20 de classe 4,6 (de forme courbe)

- $A_s = 245 \text{ mm}^2$
- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$

### VI.3.9 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 89,62 = 17,924 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times F_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 240 = 0,368$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,368 \times 400 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 28,85 \text{ kN}$$

Avec :

- $F_{f.Rd} = 17,924 \text{ kN}$  : Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression dans le poteau.
- $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - (0,0003 \times 240) = 0,368$
- $n_b = 2$  : Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

$$F_{v.Rd} = 17,924 + (2 \times 28,85) = 75,624 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 42,89 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 42,83 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 75,624 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

### VI.3.10 Dimensionnement des bêtches de cisaillement :

Pour plus de sécurité on prévoit des bêtches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple.

- Hauteur de la bêche :  $h_{bêche} \leq 0,4h_c \Rightarrow h_{bêche} \leq 180 \text{ mm}$
- Profondeur efficace :  $60\text{mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{bêche} \Rightarrow 60\text{mm} \leq l_{eff} \leq 270 \text{ mm}$
- Elancement maximal des ailes :  $\frac{b_{bêche}}{t_{bêche}} \leq 20$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

- Profondeur totale :  $d_0 = 100\text{mm}$
- Longueur efficace :  $l_{eff} = 100 - 30 = 70\text{mm}$
- Elancement maximal des ailes :  $\frac{55}{5,7} = 9,65 \leq 20$
- L'épaisseur du scellement est de 30 mm

$\Rightarrow$  Une bêche en IPE100 sera retenue

### VI.3.11 Résistance des tiges d'ancrage a l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations.

D'après les résultats du chapitre V, combinaison : G + 1,5V3

$$N_{sd} = V_E = 9,02 \text{ KN} \text{ et } V_{zsd} = H_E = 17,63 \text{ KN}$$

### VI.3.12 Résistance des tiges d'ancrage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\frac{V_{sd}}{n_b} + \frac{N_{sd}}{n_b} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 246}{1,25} = 70,56 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{n_b}}{F_{v.Rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{n_b}}{N_{t.Rd}} = \frac{\frac{17,63}{2}}{75,624} + \frac{\frac{9,02}{2}}{70,56} = 0,180 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.3.13 Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

Avec :

- $F_{anc.Rd}$ : Résistance d'ancrage en traction.

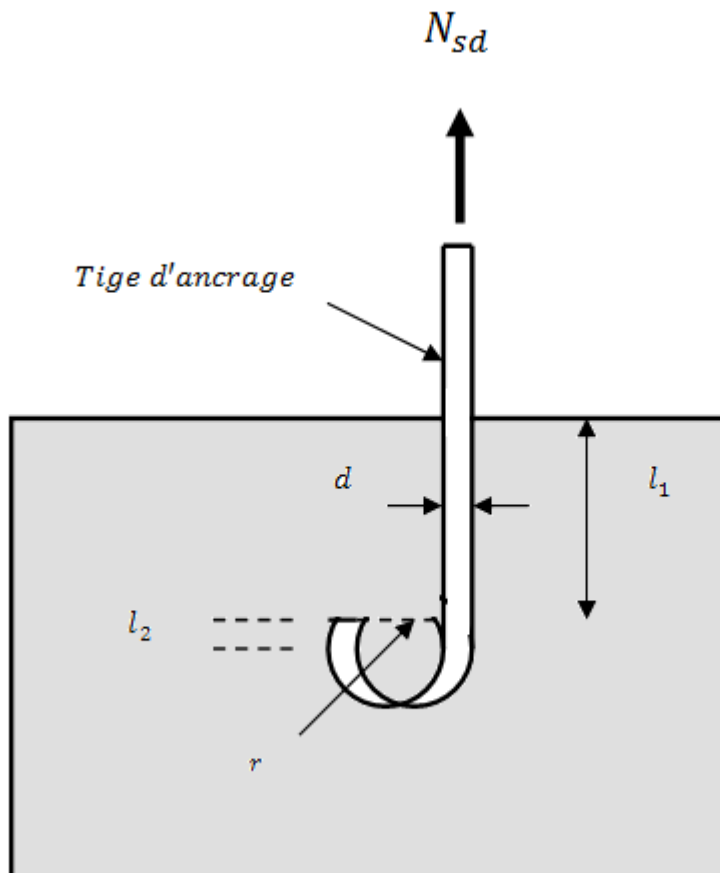


Fig. VI.17 : Tige d'ancrage.

- $r = 3 \times 20 = 60mm$
- $l_1 = 20 \times 20 = 400mm$
- $l_2 = 2 \times 20 = 40mm$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924mm$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- $f_{bd}$  : Contrainte d'adhérence de calcul.
- $d$  : Diamètre du boulon d'ancrage.
- Fondation en béton de classe C25:  $f_{ck} = 25 N/mm^2$
- Béton :  $\gamma_c = 1,5$ .

### VI.3.14 Calcul de la contrainte d'adhérence $f_{bd}$ :

Classe de béton C25/30 :

$f_{ck} = 25 N/mm^2$  : résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1,15$  : coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 N/mm^2$$

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 mm$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

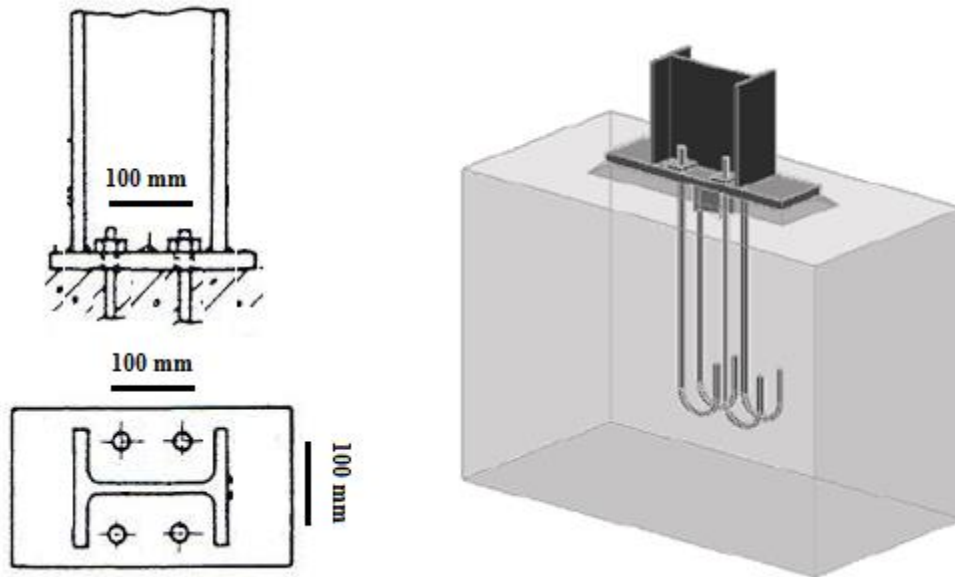
$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 kN$$

$$N_{sd} / 2 = 9,02 / 2 = 4,51 kN < F_{anc.Rd} = 72,4 kN$$

*Pas d'effort de soulèvement ... .. vérifiée*

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.



**Fig. VI.18** : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrag

## ***Conclusion générale***

*Ce projet nous a donné l'opportunité d'utiliser les connaissances acquises tout au long de nos parcours universitaires et notre expérience professionnelle dans le domaine dans le but de traiter un thème très intéressant pour cette dernière étape de notre formation d'ingénieur en génie civil.*

*L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis d'enrichir nos connaissances et nos acquis dans le domaine et aussi d'apprendre les différentes techniques de calculs et les concepts d'un hangar.*

*Cela s'est avéré très fructueux, car il nous aura permis de nous approfondir encore plus dans cette spécialité.*

## ***Bibliographie***

- *Règlement neige et vent version 2013*
- *Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.*
- *Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- *Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.*
- *Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui s'est inspire de l'Eurocode 1994-1-1.*
- *Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2*
- *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.*