

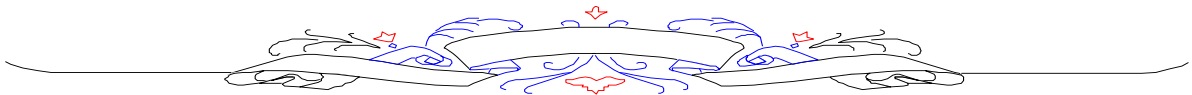
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou**  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



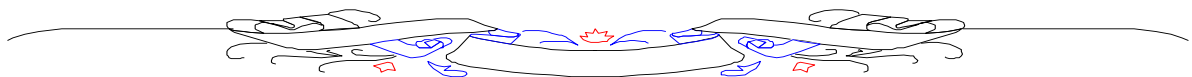
# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil  
Option : Construction Métallique

*Thème :*



**Etude et dimensionnement d'un hangar  
métallique à usage industriel doté d'un  
plancher mixte pour bureaux.**



*Réalisé par :* **KARRICHE Cylia**  
**CHEMAKH Kahina**

*Encadré par :* **M<sup>r</sup> K.AKKOUCHE**

Promotion : 2020/2021



# Remerciements

*En premier lieu, nous remercions DIEU le tout puissant.*

*En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous tenons à remercier notre promoteur Mr AKKOUCHE.K qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et de savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide. Et Mr DAHMANI Lahlou pour sa disponibilité et ces conseils.*

*Nous sommes également très reconnaissant, à toute personne ayant contribué de près et de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :*

*Le corps enseignant du département de génie civil.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront*

*L'honneur de juger notre travail*



## DEDICACES



*A mes très chers parents que j'aime beaucoup, ma mère « **Ouiza** » qui a été près de moi durant tout le long chemin d'étude, et mon père « **Yahia** » qui m'a encouragée pour finir mes études, que ce travail soit pour eux le témoignage de ma plus profonde reconnaissance pour leur souffrance et leur sacrifice.*

*Je dédie ce modeste travail avec tout mon profond respect :*

*A mes chères frères **Amine** et **Mourad**.*

*A mon grand-père **ALI** et ma grand-mère **DJOUHER**.*

*A la mémoire de mon cher grand-père **Mohamed** ; à ma grand-mère **Aldjia** et à mon oncle **Kamel** que dieu les garde dans son vaste paradis.*

*A « **Ahmed Maloum** » pour son soutien morale et encouragement et a toute sa famille.*

*A mes oncles et mes tantes paternels et maternels.*

*A tous mes cousins et mes cousines.*

*A toute ma famille.*

*A tous ceux que j'aime, et ceux qui ont été là pour moi et tous ceux qui ont contribué de près et de loin à l'aboutissement de ce projet.*



**CYLIA.**

# Sommaire

Introduction Général .....	1
----------------------------	---

## **PARTIE A**

### Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

<b>I. Introduction :</b> .....	<b>2</b>
--------------------------------	----------

I.2 Données concernant le site : .....	2
--	---

I.3 Règlements utilisés : .....	2
---------------------------------	---

<b>PARTIE A :</b> .....	<b>3</b>
-------------------------	----------

A.I. Matériaux utilisés : .....	3
---------------------------------	---

A.2 Élément de l'ouvrage : .....	3
----------------------------------	---

<b>A.3 Les assemblages :</b> .....	<b>4</b>
------------------------------------	----------

<b>PARTIE B :</b> .....	<b>5</b>
-------------------------	----------

B.I. Introduction : .....	5
---------------------------	---

<b>B.2 Les matériaux utilisés :</b> .....	<b>5</b>
---	----------

### Chapitre II Etude climatique

<b>II.1 Etude Vent et Neige :</b> .....	<b>7</b>
---	----------

II.1 Introduction : .....	7
---------------------------	---

II.2 Dimension de l'ouvrage : .....	7
-------------------------------------	---

II.3 Les données relatives au site : .....	7
--	---

II.4 CHARGE DE LA NEIGE : .....	7
---------------------------------	---

II.6 Etude de vent : .....	9
----------------------------	---

II.7. FORCE DEFROTTEMENT.....	23
-------------------------------	----

### Chapitre III : Prés-Dimensionnement des éléments

<b>III.1. Introduction :</b> .....	<b>28</b>
------------------------------------	-----------

III.2 Prés-Dimensionnement des pannes : .....	28
---	----

III.3. Calcul des liernes : .....	38
-----------------------------------	----

III.4 Calcul De L'echantignolle .....	40
---------------------------------------	----

III.5 Calcul Des Lisses De Bardage.....	42
---	----

III.6. Calcul des potelets .....	47
----------------------------------	----

## **Chapitre IV : étude des éléments structuraux**

IV.1. Introduction : .....	58
IV.2. Effort sollicitant le portique : .....	59
IV.3. Calcul des efforts internes : .....	61
IV.4. Pré dimensionnement de la traverse : .....	70
IV.5.Vérification des poteaux : .....	78

## **Chapitre V : Etude des contreventements**

V.1. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS : .....	78
V.3.Vérification des pannes (moments de la poutre au vent) a la résistance : .....	82
V.4.Calcul du palée de stabilité en long pans .....	91
V.5.Pré dimensionnement de la poutre sablier : .....	92

## **Chapitre VI : Etude sismique**

VI.1. Introduction : .....	99
VI.2. Principe de la méthode : .....	95
VI.3.Calcul de l'effort tranchant V à la base : .....	95

## **Chapitre VII Vérification des éléments**

V II.1 Introduction : .....	100
V II.2 Méthode de travail : .....	100
V II. 3. Etapes de modélisation : .....	101
V II. 4 Modélisation géométrique : .....	101
V II.5. Combinaison d'action : .....	102

## **Chapitre VIII Assemblage**

VIII.1. Introduction .....	123
VIII.2. Assemblage de rive .....	123
VIII.3. Calcul de l'assemblage du faitage : .....	128
VIII.5. Assemblage traverse IPE550-potelet IPE270 : .....	130
VIII.6. Assemblage des stabilités : .....	131
VIII.7 : Calcul des bases de Poteau : .....	135
VIII.8 : Les tiges d'encrage : .....	139

## **Chapitre IX Fondation**

IX.1/Type de fondation : .....	145
IX.2/ Caractéristique des matériaux : .....	145
IX.3/ Prés-Dimensionnement des fondations : .....	146
IX.4 / Dimensionnement de la semelle : .....	147
IX.5 / Etude des longrines : .....	151
IX.6 /Etude des semelles sous les potelets : .....	153
IX.7 /Etude des longrines : .....	154

## **Chapitre X Protection de la structure**

X.1/Introduction: .....	157
X.2/Lacorrosion: .....	157
X.2.1/Protection par peinture: .....	157
X.2.2/Protection par zinc .....	158
X.3/Le feu : .....	158
X.3.1 /Protection par peinture intumescente: .....	158
X.3.2/Protection par produit projeté: .....	159

# **PARTIE B**

## **Chapitre I Pré-dimensionnement des éléments**

I.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 : .....	161
I.2/Pré-dimensionnement : .....	163
I.2.1/Pré-dimensionnement des solives : .....	163
I.2.2/ Pré-dimensionnement des poutres : .....	166
I-2.3/Pré-dimensionnement des poteaux : .....	171

## **Chapitre II Etude de plancher**

II.1 /Introduction .....	174
II.2Etude des solives : .....	175
II.2.1 Au stade de montage : .....	175
II.2.2 Au stade finale : .....	177
II.2.2.1 Plancher étage courant : .....	177

II.3 Calcul de la connexion acier-béton : .....	183
---	-----

### **Chapitre III Etude des escaliers**

III.1 / Introduction : .....	187
------------------------------	-----

III.2 / Etude des escaliers : .....	187
-------------------------------------	-----

III.2.1/ Introduction : .....	187
-------------------------------	-----

III.2.2 / Pré-dimensionnement des marches : .....	188
---	-----

III.2.3 / Dimensionnement des éléments porteurs : .....	189
---	-----

III.2.4 / Dimensionnement de limon : .....	192
--	-----

III.2.5 / Pré dimensionnement des limons : .....	194
--	-----

III.2.6 / Etude de la poutre palière des limons : .....	199
---	-----

## INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine de construction qui compte plusieurs branches, parmi elle la construction métallique qui s'intéresse aux ouvrages en métal ou en acier.

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

- ❖ Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tels que :
  - Point de vue géométrique : elle offre de grandes surfaces libres et avantageuses au niveau des industries.
  - Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure, possibilité de modifier la structure.
  - L'acier est un matériau continu, isotrope et ductile ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'Elasticité.
  - Face au séisme, elle a une très bonne réaction grâce aux contreventements et à leurs ductilités.
  
- ❖ Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Le projet est subdivisé en deux parties (A et B), la première (A) consiste à réaliser l'étude de deux hangars en charpente métallique qui ont les mêmes caractéristiques, donc on a fait l'étude pour un seul hangar. Et pour la partie (B) on a profité l'occasion pour mettre en œuvre nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus et de développer l'esprit de recherche, et de le mettre en pratique. On a ajouté un bloc administratif dans le but de découvrir et d'appliquer les différents règlements pour étudier les éléments d'une mezzanine et les escaliers.

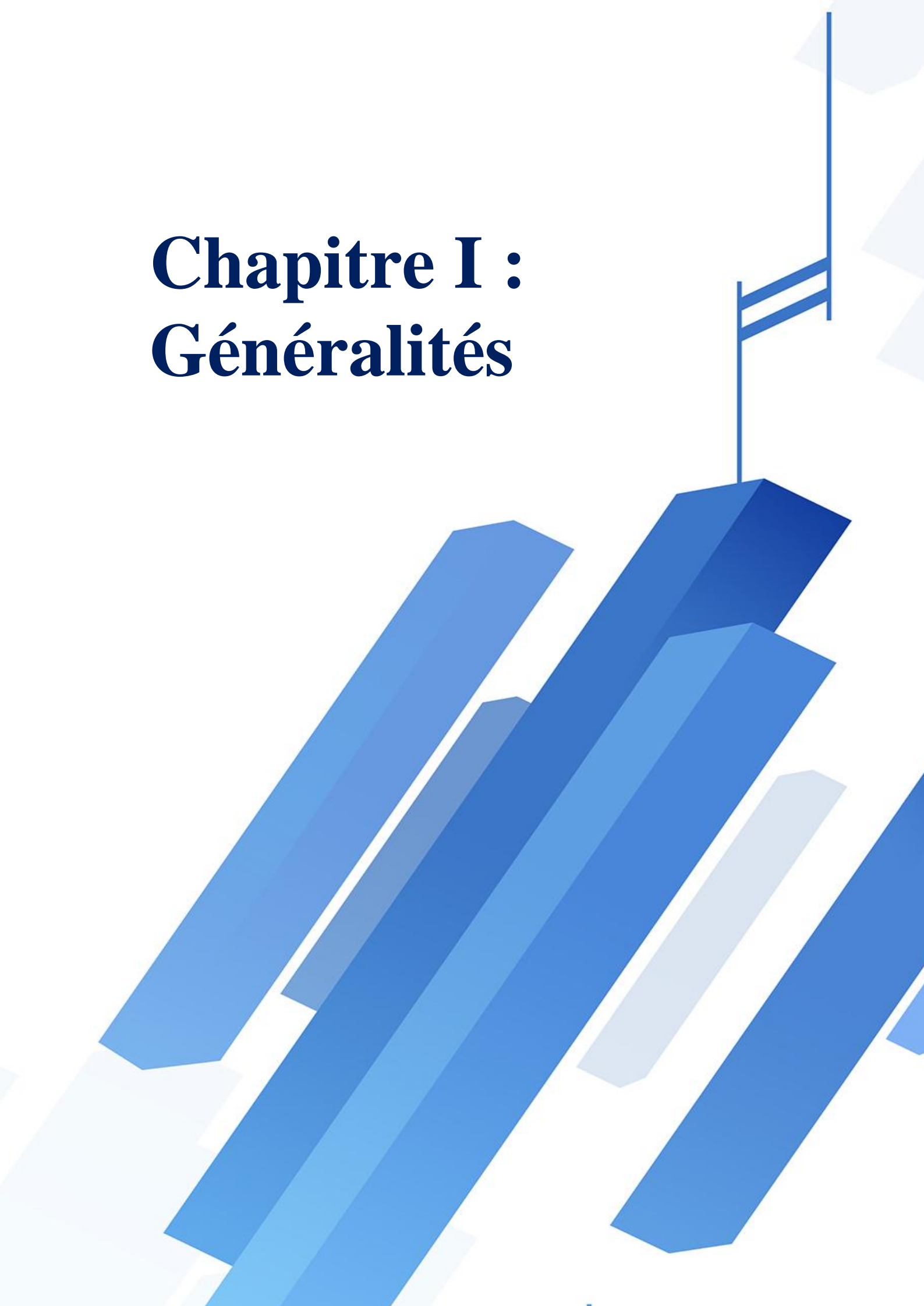
Chaque partie est divisée en plusieurs chapitres. Tout d'abord, on a fait une présentation pour la structure et pour les différents matériaux et règlements utilisés. Puis, on a effectué une étude climatique selon RNV 2013, où on a tiré la charge du vent et de la neige. Ensuite le pré-dimensionnement des éléments secondaires et structuraux tel que : panne, lisse, portique...etc

Après le calcul analytique, on a procédé à la modélisation de la structure à l'aide de logiciel (ROBOT Structural Analyse).

Pour la partie B, on a effectué le pré-dimensionnement des éléments secondaires (escalier, solive) ; les éléments structuraux (poutre principale, poteaux) et le composant plancher.

# PARTIE A

# Chapitre I : Généralités



## INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine de construction qui compte plusieurs branches, parmi elle la construction métallique qui s'intéresse aux ouvrages en métal ou en acier.

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

- ❖ Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tels que :
  - Point de vue géométrique : elle offre de grandes surfaces libres et avantageuses au niveau des industries.
  - Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure, possibilité de modifier la structure.
  - L'acier est un matériau continu, isotrope et ductile ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'Elasticité.
  - Face au séisme, elle a une très bonne réaction grâce aux contreventements et à leurs ductilités.
  
- ❖ Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

## I. Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner deux hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour usage industrielle, et d'un espace administratif dans le 2<sup>ème</sup> hangar reposant sur un plancher mixte. La toiture est composée de halls à doubles versants symétriques.

L'ouvrage est situé à TIARET. La structure est d'une surface de 2700 m<sup>2</sup>, et fait 30m de largeur, et 90 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6 m ce qui fait le total de dix-sept (17) portiques.

### a) Les dimensions géométriques :

Les dimensions du hangar étudier :

- ✓ Hauteur total :  $H = 9.8\text{m}$
- ✓ Longueur :  $L = 48\text{m}$
- ✓ Largeur :  $l = 30\text{m}$
- ✓ Hauteur de poteaux :  $h = 8\text{m}$
- ✓ Distance entre portique :  $D = 6\text{m}$
- ✓ Toiture à deux versants avec une pente de  $6^\circ$

## I.2 Données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la Wilaya de « Tiaret »

- ✓ Altitude : 880 m.
- ✓ Zone de neige : Zone C
- ✓ Zone du vent : Zone III
- ✓ Zone sismique : Zone I, groupe d'usage 2.

### ➤ Rapport de sol :

- Contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$  (sol meuble)

## I.3 Règlements utilisés :

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 3 : calcul des structures en acier.
- DTR BC 2.2 : document technique sur les règlements et charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismique algériennes version 2003.
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.
- RNV99-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

## Logiciels utilisés :

On a utilisé le logiciel Auto CAD 2019 pour l'élaboration des différents plans, et le logiciel Robot 2019 pour la modélisation de la structure.

## PARTIE A :

### A.I. Matériaux utilisés :

- **Acier de construction :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon), l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés

#### ✓ Résistance

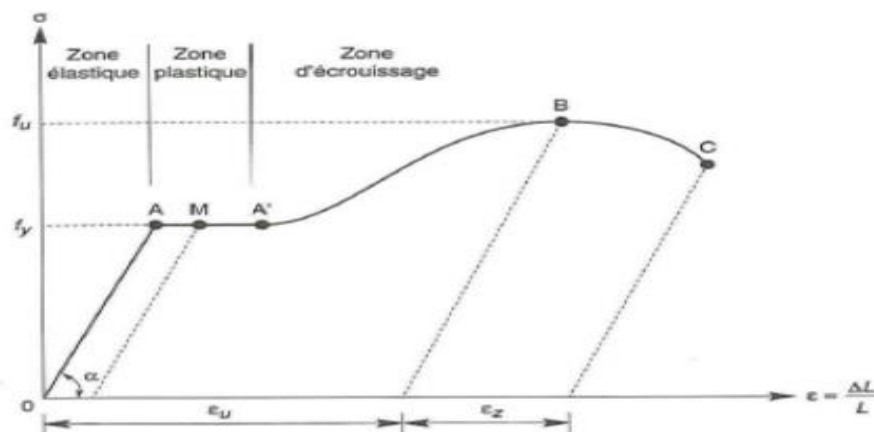
Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (**Euro code 02**).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S 275**

#### ✓ Ductilité

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

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



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

$\epsilon_u$  : Allongement à rupture

$\epsilon_z$  : Allongement de striction

#### ✓ Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : **7850 Kg/m<sup>3</sup>**
- Module d'élasticité longitudinal : **E = 210000 MPa.**
- Module d'élasticité transversale  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson :  **$\nu = 0,3$**
- Coefficient de dilatation thermique :  $12 \times 10^{-6} [K^{-1}]$

## A.2 Élément de l'ouvrage :

### La toiture :

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

**Les façades et cloisons :** Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwich fixés aux lisses de bardages.

### Structure verticale :

#### a) La stabilité :

La stabilité de la structure est assurée par deux types de contreventement, palée triangulé en X dans le sens longitudinal, et des portiques auto stable ductile dans le sens transversal

#### b) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## A.3 Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

### -Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ( $f_y=900$  MPa,  $F_u=1000$ MPa).

### -le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure, cette dernière est constituée d'un métal d'apport qui a le rôle d'un liant entre les deux pièces.

## PARTIE B :

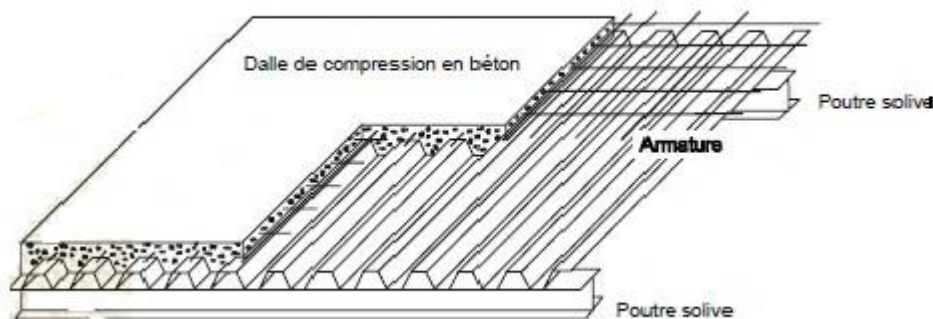
**B.I. Introduction :**

Après avoir terminé l'étude analytique de ce projet, on a opté à rajouter une mezzanine et escaliers comme un bloc administratif (R+1), dans le but d'apprendre à calculer les éléments

**I.2 Elément de l'ouvrage :**

- **Définition d'une dalle mixte :**

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température



**Figure I-4** : les composants d'une dalle mixte

- **Les escaliers :**

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches.

Il peut être de différentes formes: **droit, demi-tournant, 1/4 tournant...** avec ou sans palier intermédiaire.

il existe avec ou sans contremarche.

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contremarches (volée) et d'un palier.

**B.2 Les matériaux utilisés :**

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- Acier
- Béton
- Brique creuses
- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs

➤ **Le béton :**

Le béton est un mélange entre le ciment, l'eau et les granulats (sable et gravier), tous ces composants interviennent dans la résistance en conséquence il doit être homogène pour résister au mieux aux efforts de compression

✓ **Propriétés du béton :**

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours :  **$f_{c28}=25$  MPa.**
- La résistance à la traction à 28 jours :  **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$** 
  - **$f_{t28}=2.1$  MPa.**
- Poids volumique : **2500 Kg/m<sup>3</sup>**
- Module d'élasticité :  **$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$** 
  - **$E = 32164,2$  MPa**

✓ **Contraintes limites ultime :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :  
 **$f_{bu} = 0.85.f_{cj}/\gamma_b$**  (BAEL 99 :Art A.4.3,41)

✓ **Contraintes de cisaillement :**

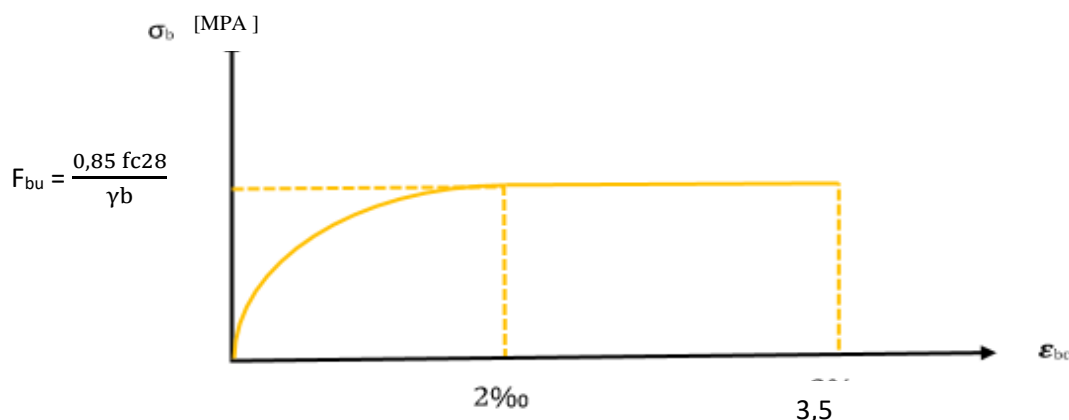
La contrainte limite de cisaillements selon le (BAEL 99 : Art A.5.1,211) prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :  **$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$**
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  **$\bar{\tau} = \min (0.10f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$**

✓ **Coefficient de Poisson :**

Selon le (BAEL 99 : Art A.2.1,3), les valeurs sont les suivantes :

- $\nu = 0$  à l'ELU
- $\nu = 0.2$  à l'ELS



**Figure-I-2-** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

# Chapitre II : Etude climatique



## II. Etude Vent et Neige :

### II.1 Introduction :

L'étude climatique est une étape essentielle pour une structure ; qui a pour but de déterminer les différentes sollicitations, produites par la charge climatique (neige) et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent ; le Règlement Neige et Vent (RNV2013) nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

Dans ce chapitre on opte pour l'étude et le calcul des actions climatiques « neige et vent » sur notre structure et ces différentes parties.

### II.2 Dimension de l'ouvrage :

Dans notre structure on deux (1 et 2) joints sont identique, pour cela, notre étude sera basée sur le 1<sup>er</sup> joint.

Les dimensions du hangar :

- $b=30\text{ m}$
- $d=48\text{ m}$
- $h=9.8\text{ m}$

Toiture double versant de degré :  $\alpha=6^\circ$

### II.3 Les données relatives au site :

- |                           |                                |
|---------------------------|--------------------------------|
| ➤ Lieu de réalisation :   | Mahdia, wilaya de Tiaret       |
| ➤ Altitude géographique : | HG=880m                        |
| ➤ Zone de neige :         | zone C                         |
| ➤ Zone du vent :          | III, $Q_{ref}=500\text{N/m}^2$ |
| ➤ Site plat :             | $C_t(z)=1$                     |
| ➤ Catégorie du terrain :  | III                            |

### II.4 CHARGE DE LA NEIGE :

Charge de neige sur les toitures ou autre surface :

Le calcul due a la neige se fait selon la réglementation RNV2013 -règlement neige et vent.

La charge caractéristique de neige sur la toiture par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Ou :

S : est la charge de neige sur le toit.

S<sub>k</sub> : est la charge de neige sur le sol en fonction de la zone de neige et de l'altitude

μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture

#### II.4.1 Détermination de la charge S<sub>k</sub> :

Le projet est implanté dans la wilaya de Tiaret classée en zone C selon le tableau des règles RNV2013.

- Zone A :  $S_k = \frac{0,07H+15}{100}$
- Zone B :  $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$
- Zone C :  $S_k = \frac{0,0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

$$S_k = \frac{0,0325H}{100}$$

Avec

H : est l'altitude de lieu d'implantations de projet par rapport au niveau de la mer (H=880m).

D'ou :

$$S_k = (0,0325 \times 880) / 100 = 0,29 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

#### II.4.2 Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :

Figure II.1 : Disposition des charges sans accumulation

( α ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

On a :  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ .

D'ou :

$$\mu=0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{(par projection horizontal).}$$

$$= \mathbf{23,20 \text{ (Kg/m}^2\text{)}}.$$

$$S = 0,232 \cdot \cos 6^\circ = 0,23 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{(suivant rampant).}$$

$$= \mathbf{23 \text{ (kg/m}^2\text{)}}$$

## II.6 Etude au vent :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013[03]

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

- ✓ De la région.
- ✓ Du site d'implantation.
- ✓ De la hauteur de la construction.
- ✓ De la forme géométrique de la construction.
- ✓ De la rigidité de la construction.
- ✓ Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

### ❖ Données relatives au site :

- ✓ Catégorie du terrain III
  - ✓ Site plat : CT = 1 (Tableau 2.5. RNV2013)
  - ✓ Zone du vent III (ANNEXE.1. RNV2013)
  - ✓  $q_{réf} = 50 \text{ daN/m}^2$  : Pression dynamique de référence (Tableau 2.2. RNV2013)
  - ✓  $K_T = 0,215$  (facteur de terrain)
  - ✓  $Z_0 = 0,3 \text{ m}$  (paramètre de rugosité)
  - ✓  $Z_{min} = 5 \text{ m}$  (hauteur minimale)
- } (Tableau 2.4. RNV2013)
- ✓  $\xi = 0,61$  coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$

### II.6.1 Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la figure II-1- Pour un vent perpendiculaire :

- ✓ Au pignon (sens V1 du vent).
- ✓ Au long-pan (sens V2 du vent).

### II.6.2 Procédure de calcul :

Le tableau 2.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le RNV 2013[03]

**Tableau II-1** : Etapes de calcul des actions due au vent

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	$z_e$	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	$C_{pi}$	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	$C_{pe}$	§ 5.2
- Coefficient de pression net	$C_{pnet}$	§ 5.3
- Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_w$	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	$F_w$	2.6.2

### II.6.2.1 Détermination de la pression statique due au vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) [daN/m^2]$$

- **Pression dynamique de pointe à la hauteur h :**

$$q_h = q_{ref} \times C_e \quad \text{Avec : } q_{ref} = 50 daN/m^2$$

- **Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h :**

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

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v]$$

**• Intensité de la turbulence :**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z \geq z_{\min} \\ I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Où:

- ✓  $C(z)$  : est le coefficient de topographie (Cf. §.2.4.5).
- ✓  $Z_0$  (en m) : est le paramètre de rugosité (Cf. tableau 2.4).
- ✓  $Z_{\min}$  : est la hauteur minimale (Cf. tableau 2.4).

**• Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\begin{cases} C_r = K_T \times \ln(Z / Z_0) & \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r = K_T \times \ln(Z_{\min} / Z_0) & \text{Pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

•  $Z$  : hauteur considéré

**Telle que :**

- ✓  $Z_0 = 0,3\text{m}$
- ✓  $Z_{\min} = 5\text{m}$

**• Hauteur de référence :**

La hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe  $q_h(h)$  dépendent des dimensions  $h$  et  $b$  de la construction.

On a :

$h = 9,8\text{m}$  hauteur total de la construction

$b = 30\text{m}$  largeur total de la construction

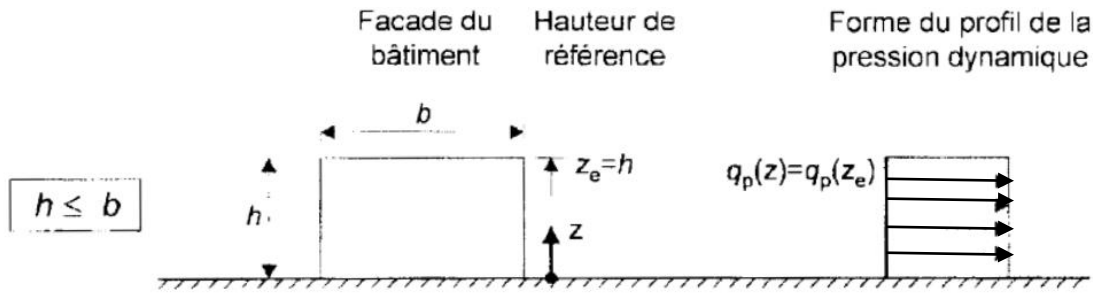


Figure II.2 : Hauteur de référence pour  $h \leq b$

✳ On considère une bande de hauteur entre 0 et  $Z_e = h = 9,8\text{m}$

D'où :

- $Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 9,8\text{m} \leq 200 \text{ m}$

- $Z = 9,8\text{m} > Z_{\min} = 5$

Donc :

- $C_r = K_T * \ln(Z / Z_0) = 0,215 * \ln(9,5 / 0,3) = 0,742$

$$C_r = 0,742$$

- $I_v = \frac{1}{C_t(z) * \ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1}{1 * \ln(\frac{9,8}{0,3})} = 0,289$

$$I_v = 0,289$$

- $C_{ex} = C_t^2 * C_r^2 [1 + 7I_v] = 1^2 * (0,74)^2 (1 + 7(0,289)) = 1,659$

$$C_{ex} = 1,66$$

- $q_h = q_{ref} * C_{ex} = 50 * 1,66 = 83 \text{ daN/m}^2$

### II.6.2.2 Détermination des coefficients de pressions extérieures $C_e$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$  dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $C_{pe1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe10}$  pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013**) [03].

- ✓  $C_{pe} = C_{pe1}$  si  $S \leq 1 \text{ m}^2$

- ✓  $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$  si  $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$

- ✓  $C_{pe} = C_{pe10}$  si  $S \geq 10 \text{ m}^2$

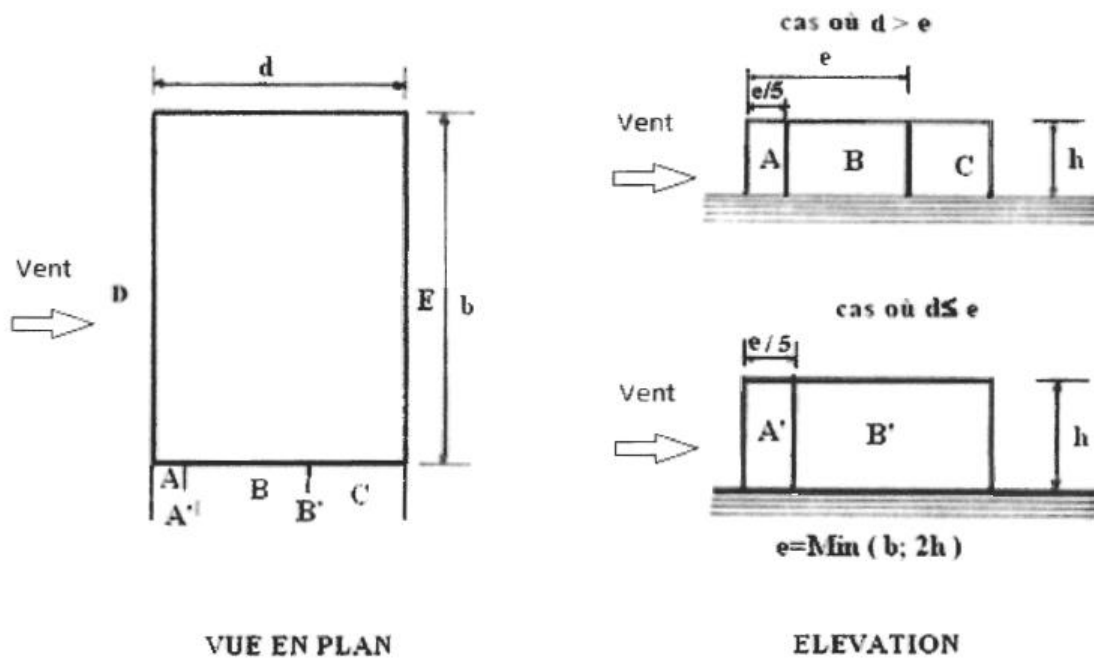
Avec : S est la surface chargée de la paroi considéré

**Tableau II.2** : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)

Paroi latérale				Paroi au vent		paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0,5		+0,8	1,0	-0.3	

**II.6.3 Vent perpendiculaire au long pan :**

**II.6.3.1 Parois verticales :**



**Figure II.3** : Légende pour la paroi verticale

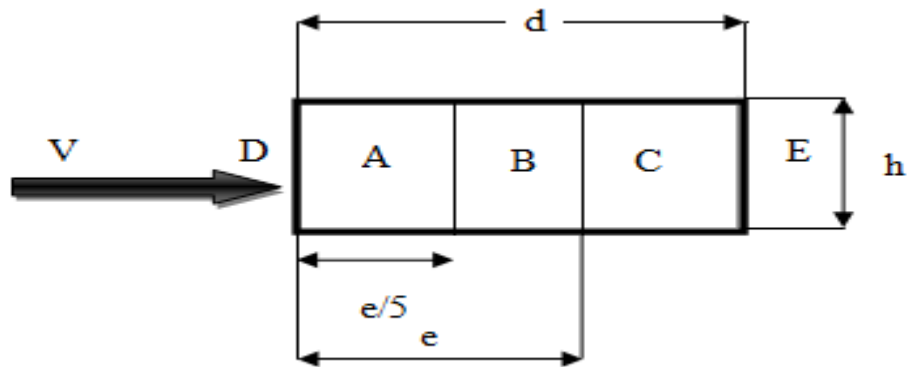
- ✓  $b = 48$  m (dimension du coté perpendiculaire au vent)  $V_1$
- ✓  $d = 30$  m (dimension du coté parallèle au vent)  $V_1$
- ✓  $h = 9,8$  m (hauteur du bâtiment)
- ✓  $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [48; 2 \times 9,8] = 19.6$  m →  $d=30\text{m} > e=19.6$  m d'où :

$A = e/5 = 19,6/5 = 3,82$  m

$B = 4e/5 = 19,6 \times 4/5 = 15,68$

$$C = d - (e/5) = 10,4\text{m}$$

Dans notre cas : d



**Figure II.4** : Direction du vent V1

Les surfaces :

$$S_A = 3,82 \times 8 = 31,36\text{m}^2$$

$$S_B = 15,68 \times 8 = 125,44\text{m}^2$$

$$S_C = 10,4 \times 8 = 83,2\text{m}^2$$

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\checkmark C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$\checkmark C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

$$\checkmark C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

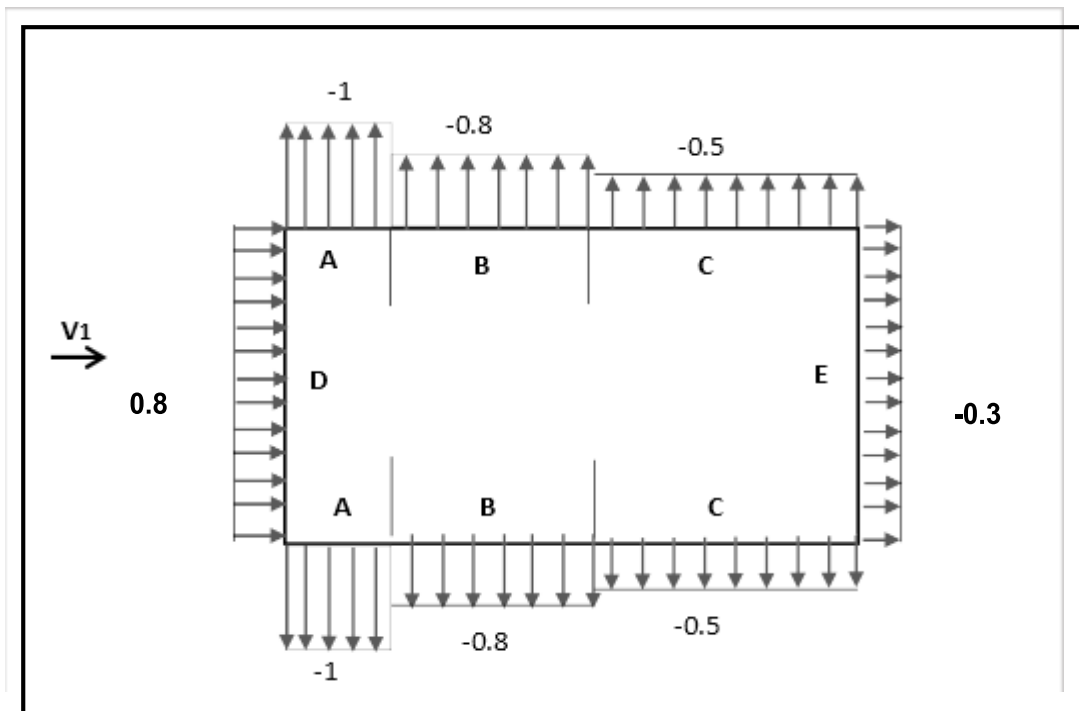
Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  on s'est référé au tableau (5-1 RNV 2013)

Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales pour le vent perpendiculaire au long plan (Tab5.1, p 66)

**Tableau II.3** : Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

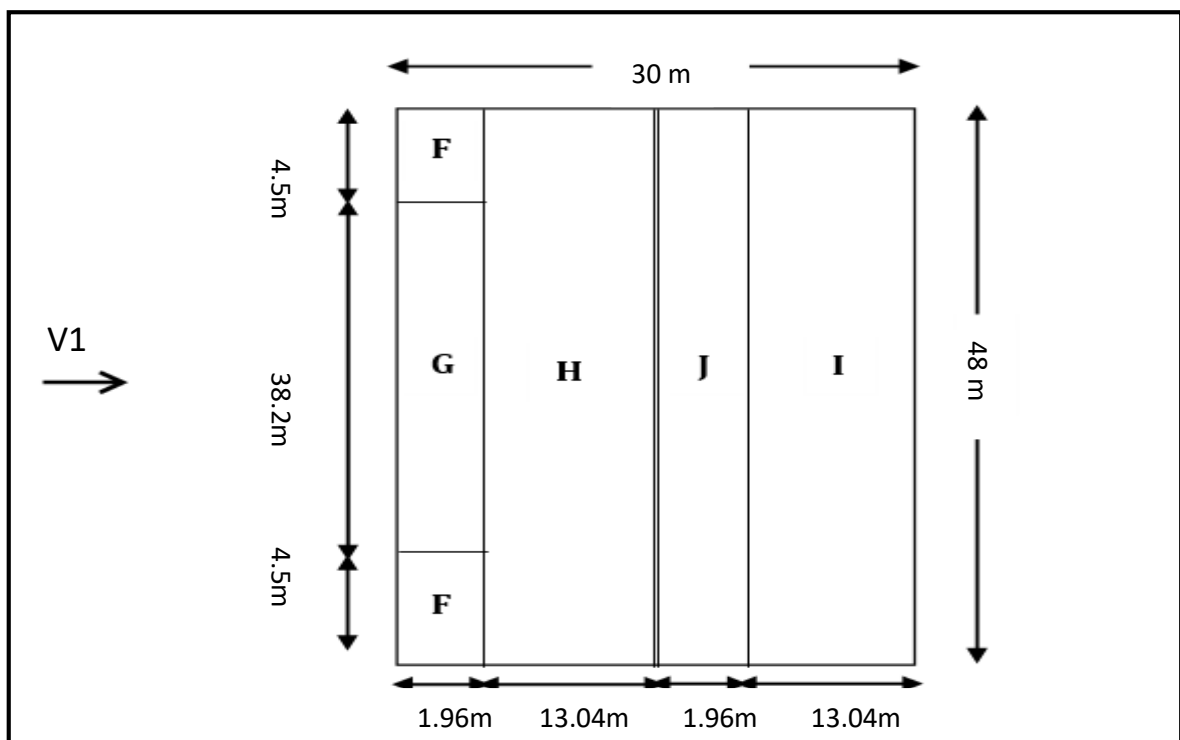
Surfaces	A	B	C	D	E
Valeur de $C_{pe}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

**Figure II.5 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.



**II.6.3.2 Versants de toiture :**

La direction de vent  $\theta = 0^\circ$  (sur long plan)



**Figure II.6 :** Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

- ✓  $b = 48 \text{ m}$
- ✓  $d = 30 \text{ m}$
- ✓  $h = 9,8 \text{ m}$
- ✓  $e = \min(b ; 2h) = 19,6 \text{ m}$

d'où :

- La largeur de la zone F=  $e/10 = 19,6/10 = 1,96 \text{ m}$
- La longueur de la zone F=  $e/4 = 4,9 \text{ m}$
- La largeur de la zone G=  $e/10 = 19,6/10 = 1,96 \text{ m}$
- La longueur de la zone G=  $48 - (2e/4) = 38,2 \text{ m}$
- La largeur de la zone H=  $(e/2) - (e/10) = 13,04 \text{ m}$
- La longueur de la zone H=  $b = 48 \text{ m}$
- La largeur de la zone I=  $(e/2) - (e/10) = 13,04 \text{ m}$
- La longueur de la zone I=  $b = 48 \text{ m}$
- La largeur de la zone J=  $e/10 = 1,96 \text{ m}$
- La longueur de la zone J=  $48 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire.

pour  $\alpha = 6^\circ$ .

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

Surfaces	F	G	H	I	J
Valeur de $C_{pe}$	-1,67	-1,16	-0,57	-0,31	-0,37

**Tableau II.4 :** Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_{pe}$  sur la toiture.

### II.6.3.2.1 Détermination du coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qui est défini comme suit :

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

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$

$$\mu = \frac{(5,95 \times 6,693) + 4(3,033 \times 1,55)}{(5,95 \times 6,693) + 6(3,033 \times 1,55)} = 0,878$$

Le rapport  $h/d$  :

$$\frac{h}{d} = \frac{9,8}{30} = 0,326$$

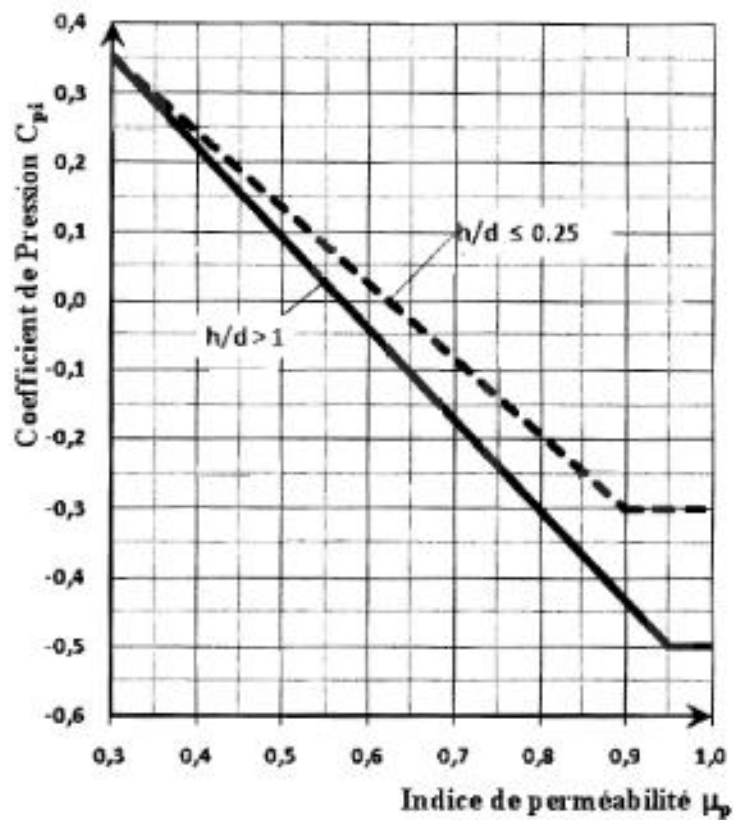
$$Ci(0,25) = -0,3$$

$$Ci(1,0) = -0,44$$

Par interpolation linéaire :

$$Ci(h/d) = Ci(0,25) + \frac{Ci(1) + Ci(0,25)}{1 - 0,25} (h/d - 0,25) = -0,32$$

→  $C_{pi} = -0,32$



**Figure II.7 :** Coefficient de pression intérieur cpi des bâtiments sans face dominante (figure tirée du RNV2013).

**II.6.4 Valeur de la pression statique du vent :**

$$Ph = qhx(Ce - Ci)$$

Sur les parois verticales :

**Tableau II.5 :** valeur de la pression statique du vent ph sur les parois verticales

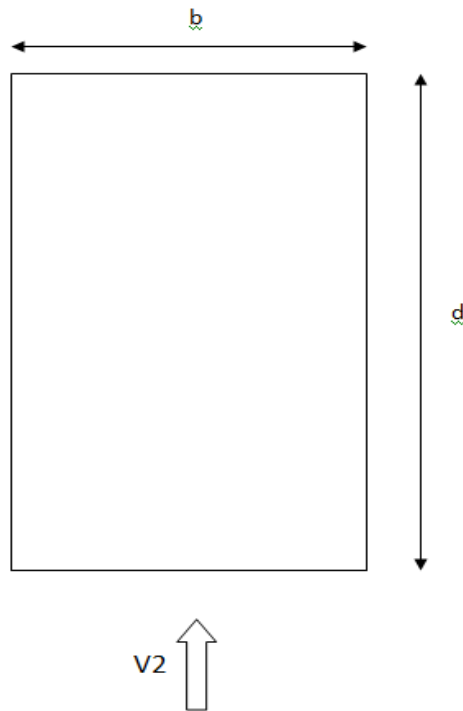
Zone	Cd	Qh	Cpe	cpi	Cr=Cpe-Cpi	Ph(dan /m <sup>2</sup> )
A	1	83	-1	-0,32	-0,68	-56,44
B	1	83	-0,8	-0,32	-0,48	-39,84
C	1	83	-0,5	-0,32	-0,18	-14,94
D	1	83	+0,8	-0,32	1,12	92,96
E	1	83	-0,3	-0,32	0,02	1,66

Versant de toiture :

**Tableau II.6 :** valeur de la pression statique du vent ph sur la toiture

Zone	Cd	Qh	Cpe	Cpi	Cr=Cpe-cpi	Ph(dan /m <sup>2</sup> )
F	1	83	-1,67	-0,32	-1,35	-112,05
G	1	83	-1,16	-0,32	-0,84	-69,72
H	1	83	-0,57	-0,32	-0,25	-20,75
I	1	83	-0,31	-0,32	0,01	+0,83
J	1	83	-0,37	-0,32	0,05	+0,415

•Sens du vent

**Parois verticales V2 :****Figure II.8** : Direction du vent V2

- ✓  $b = 30$  m (dimension du coté perpendiculaire au vent)
- ✓  $d = 48$  (dimension du coté parallèle au vent)
- ✓  $h = 9,8$  m (hauteur du bâtiment)
- ✓  $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [30 ; 2 \times 9,8] = 19,6$  m  $\rightarrow d = 48\text{m} > e = 19,8$  d'où :
  - $A = e/5 = 19,6/5 = 3,92$  m
  - $B = e - (e/5) = 15,68$  m
  - $C = d - e = 48 - 19,6 = 28,4$  m

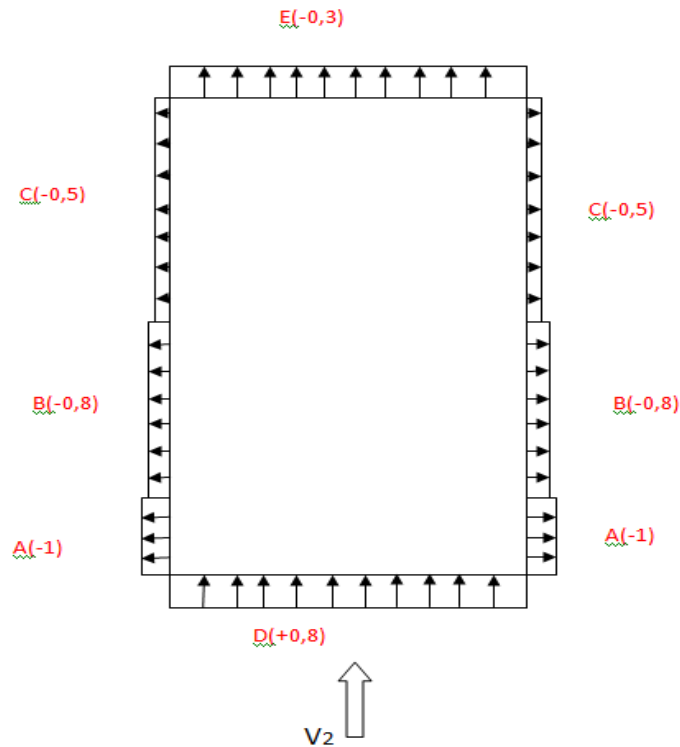
Les surfaces :

$$S_A = 3,92 \times 8 = 31,36 \text{ m}^2$$

$$S_B = 15,68 \times 8 = 125,44 \text{ m}^2$$

$$S_C = 28,4 \times 8 = 227,2 \text{ m}^2$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II.9.



**Figure II.9:** Valeurs des coefficients de pressions extérieures  $C_e$  sur les parois verticales.

### Versants de toiture :

Dans notre cas :

- ✓  $b = 30\text{m}$
- ✓  $d = 48\text{m}$
- ✓  $h = 9,8\text{ m}$
- ✓  $e = \min(b ; 2h) = 19,6\text{m}$  d'où :
  - La largeur de la zone F=  $e/10 = 19,6/10 = 1,96\text{m}$
  - La longueur de la zone F=  $e/4 = 4,9\text{m}$
  - La largeur de la zone G=  $e/10 = 19,6/10 = 1,96\text{m}$
  - La longueur de la zone G=  $15-(e/4) = 10.1\text{m}$
  - La largeur de la zone H=  $(e/2)-(e/10) = 7,84\text{m}$
  - La longueur de la zone H=  $b = 15\text{m}$
  - La largeur de la zone I=  $d-(e/2) = 38,2\text{m}$
  - La longueur de la zone I=  $b = 15\text{m}$

Les surfaces :

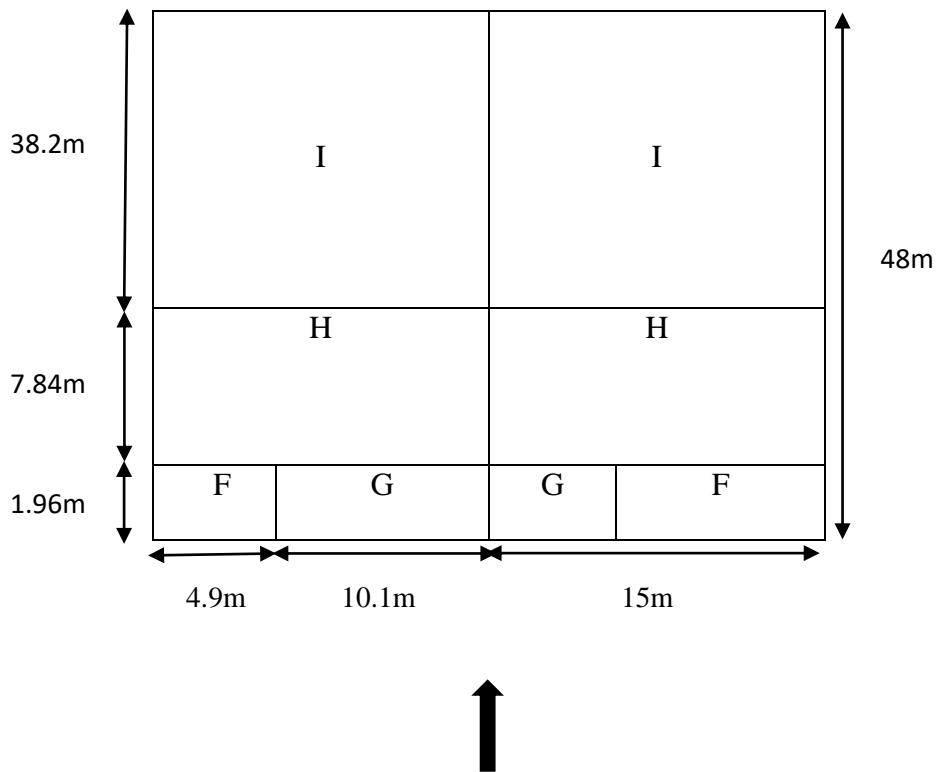
$$S_F = 9,6\text{m}^2$$

$$S_G = 19,79\text{m}^2$$

$$S_H = 117,6\text{m}^2$$

$$S_I = 573\text{m}^2$$

**Figure II.10 :** Les zones de pression du vent perpendiculaire au pignon V2.



pour  $\alpha=6^\circ$

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

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire.

**Tableau II.7:** Valeurs de coefficient de pressions extérieures  $C_e$  sur la toiture terrasse

Surfaces	F	G	H	I
Valeur de $C_{pe}$	-0,39	-1,3	-0,69	-0,59

**\* Valeur de la pression statique du vent :**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

**Sur les parois verticales :**

**Tableau II.8 :** valeur de la pression statique du vent  $p_h$  sur les parois verticales

Zone	Cd	Qh	Cpe	Cpi	Cr=Cpe-Cpi	Ph(dan /m <sup>2</sup> )
A	1	83	-1	-0,32	-0,68	-56,44
B	1	83	-0,8	-0,32	-0,48	-39,84
C	1	83	-0,5	-0,32	-0,18	-14,94
D	1	83	+0,8	-0,32	1,12	92,96
E	1	83	-0,3	-0,32	0,02	1,66

**Versant de toiture :**

**Tableau II.9 :** valeur de la pression statique du vent  $p_h$  sur la toiture

Zone	Cd	Qh	Cpe	Cpi	Cr=Cpe-cpi	Ph(dan /m <sup>2</sup> )
F	1	83	-0,39	-0,32	-0,07	-5,81
G	1	83	-13	-0,32	-0 98	-81,34
H	1	83	-0,69	-0,32	-0,37	-30,71
I	1	83	-0,59	-0,32	-0,27	-22,41

## II.7. FORCE DEFROTTEMENT :

### Calcul de la force de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont

Celles pour lesquelles soit  $d/b \geq 3$  et  $d/h \geq 3$

$b=30m$  : la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

$h=9,8m$ : la hauteur de la construction.

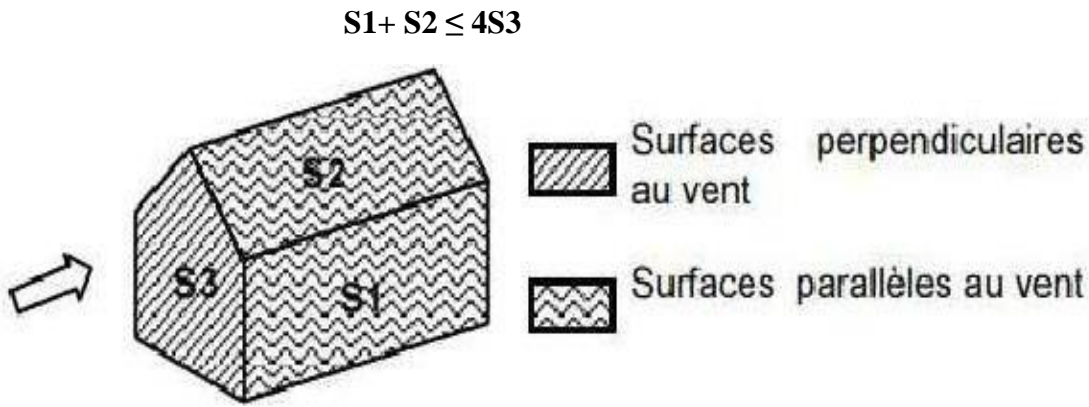
$d=48m$ : la dimension de la construction parallèle au vent.

$$\frac{d}{b} = \frac{48}{30} = 1,6 < 3 \quad \dots\dots\dots \text{Vérier}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{9,8} = 4,8 > 3 \quad \dots\dots\dots \text{Vérier}$$

La surface de frottement est négligeable si

$\Sigma$ aire total des surfaces " au vent  $\leq \Sigma$ aire total des surfaces T et sous le vent :



**Figure II.11 :** Prise en compte des effets de frottements

- $S_1 = 48 \times 8 = 384 \text{ m}^2$
- $S_2 = 48 \times 15 / \cos 6 = 723,96 \text{ m}^2$

$S_1 + S_2 = 1107,96 \text{ m}^2$

$S_3 = (30 \times 8) + (30 \times 1,8/2) = 267 \text{ m}^2$        $4S_3 = 1068 \text{ m}^2$

$S_1 + S_2 = 1107,96 > 4 S_3 = 1068 \dots\dots\dots$  non verifier

La force de frottement no-négligeable.

La force de frottement Ffr est donnée par la formule suivant :

$$F_{fr} = \sum_{n=1}^{\infty} (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$q_h$  : (5 en daN /m<sup>2</sup>) est la pression dynamique du vent à la hauteur h considéré

$S_{fr}$  : (en m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface considéré.

$C_{fr}$  : est coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée

Calcul de l'air de frottement

$\text{Min}(2b ; 4h) = \text{Min}(2 \times 30 ; 4 \times 9,8) = \text{Min}(60 ; 39,2) = 39,2$ .

$48 - 39,2 = 8,8 \text{ m}$

**Air de frottement :**

$A_{fr} = ((8,8 \times 8) + (8,8 \times 15 / \cos 6)) \times 2 = 406,25 \text{ m}^2$

$C_{fr} = 0,04$

$q_h = q_{ref} \times c_e = 1,66 \times 500 = 830 \text{ N/m}^2 = 83 \text{ daN/m}^2$

**La force de frottement :**

$F_{fr} = 83 \times 0,04 \times 406,25 = 1348,75 \text{ daN}$

- **Versant de toiture**

$$F_{fr} = 83 \times 0,04 \times (48 \times 15 / \cos 6 \times 12) = 4807,13 \text{ daN}$$

- **Paroi vertical**

$$F_{fr} = 83 \times 0,04 \times (48 \times 2 \times 8) = 1274,88 \text{ daN}$$

**La force de frottement total :**

$$F_{fr} = 1274,88 + 4807,13 = 6082,01 \text{ daN}$$

**Action d'ensemble :**

$$R = \sum (p_{hi} \times s_i) + \sum F_{fr}$$

**Calcul des surfaces tributaires de chaque zone :**

Projection horizontale :

$$S_E = 48 \times 8 = 384.$$

$$S_D = 48 \times 8 = 384.$$

$$S_{F1} = 1,96 \times 4,9 = 9,6.$$

$$S_G = 1,96 \times 38,2 = 74,87.$$

$$S_H = 13,04 \times 48 = 625,92.$$

$$S_I = 13,04 \times 48 = 625,92.$$

$$S_J = 1,96 \times 48 = 94,08.$$

**Valeurs des forces horizontales et verticales :**

Direction de vent  $V_Y$  (long pan) (droite/gauche).

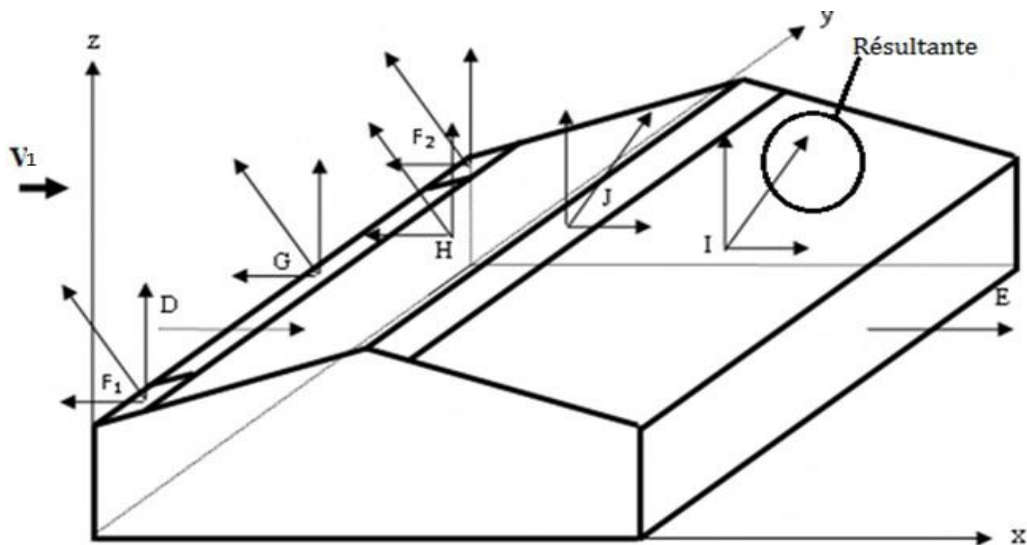


Figure II.12 :

Zone	Composante horizontale(daN)	Composante verticale (daN)
D	$92,96 \times 384 = 35696,64 \leftarrow$	0
E	$1,666 \times 384 = 639,744 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$112,05 \times 9,6 \tan 6 = 113,05 \rightarrow$	$112,05 \times 9,6 = 1075,68 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$112,05 \times 9,6 \tan 6 = 113,05 \rightarrow$	$112,05 \times 9,6 = 1075,68 \uparrow$
G	$69,72 \times 74,87 \tan 6 = 548,63 \rightarrow$	$69,72 \times 74,87 = 5219,94 \uparrow$
H	$20,75 \times 625,92 \tan 6 = 1365,08 \leftarrow$	$20,75 \times 625,92 = 12987,84 \downarrow$
I	$0,83 \times 625,92 \tan 6 = 54,60 \rightarrow$	$0,83 \times 625,92 = 519,51 \downarrow$
J	$4,15 \times 94,08 \tan 6 = 41,03 \leftarrow$	$4,15 \times 94,08 = 390,4 \uparrow$
$\Sigma$	$F_{wx} = 35723,676 \leftarrow$	$F_{wz} = 5745,65 \downarrow$

**Tableau II-24** : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction.

### Calcul du Moment au renversement :

$$M_r = F_{wx} \times h / 2 + F_{wz} \times d / 2$$

$$M_r = (35723,676 \times 9,8 / 2) + (5745,65 \times 48 / 2)$$

$$M_r = 312941,6 \text{ daNm} = 312,941 \text{ t.m}$$

**Calcul du Moment de stabilité :**

$$M_s = R \times d / 2$$

Avec : 50 daN/m<sup>2</sup> poids approximatif par m<sup>2</sup> de la surface plan du bâtiment

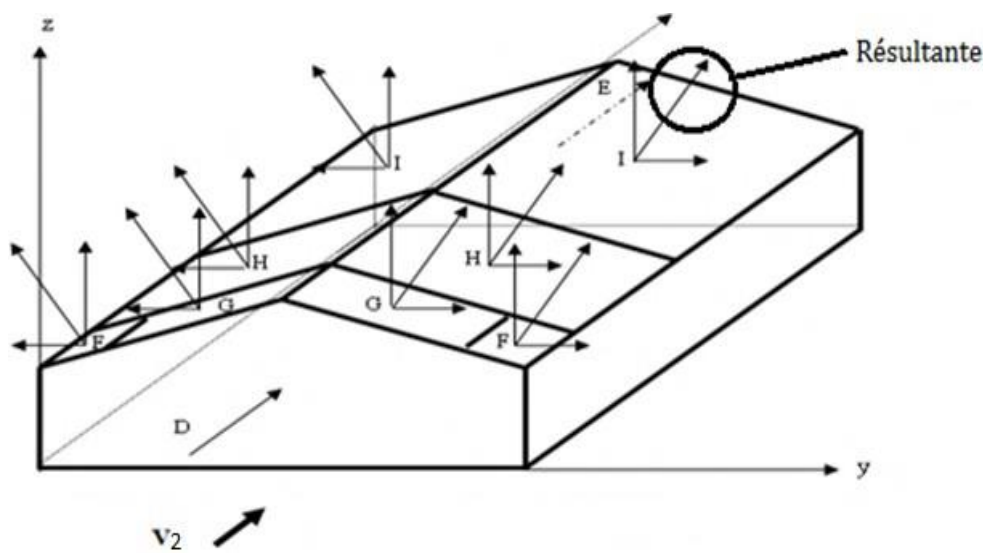
$$W = 50 \times 48 \times 30 = 72000 \text{ daN}$$

$$M_s = 72000 \times 15 = 1080000 \text{ da N.m} = 1080 \text{ t.m}$$

$$M_r < M_s \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

**Valeurs des forces horizontales et verticales**

Direction du vent  $V_z$  (pigeon) (avant/arriere).



**Figure II.13 :**

Zones	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$267 \times 92,96 = 24820,3 \rightarrow$	0
E	$267 \times 1,66 = 443,22 \leftarrow$	0
F <sub>1</sub>	0	$9,6 \times 5,81 = 55,78 \uparrow$

F <sub>2</sub>	0	9,6x5,81=55,78↑
G	0	19,79x81,34=160,97↑
H	0	117,6x30,71=3611,49↑
I	0	573x22,411=12840,9↑
Ffr	6082,01→	
Σ	R <sub>x</sub> =30459,09→	R <sub>y</sub> =16724,92↑

**Tableau II.11** : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction.

### Calcul du Moment au renversement :

$$M_r = R_x \times h/2 + R_y \times d/2$$

$$M_r = (30459,09 \times 9,8/2) + (16724,92 \times 48/2)$$

$$M_r = 550647,621 \text{ daNm} = 550,647 \text{ t.m}$$

### Calcul du Moment de stabilité :

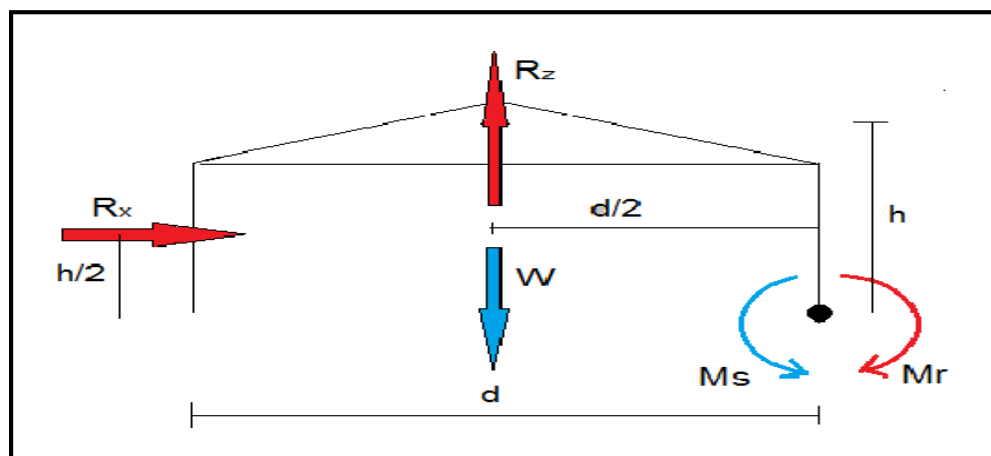
$$M_s = w \times d/2 = 5$$

Avec : 50 daN/m<sup>2</sup> poids approximatif par m<sup>2</sup> de la surface plane du bâtiment

$$W = 50 \times 48 \times 30 = 72000 \text{ daN}$$

$$M_s = 72000 \times 15 = 1080000 \text{ daN.m} = 1080 \text{ t.m}$$

$$M_r < M_s \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$



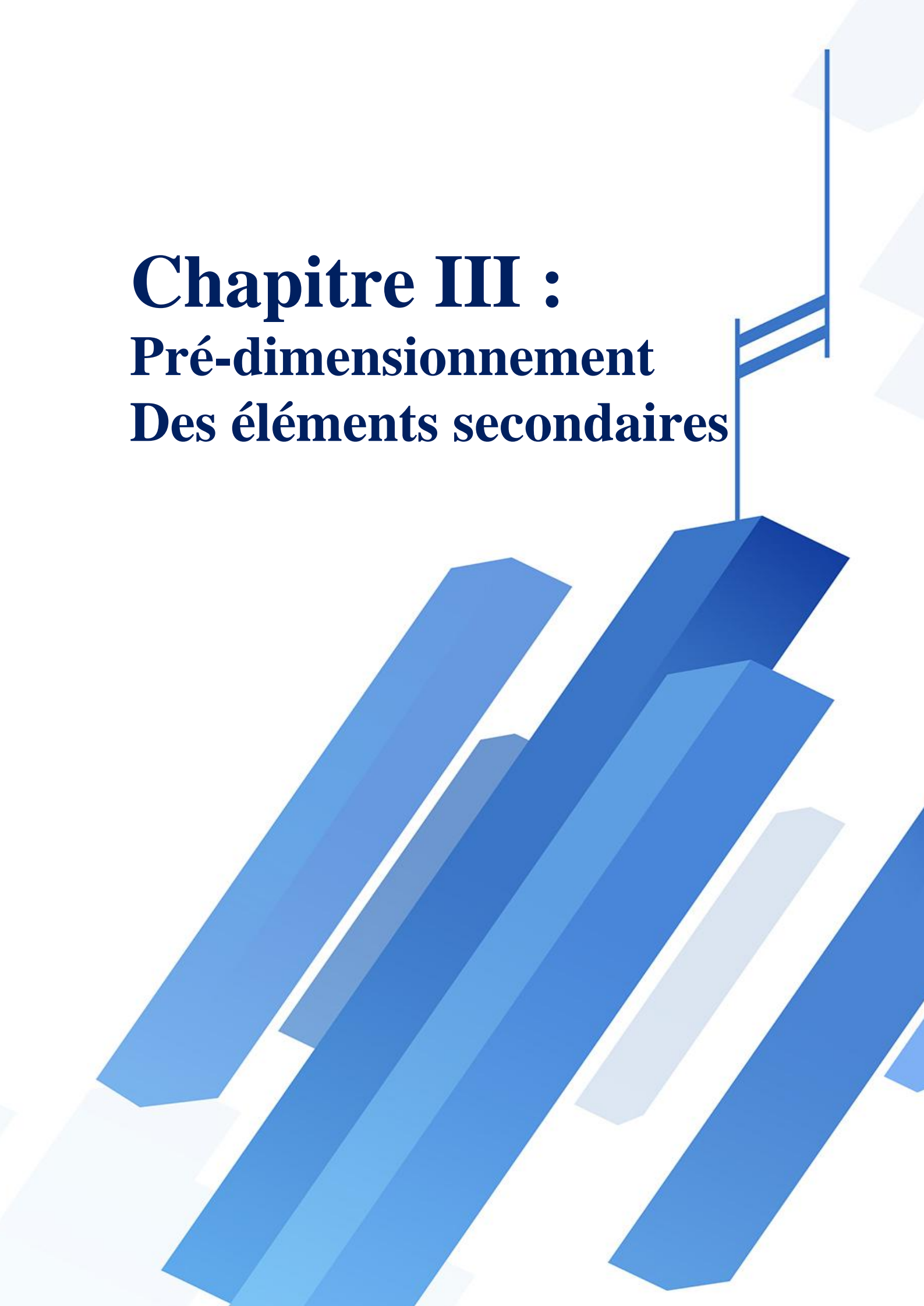
**Figure II.14** : stabilité transversale.

**CONCLUSION :**

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permis de déterminer tous les efforts agissant sur la structure (efforts de vent, et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principaux et secondaires

# Chapitre III :

## Pré-dimensionnement Des éléments secondaires



### III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir et à dimensionner les sections des profilés qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCOD.3, le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profils concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages ; les potelets.

### III.2 Prés-Dimensionnement des pannes :

#### III.2.1 Définition :

Les pannes sont des poutrelles laminées en « I ou U ». Qui ont pour fonction de supporter la couverture, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant.

#### A. Données :

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6\text{m}$
- L'entraxe entre les pannes  $d=1,22\text{m}$ .
- On dispose de 12 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=6^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S275.

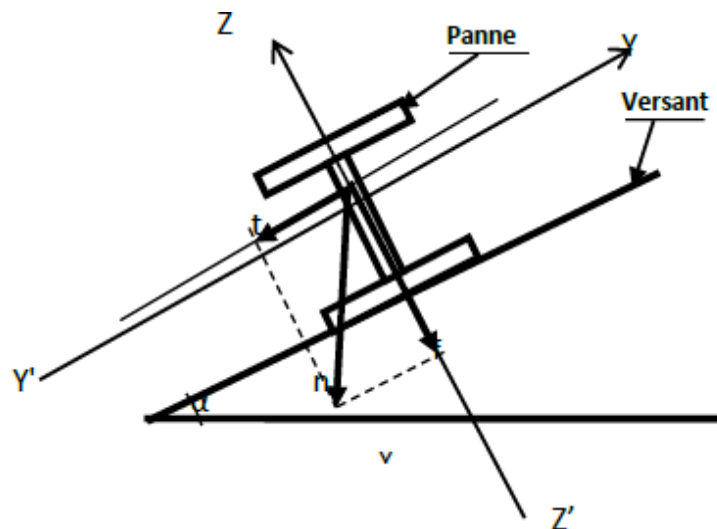


Figure III.1 Disposition de la panne

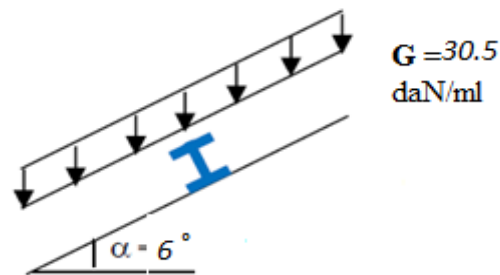
**III.2.2 Evaluation des charges :**➤ **Charges permanentes :**

Poids des accessoires de pose :  $5 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre de la couverture :  $20 \text{ Kg/m}^2$

$$G = [(20 + 5) \cdot 1,22] = 30,5 \text{ daN/ml}$$

$$G = 30,5 \text{ daN/ml}$$



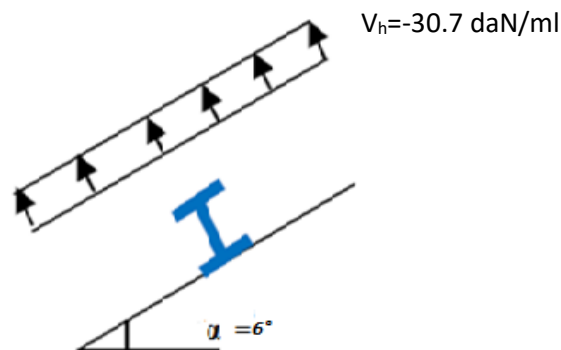
**Figure III.2:** charge permanentes

➤ **Surcharges climatique du vent :**

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone H de la toiture :

➤  $V_H = -30.7 \text{ daN/m}$  : plus défavorable.

$$\leftarrow V = -30.7 \times 1,22 = -37.5 \text{ daN/ml}$$



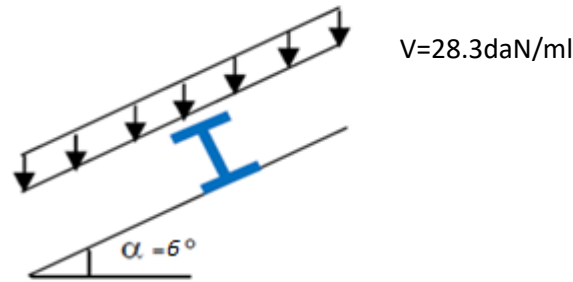
**Figure III.3:** Surcharge du vent sur la panne

➤ **Surcharges climatique de neige :**

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

$$N = 23.2 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 23.2 \times 1,22 = 28.3 \text{ daN/ml}$$



**Figure III.4:** Surcharge de neige sur la panne

➤ **Surcharges d'entretien (P) :**

Dans le cas des toitures inaccessible, on considéré uniquement dans les calculs une chargé d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (D'après le DTR BC 2.2).

Surcharge d'entretien (d'exploitation):

$$E = 8P / 3l$$

$$E = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/m}$$

$$Q = 44.44 \text{ daN/ml}$$

**Charges à prendre en considération :**

- ✓  $G = 30,5 \text{ daN/ml.}$
- ✓  $V = -37.5 \text{ daN/ml.}$
- ✓  $N = 28.3 \text{ daN/ml.}$
- ✓  $Q = 44,44 \text{ daN/ml}$

**III.2.3.2 Décomposition des charges**

Suivant l'axe Z-Z :

- ✓  $G_z = G \cos \alpha = 30,33 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $Q_z = Q \cos \alpha = 44,19 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $V_z = V = -37,5 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $N_z = N \cos \alpha = 28,2 \text{ daN/m}$ .

Suivant l'axe Y-Y :

- ✓  $G_y = G \sin \alpha = 3,18 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $Q_y = Q \sin \alpha = 4,64 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $V_y = 0 \text{ daN/m}$ .
- ✓  $N_y = N \sin \alpha = 2,96 \text{ daN/m}$ .

**III.2.3.3 Les combinaisons d'actions**

❖ **ELU :**

Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 =  $1,35G_z + 1,5Q_z = 107,23 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $1,35G_z + 1,5N_z = 83,4 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $-G_z + 1,5V = 25,92 \text{ daN/ml}$

Suivant l'axe y-y :

- ✓ Comb 1 =  $1,35G_y + 1,5N_y = 8,7 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 =  $1,35G_y + 1,5Q_y = 11,25 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 3 =  $1,35G_y = 4,29 \text{ daN/ml}$

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

$$\checkmark q_{uz} = \max(\text{Comb 1}, \text{Comb 2}) = 107.23 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark q_{uz}' = 25.92 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark q_{uy} = \max(\text{Comb 1}, \text{Comb 2}) = 11,25 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark q_{uy}' = 4.29$$

❖ **ELS :**

Suivant l'axe z-z :

$$\checkmark \text{Comb 1} = G_z + Q_z = 74.94 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \text{Comb 2} = G_z + N_z = 58.53 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \text{Comb 3} = G_z + V_z = 67.83 \text{ daN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\checkmark \text{Comb 1} = G_y + Q_y = 7,87 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \text{Comb 2} = G_y + N_y = 6,2 \text{ daN/ml}$$

$$\checkmark \text{Comb 3} = G_y + V = 3,18 \text{ daN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

$$\checkmark q_{sz} = G_z + Q_z = 74.97 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark q_{sy} = G_y + Q_y = 7,87 \text{ KN/ml}$$

**III.2.4 Principe de Pré dimensionnement des pannes :**

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

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

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

**III.2.4.1 Calcul à l'ELS :**

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $F \leq F_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_y = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = 200.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y \geq 200.7 \text{ cm}^3$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 200.7 \text{ cm}^4$  donc on opte pour un **IPE 120**

Avec :  $I_y = 317,8 \text{ cm}^4$

Caractéristiques de l'IPE120

**Tableau III.1:** Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

Profilé IPE120	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	d mm	A cm <sup>2</sup>	Wpl, y cm <sup>3</sup>	Wpl, z cm <sup>3</sup>	iz cm	iy cm	Iz cm <sup>4</sup>	Iy cm <sup>4</sup>
	10.4	120	63	4.4	6.3	93.4	13.2	60.73	13.58	1.45	4.9	27.67	317.8

**Poids propre réel :**

$$G = (P_{\text{couverture}} + \text{Accessoire}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (20+5) \times 1.22 + 10,4 = 40,9$$

daN/ml

**G= 40,9 daN/ml**

✓  $GZ = 40,9 \times \cos 6^\circ = 40,67 \text{ KN/ml}$

✓  $GY = 40,9 \times \sin 6^\circ = 4,27 \text{ KN/ml}$

**Les combinaisons les plus défavorables :**

❖ **L'ELU:**

✓  $Qz=121.19\text{daN/ml}$

✓  $Qz' = 15.58 \text{ daN/ml}$

✓  $qy = 12.74 \text{ daN/ml}$

❖ **L'ELS:**

✓  $qz = 84.86 \text{ daN/ml}$

✓  $qy = 8,91 \text{ daN/ml}$

### III.2.5 Dimensionnement et vérification des pannes :

#### Vérification à l'Els (flèche)

Suivant l'axe Z-Z :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 3\text{cm}$$

$$Fz = \frac{5 \times Qzsd L^4}{384 \times E \times Iy} = \frac{5 \times 0.849 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 2.14$$

$fz = 2.14 \text{ cm} < f_{adm} = 3\text{cm}$       **—————>**      vérifier

Suivant l'axe Y-Y :

$$Fy = \frac{2.05 \times Qysd \times (l)^4}{384 \times E \times Iz} = \frac{2.05 \times 0.0891 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.67} =$$

$fz = 1.06 \text{ cm} < f_{adm} = 3\text{cm}$       **—————>**      vérifier

#### Condition de la résistance (Elu)

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

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2$  pour les profile en I ;  $\beta = 5n \geq 1$  ;  $n = N / N_{pl} = 0\beta = 1$

$M_{sd} = q \cdot l^2 / 8$  tel que :

Axe Z-Z :  

$$M_{ysd} = \frac{121,21 \times 6^2}{8} = 545,44 \text{ daN.m}$$

Axe Y-Y :  

$$M_{zsd} = \frac{12,74 \times 6^2}{8} = 57,33 \text{ daN.m}$$

➤ **Pour le  $\gamma_{m0}$  on doit déterminer la classe du profile.**

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(275/235)} = 0,92 \Rightarrow \varepsilon = 0,92$$

Ame:  $d / t_w = 107,4/4,4 = 24,4 \leq 72\varepsilon = 66,24 \Rightarrow$  **Ame de classe 1**  
 Semelle:  $c / t_f = b/2 / t_f = 32/6,3 = 5,07 \leq 10\varepsilon = 9,2 \Rightarrow$  **semelle de classe 1**  
 Donc la section de **classe 1** et  $\gamma_{m0} = 1,1$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,7 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 1517,5 \text{ daNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 340 \text{ daNm}$$

$$\left(\frac{545,44}{1517,5}\right)^2 + \left(\frac{57,33}{340}\right)^1 = 0,29 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

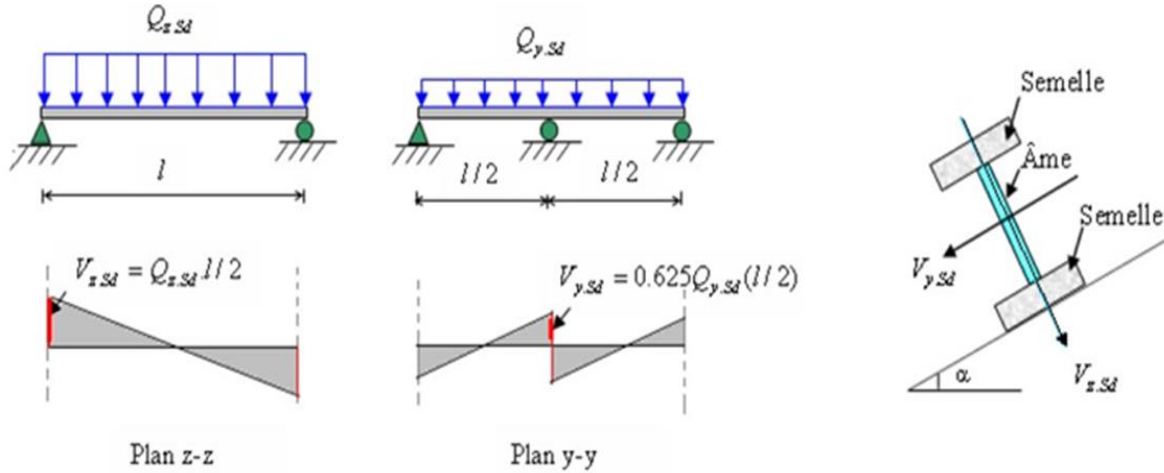
**b) Vérification au cisaillement**

Dans le cas de sections symétriques en **I et H** l'effort tranchant  $V_{zsd}$  est repris par la section de l'âme ( $A_{vz}$ )

Et l'effort tranchant  $V_{ysd}$  est repris par la section des deux semelles ( $A_{vy}$ ) .

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  sont des aires de cisaillement tirées directement des tableaux des profilés.

Telle que :  $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$        $A_{vy} = 2bt_f$



**Figure III.5** Effort de cisaillement sur une panne de toiture

$$V_{y, Sd} = 0.625 Q_{y, Sd} \times \frac{l}{2} = 0,625 \times 12,74 \times 3 = 23,88 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{6,31 (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 9107,7 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{8,06 (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11633.6 \text{ daN}$$

$V_{z, Sd} = 363.57 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 9107,7 \text{ daN}$        $\longrightarrow$       vérifier

$V_{y, Sd} = 23,88 \text{ daN} < V_{ply, Rd} = 11\ 633.6 \text{ daN}$        $\longrightarrow$       vérifier

**c) Vérification au déversement**

La formule du déversement est la suivante :

$$M_{brd} = \chi l t \times \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \chi l t \times M_{ply, Rd} \quad \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

cLT : Coefficient de réduction pour le déversement

$$\lambda_1 = 93.9 \times 0.924 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l t}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{c1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 134,8$$

$$\lambda_{LT} = \mathbf{134,8}$$

Calcul de  $\chi_{lt}$  à l'aide du tableau de l'annexe : courbe a pour les profils laminés et courbe c pour les

Profils soudés

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{134,8}{86,8} = 1,55 \quad \longrightarrow \quad \chi_{lt} = 0,3521$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} = 0,3521 \times 1517,5 = 534,3 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

Axe Z-Z :

$$M_{ysd} = \frac{15.58 \times 6^2}{8} = 70.11 \text{ daN.m}$$

Axe Y-Y:

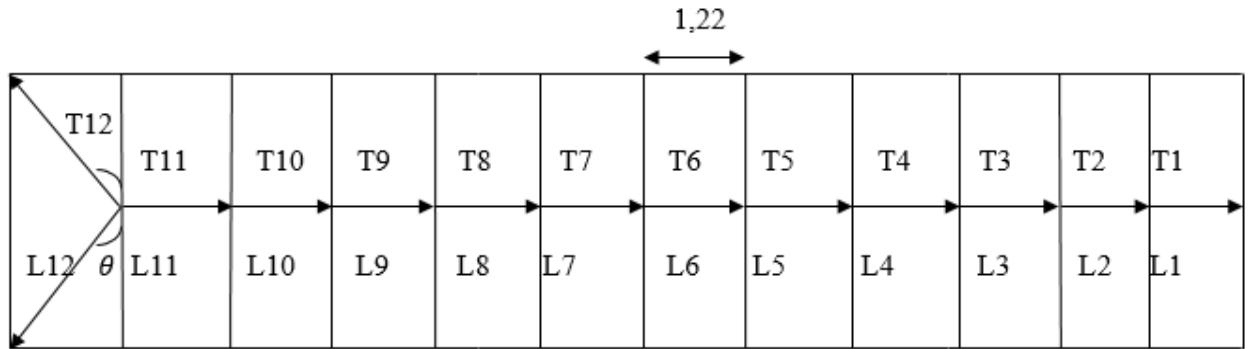
$$M_{zsd} = \frac{5.76 \times 6^2}{8} = 25.94 \text{ daN.m}$$

$$\frac{70.11}{534,3} + \frac{25.94}{340} = 0,2 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

Donc la condition est vérifiée on adopte un **IPE 120**.

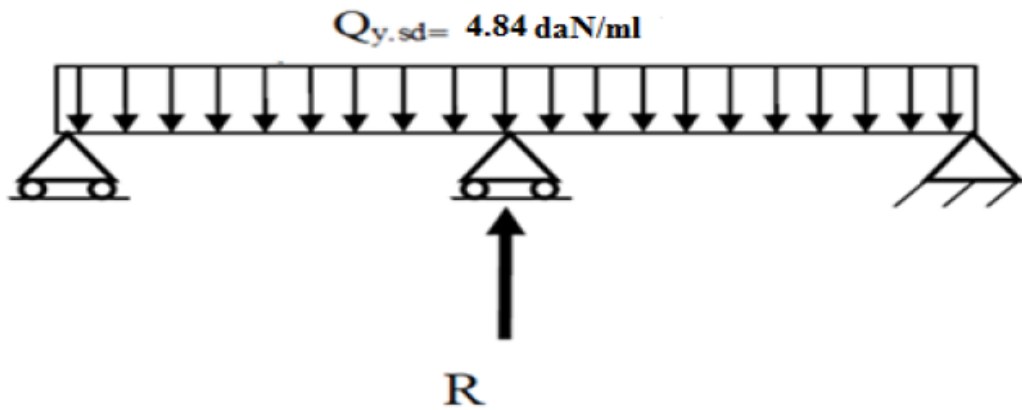
**III.3. Calcul des liernes :**

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



**Figure III.6** effort dans les liernes

**III.3.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :**



**Figure III.7** La réaction R au niveau du lierne

$$R = 1,25 Q_y \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 12,79 \times \frac{6}{2} = 47,96 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{47,96}{2} = 23,98 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L<sub>2</sub> : T<sub>2</sub>=R+ T<sub>1</sub>=71,94 daN

Effort dans le tronçon L<sub>3</sub> : T<sub>3</sub>=R+ T<sub>2</sub>=119,9 daN

Effort dans le tronçon L<sub>4</sub> : T<sub>4</sub>=R+ T<sub>3</sub>=167,86 daN

Effort dans le tronçon L<sub>5</sub> : T<sub>5</sub>=R+ T<sub>4</sub>=215,82daN

Effort dans le tronçon L<sub>6</sub> : T<sub>6</sub>=R+ T<sub>5</sub>=263,78 da N

Effort dans le tronçon L<sub>7</sub> : T<sub>7</sub>=R+ T<sub>6</sub>=311,74daN

Effort dans le tronçon L<sub>8</sub> : T<sub>8</sub>=R+ T<sub>7</sub>=359,5 daN

Effort dans le tronçon L<sub>9</sub> : T<sub>9</sub>=R+ T<sub>8</sub>=407,66 daN

Effort dans le tronçon L<sub>10</sub> : T<sub>10</sub>=R+ T<sub>9</sub>=455,62 daN

Effort dans le tronçon L<sub>11</sub> : T<sub>11</sub>=R+ T<sub>10</sub>=503,58 da N

Effort dans la diagonales L12 :  $2 T_{12} \cdot \sin \theta = T_{11}$

$$\theta = \arctg \frac{1,22}{6} = 11,50^\circ$$

$$T_{12} = \frac{T_{11}}{2 \sin \theta} = 1263 daN$$

### III.3.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>12</sub>.

#### Elément tendu :

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N<sub>sd</sub> de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_{12} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1263 \times 1,1}{2750} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,50 \text{ cm}^2$$

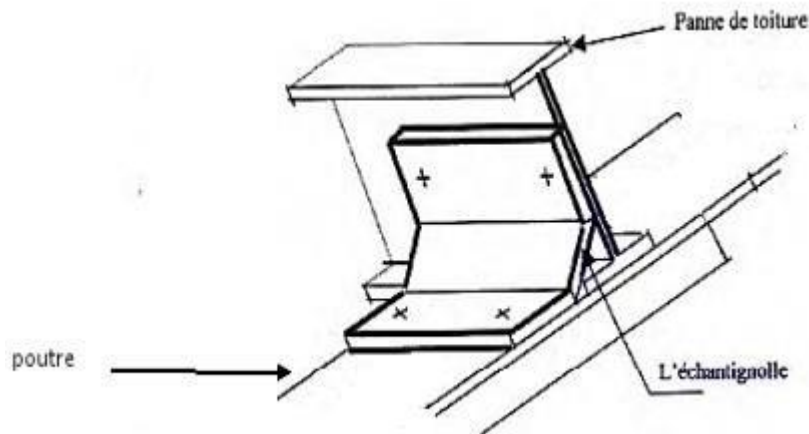
$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,50}{\pi}} = 0,79 \text{ cm}$$

On opte une barre de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

**III.4 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE****III.4.1 Introduction :**

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

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent). L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :  $2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$



**Figure III.8:** Vue en 3D de l'échantignolle

**III.4.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :****A. L'excentrement « t » :**

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

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

Les pannes sont des IPE 120 avec :

$$b = 6.4 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm}$$

$$6.4 \leq t \leq 9.6 \quad \text{soit } t = 9 \text{ cm}$$

**B. Calcul du moment de renversement  $M_r$** 

$$\text{Effort de soulèvement : } Q_z, sd = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = - 127.39$$

daN/ml. Effort suivant rampant :  $Q_{y,sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +5,77$  daN/ml.

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_z, sd \times l / 2 = 127.4 \times 3 = 382.2 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_y, sd \times l / 2 = 5.77 \times 3 = 17.31 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire

$$R_z = 2 R_z = 764.4 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 34,6 \text{ daN}$$

Calcul du moment de renversement :

$$MR = R_z \times t + R_y \times h / 2 = 764.4 \times 9 + 34.6 \times 4.9 = 7049.14 \text{ daN.m}$$

### III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid, la classe de la section est au moins de classe 3 Selon l'eurocode 3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

$M_{el,Rd}$  = moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{sd} = Mr \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

### III.4.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{Mr \times \gamma M_0}{f_y} \qquad W_{el} \geq \frac{7049.14 \times 1.1}{2750} = 2.81 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = b \times e / 6$$

pour les sections rectangulaires

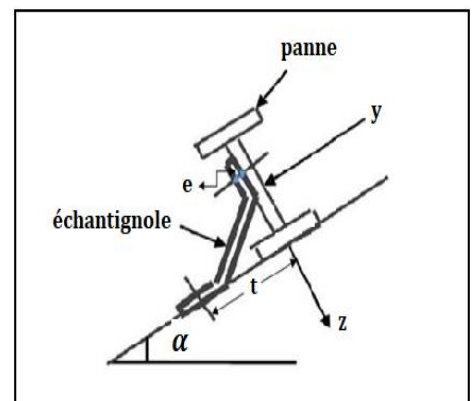
La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle

- La traverse IPE500
- $b = 20$  cm

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 2.81}{20}} = 0.92 \text{ cm}$$

soit  $e = 10$  mm

Donc on adopte une échantignolle de **10 mm** d'épaisseur.



### III.5 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

#### III.5.1 Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

#### III.5.2 Espacement des lisses

##### Les données :

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L = 6\text{m}$ .
- L'entre axe des lisses  $e = 1,55\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ( $n=6$ )
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....  $15\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5\text{kg/m}^2$

#### III.5.3 Efforts sollicitant la lisse :

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :  $V = 92.96\text{daN/m}^2$

D'où :  $V = 92.96 \times 1.55 = 144.08 \text{ daN/m}$

$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e]$

$e = \text{espacement entre les lisse } e = 1.55 \text{ m}$

$G_p = [(15 + 5) \times 1.55]$

**$G = 31 \text{ daN/ml}$**

##### ❖ ELU :

✓  $Q_{uy} = (1.35G) = 1.35 \times 31 = 41.85 \text{ daN/ml}$

✓  $Q_{uz} = (1.5V) = 1.5 \times 92.96 \times 1.55 = 216.13 \text{ daN/ml}$

##### ❖ ELS :

✓  $Q_{sy} = G = 31 \text{ KN/ml}$

✓  $Q_{sz} = V = 92,96 \text{ KN/ml}$

**III.5.4 Pré dimensionnement des lisses :**

**Vérification à l'ELS (flèche)**

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

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_y = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 92.96 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 200}{384 \times 21000} = 249$$

$$I_y \geq 249 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un **UPN 120**

Avec :  $I_y = 364 \text{ cm}^4$

Caractéristiques de l'UPN120

Profilé UPN120	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/ m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	d mm	A cm <sup>2</sup>	Wpl, y cm <sup>3</sup>	Wpl, z cm <sup>3</sup>	iz cm	iy cm	Iz cm <sup>4</sup>	Iy cm <sup>4</sup>
	13.4	120	55	7	9	82	45.9	72.6	21.2	4.6	4.62	1.59	364

**Tableau III.2:** Caractéristiques géométriques de l'UPN 120.

**Le poids propre réel G :**

$$G_p = [(15 + 5) \times 1.55] + 13.4 = 44.4 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 44.4 \text{ daN /m}$$

❖ **ELU :**

✓  $q_{uy} = (1.35 G) = 1.35 \times 44.4 = 59.94 \text{ daN/m}$

❖ **ELS :**

✓  $q_{sy} = G = 44.4 \text{ KN/m}$

### III.5.5 Dimensionnement et vérification des lisses :

#### III.5.5.1 Vérification à l'Els (flèche)

- Flèche vertical (suivant y-y) :

$$F \leq F_{adm} \quad \text{avec: } F_{adm} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$F_y = \frac{2.05 \times Q_{ysd} L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 44.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 364} = 0.4 \text{ cm} < 2.97\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

- Flèche latérale (suivant z-z) :

Sur deux appuis :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$F_z = \frac{5 \times Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 92.96 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 1.7\text{cm} < 2.97\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

#### III.5.5.2 Condition de la résistance (Elu)

##### III.5.5.2.1 Vérification à la flexion déviée :

on prend  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

Caractéristiques géométriques de **UPN120** :

$$W_{ply} = 72.6\text{cm}^3 \quad W_{plz} = 11.1\text{cm}^3 \quad I_y = 364\text{cm}^4 \quad I_z = 43.2\text{cm}^4$$

- ✓  $q_{uy} = (1.35 G) = 59.94 \text{ daN/m}$
- ✓  $q_{uz} = (1,5 W) = 139.44 \text{ daN/m}$

- Axe z-z :

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{139.44 \times 6^2}{8} = 627.48 \text{ daN.m}$$

- Axe y-y :

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times L^2}{8} = \frac{59.94 \times 6^2}{8} = 269.73 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 72.6 \times 27.50 / 1.1 = 1815 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyz} = 21.2 \times 27.5 / 1.1 = 530 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \frac{M_{ysd}}{M_{plRd}} \right\}^2 + \frac{M_{zsd}}{M_{plzy}} = \left( \frac{627.73}{1815} \right)^2 + \frac{269.73}{530} = 0.63 < 1.0 \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

Donc la résistance du moment est vérifiée

### III.5.5.2.2 Vérification au cisaillement :

$$A_{vz} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = (1.5V)l/2 = 139.44 \times 6 / 2 = 418.32 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times 1.35 \times G \times l / 2 = 112.48 \text{ daN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 1085.4 \text{ daN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 1948.56 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 418.32 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 1085 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

$$V_{ysd} = 112.48 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 1948.56 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

### III.5.5.2.3 Vérification au déversement :

Le vent peut faire déverser la lisse car elle est dans la zone sous vent. Et la valeur du vent est de

$$V = 92.96 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{ysd} = 1.5 \times 92.96 \times 6^2 / 8 = 627.48 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

$$M_{brd} = \chi l t \times \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \chi l t \times M_{ply.Rd} \quad \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l t}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.8$$

$$i_z = 4.62 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$e_s = t_f = 9 \text{ mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 72.55 \text{ on a } C1=1.132$$

$$\lambda_{LT} = 72.55$$

Calcul de  $\chi_{lt}$  à l'aide du tableau de l'annexe : courbe (a) pour les profils laminés et courbe c pour les Profils soudés.

Courbe de flambement c :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{72.55}{86.8} = 0.8358 \quad \longrightarrow \quad \chi_{lt} = 0.6433$$

$$M_{ply, rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma M_0 = 72.6 \times 2750 \times 10^{-2} / 1,1 = 4785 \text{ daN.m.}$$

$$M_{plz, rd} = W_{pl,z} \times f_y / \gamma M_0 = 21.2 \times 2750 \times 10^{-2} / 1,1 = 530 \text{ daN.m.}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} l^2}{8} = \frac{139.44 \times 5.94^2}{8} = 614.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} l^2}{8} = \frac{59.94 \times 5.94^2}{8} = 264.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times M_{ply, Rd} = 0.6433 \times 4785 = 3078.19 \text{ daNm}$$

$$\frac{614.99}{3078.19} + \frac{264.4}{530} = 0.7 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte **UPN 120**

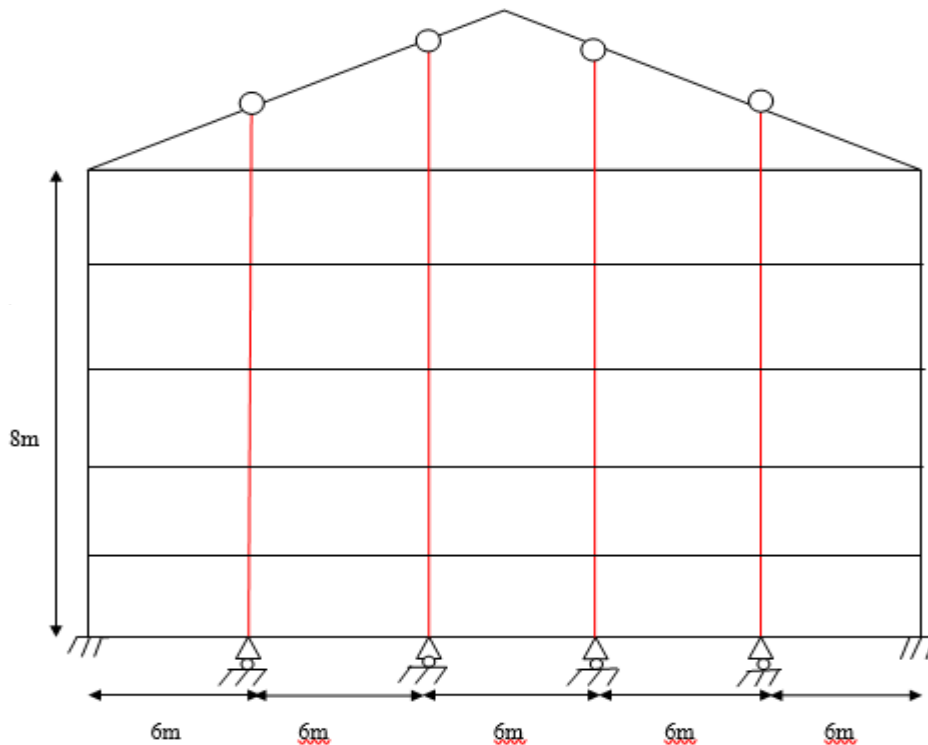
## III.6. Calcul des potelets

### III.6.1. Introduction :

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flambé lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent



**Figure III.9:** Dimensions des potelets

**III.6.2. Détermination des sollicitations :**

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 9,44\text{m}$ .
- La longueur de la lisse  $L = 6\text{m}$
- L'entre axe des potelets  $e = 6\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n=6$ )
- Poids propre de bardage  $15\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose  $5\text{kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse (UPN120)  $13.4\text{kg/ml}$

**III.6.2.1. Evaluation des charges et surcharges :**

Charge permanente  $G$  vertical :

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé :  $6 \times 9,44 = 56,64\text{m}^2$

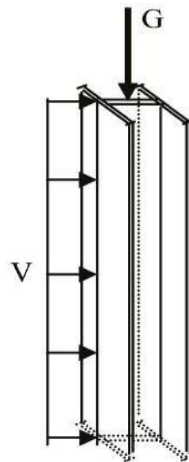
$G = (P_{\text{Lisse}} \times L_{\text{Lisse}} \times N_{\text{Lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \times \text{Stribu taire}$

$G = (13,4 \times 6 \times 6) + (15 + 5) \times (6 \times 9,44) = 1615,2\text{daN}$

$G = 1615,2 \text{ daN}$

Surcharge climatique  $V$  : (horizontal suivant le plan de l'âme)

$V = 92,96 \times 6 = 557,8\text{daN/ml}$



**Figure III.10 :** Charge sur les potelets

**III.6.3. Pré dimensionnement des potelets**

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent la condition de la flèche.

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

La flèche autour de l'axe YY :

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I_y} \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{944}{200} = 4,72$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 557,8 \times 944^4 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \times 472} = 4734 \text{ cm}^4$$

On choisit comme profilés un IPE270 Caractéristiques de l'IPE270

**Tableau III.3:** Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Profilé IPE270	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/m	h mm	b mm	tw mm	Tf mm	d mm	A cm <sup>2</sup>	Wpl,y cm <sup>3</sup>	Wpl,z cm <sup>3</sup>	iz cm	iy cm	Iz cm <sup>4</sup>	Iy cm <sup>4</sup>
	36.1	270	135	6.6	10.2	219.6	45.9	484	96.95	3.02	11.23	419.9	5790

**Evaluation des charges :**

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1615,2 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1615,2 + (36.1 \times 9,44)$$

$$G = 1955,98 \text{ daN}$$

**III.6.3.1. Vérification de la section à la résistance :**

Vérification a la flexion composée :

Flexion axial :

Si  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w/\gamma M_0)$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1955,98 = 2640,57 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma M_0 = 45,9 \times 2750 / 1,1 = 1147,5 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl.Rd} = 286,875 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = (45,9 - 2 \times 13,5 \times 1,02) = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 22950 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2640,57 \text{ daN} \leq \text{Min} (28867,5 ; 22590) = 22590 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

### Incidence de l'effort tranchant :

Si :

$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl.Rd}$  il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{v \cdot l}{2} = \frac{557,8 \cdot 9,44}{2} = 274,18 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y \times \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{22,14 \times 2750 \times \sqrt{3}}{1,1} = 31956,33 \text{ daN}$$

$$0,5 V_{plz.Rd} = 15978,2 \text{ daN}$$

$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl.Rd}$  L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

### III.6.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet travaille à la flexion composée : flexion (due au vent) et compression (due à son poids propre, poids de bardage et des lisses), aussi, il est relié au portique par un appui glissant.

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} < 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{lt} \times M_{pi.y.Rd}} < 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,35 G \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 1918,52 \times 9,2^2}{8} = 27402,3 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 2590 \text{ daN}$$

$$\frac{A \times f_y}{\gamma_1} = \frac{45,9 \times 2750}{1,1} = 114750 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma M_0 = 484 \times 2750 \times 10^{-2} / 1.1 = 12100 \text{ daN.m}$$

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

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

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

Y-Y (dans le plan de l'âme) :

$$L_{ky} = 0,7L = 6,44 \text{ m} ; \lambda_y = L_{ky} / i_y = 644 / 9,97 = 64,59$$

Z-Z (dans le plan perpendiculaire à l'âme) :

$$L_{kz} = \frac{8}{6} = 1,33 \text{ m} ; \lambda_z = L_{kz} / i_z = 133 / 3,02 = 44,03$$

**Calcul l'élément critique :**

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon ; \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = \left[ \frac{235}{275} \right]^{0,5} = 0,924$$

$$\lambda_{cr} = 86,8$$

**Calcul l'élément réduits:**

$\beta_{mlt}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement  
Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{mlt} = 1.3$   
 $\beta_w = 1$  (la section est de classe 1).

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{64,59}{86,8} = 0,744 > 0,2$$

Il y a risque de flambement

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{44,03}{86,8} = 0,507 > 0,2$$

Il y a risque de flambement

Calcul des coefficients de réduction :  $\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 ; \quad t_f = 10,2 < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{d'après le tableau 5.5.3 eurocode 3}$$

Axe Y-Y  $\rightarrow$  courbe b  $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^2}$$

$$\varphi_y = 0,5 \left( 1 + a_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2 \right) = 0,5 (1 + 0,34 (0,774 - 0,2) + 0,774^2) = 1,794$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,794 + [1,794^2 - 0,774^2]^{0,5}} = 2,175 > 1$$

Axe Z-Z  $\rightarrow$  Courbe c  $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [(\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^2]}$$

$$\varphi_z = 0,5 (1 + a_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2) = 0,5(1 + 0,49(0,507 - 0,2) + 0,507^2) = 0,702$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,702 + [(0,702^2 - 0,507^2)^{0,5}]} = 1,91 > 1$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(2,175 ; 1,910) = 1,910$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \times \beta_{ny} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$\beta_{ny} = 1,3$  (poutre simplement appuyée une charge uniformément répartie).

$$\mu_y = 0,744(2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 428,9}{428,9} = -0,913 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,913 \times 2590}{2,175 \times 45,9 \times 2750} = 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} < 1 \rightarrow$$

$$\frac{2590}{1,910 \times 114750} + \frac{1 \times 2750}{12100} = 0,238 < 1 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification de la stabilité au déversement :**

$$M_{sdy} \leq M_{brd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma}$$

$$M_{sdy} = 2750 \text{ daN}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

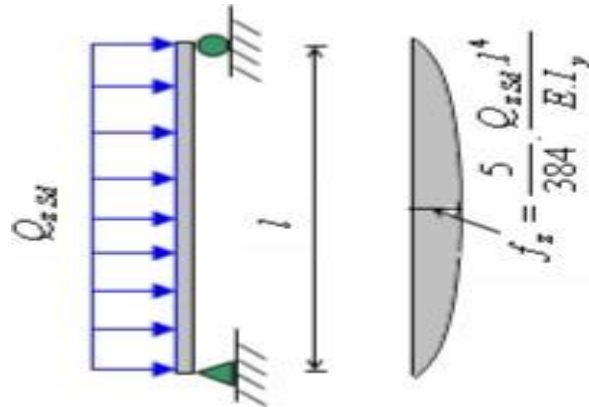
$$\mu_{LT} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} = 0,15 \times 0,507 \times 1,3 = 0,098$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,098 \times 2590}{0,507 \times 45,9 \times 2750} = 0,999 < 1$$

$$M_{brd} = \frac{0,999 \times 1,3 \times 484 \times 2750 \times 10^2}{1,1} = 12087,90 \text{ daN}$$

$$M_{sdy} = 2750 \text{ daN} < M_{brd} = 12087,90 \text{ daN} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

**VI.5.6. Vérification de l'IPE270 a l'ELS :**



**Figure III.11** Vérification de la flèche

Conditions de vérifications :

$$Q_{z.sd} = 1,5V = 1,5 \times 92,96 = 139,44 \text{ daN}$$

$$F_y = \frac{5 \times Q_{z.sd} l^2}{384 EI_y} \leq F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{1,3944 \times 600^2}{2,1 \times 10^6 \times 5790} = 1,80 < 3 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Le laminé choisit IPE270 convient comme potelet

**Conclusion :**

Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profilés qui sont capables de résister leurs poids propres et toutes les efforts du vent. Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- La panne est un IPE120.
- La lisse est en UPN120.
- Le potelet est un IPE27



# Chapitre IV : Etude du portique



### IV.1. Introduction :

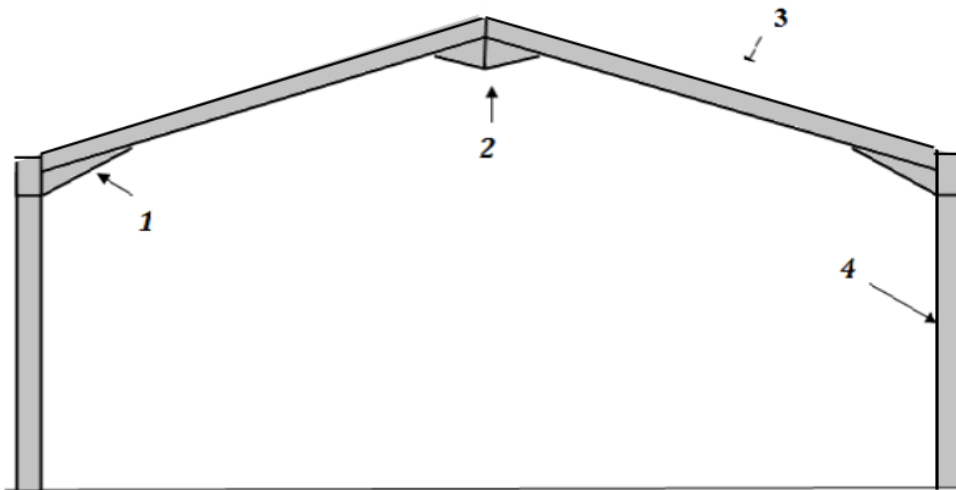
Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude, ils présentent les éléments porteurs tels que le portique (poteau traverse) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes), leur utilisation est limitée à des portées inférieures ou égale à 40m

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 30m.

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis du vent, car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double que celle du portique de rive.



**Figure IV-1 : éléments d'un portique**

Avec :

- 1 : Renfort de jarret
- 2 : Renfort de faitage
- 3 : Traverse
- 4 : Poteau

➤ **Caractéristiques du portique étudié (portique intermédiaire) :**

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- - La hauteur des poteaux :  $h = 8\text{m}$
- - La hauteur de faitage :  $H = 9.8\text{m}$
- - La portée entre les poteaux :  $b = 30\text{m}$
- - La longueur des traverses :  $s = 15.08\text{m}$
- - L'entraxe des portiques :  $L = 6\text{m}$

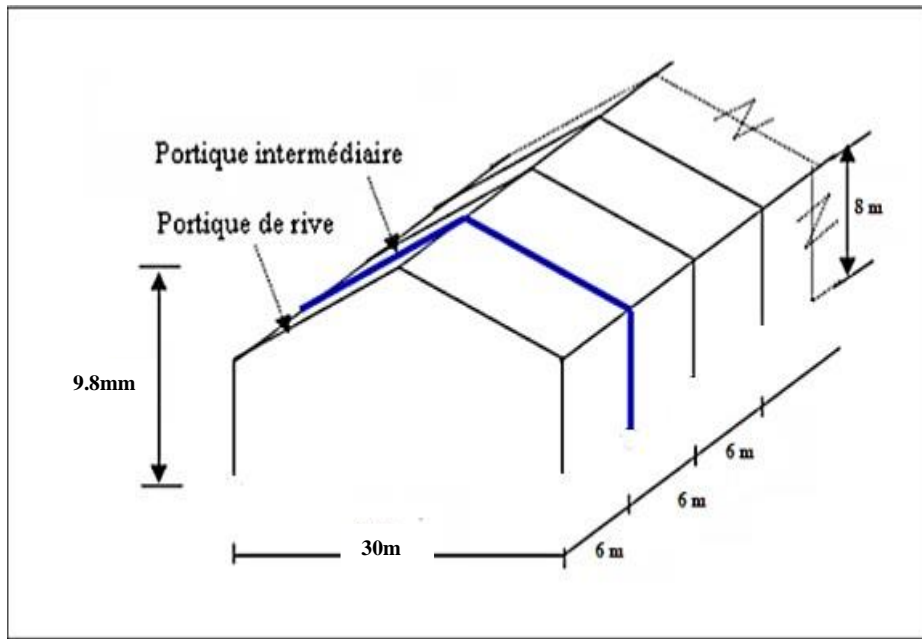


Figure IV.2. Vue du portique en 3D

#### IV.2. Effort 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.

##### A. Charge permanente :

Couverture et accessoire de pose :  $25\text{kg/m}^2$

Pannes (IPE120) :  $10.4\text{kg/ml}$

Entre axe des portiques :  $l=6\text{m}$

$$G = (25 + 10.4/1.22) \times 6 = 204.02\text{kg/ml}$$

##### B. Effet de la neige :

$$N = 23.2\text{daN/m}^2$$

$$N = 139.2\text{daN/ml}$$

##### C. Effet du vent :

Le vent V1 perpendiculaire au long pan est le plus défavorable (voir le chapitre II)

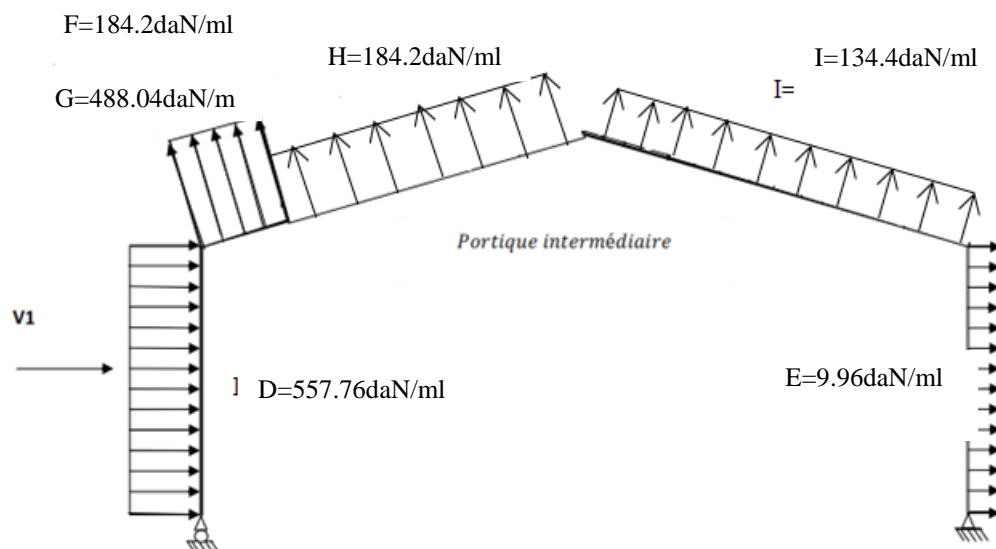
**Tableau IV.1.** Valeurs des Pressions (V1) .

Zone	Qh	Cpe	Cpi	Cr=Cpe-Cpi	Ph(daN/m <sup>2</sup> )	Ph(daN/ml)
A	83	-1	-0.32	-0,68	-56.44	-338.64
B	83	-0,8	-0,32	-0,48	-39.84	-239.04
C	83	-0,5	-0,32	-0,18	-14.94	-89.64
D	83	+0,8	-0,32	1,12	92.96	557.76
E	83	-0,3	-0,32	0,02	1.66	9.96
F	83	-0,39	-0,32	-0,07	-5.81	-34.86
G	83	-1.3	-0,32	-0.98	-81.34	-488.04
H	83	-0,69	-0,32	-0,37	-30.71	-184.2
I	83	-0,59	-0,32	-0,27	-22.41	-134.4

L'entre axe du portique = 6m

$P_h(\text{daN/m}^2) \times \text{entre axe} = P_h(\text{daN/ml})$

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis du vent, car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double que celle du portique de rive.


**Figure IV-2 :** pression statique du vent sur le portique

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur le portique en une charge équivalente uniformément répartie.

$$\text{Versant gauche : } \frac{488.04 \times 1.96 + 184.2 \times 7.8}{15} = 159.6 \text{ daN/ml}$$

Pour des raisons de simplicité on prend  $V = (158.7+134.4)/2 = 147 \text{ daN/ml}$

### IV.3. Calcul des efforts internes :

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RMD, on calcul les efforts internes de notre portique.

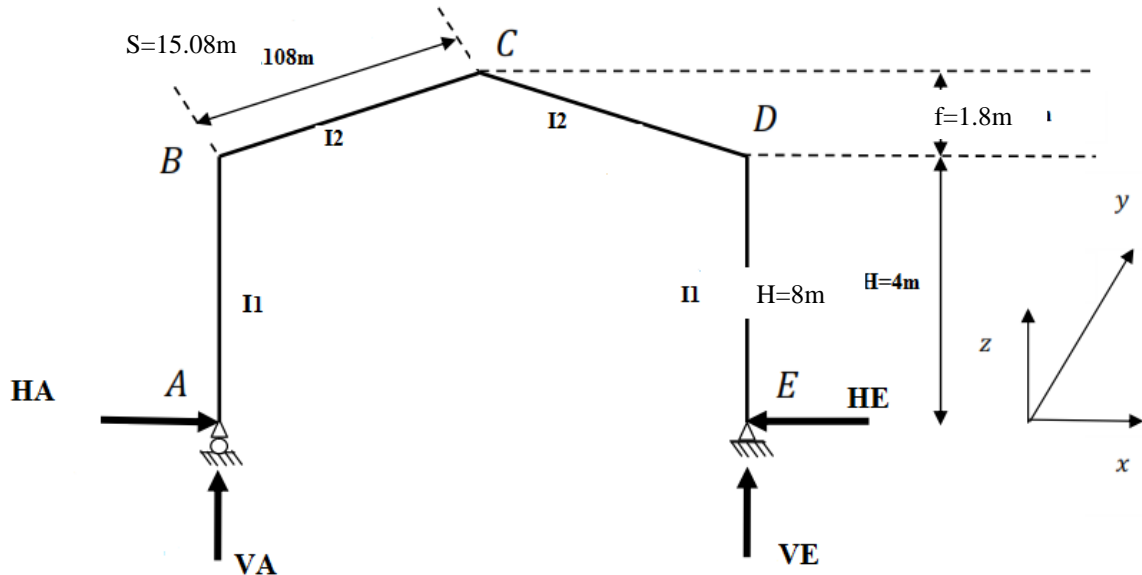


Figure IV.4 : Efforts internes

On assume que :  $I1 \approx I2$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{I2/h}{I1/s} = \frac{h}{s} = \frac{8}{15/\cos 6} = 0.54$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = 1.8/8 = 0.225$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.54 + 3 + 3 \times 0.225 + 0.225^2 = 4.26$$

- **Charges verticales vers le bas :** (charge permanente et surcharge de neige)  
Comme première étape on calcul d'abord sous charge unitaire  $q=1 \text{ daN}$

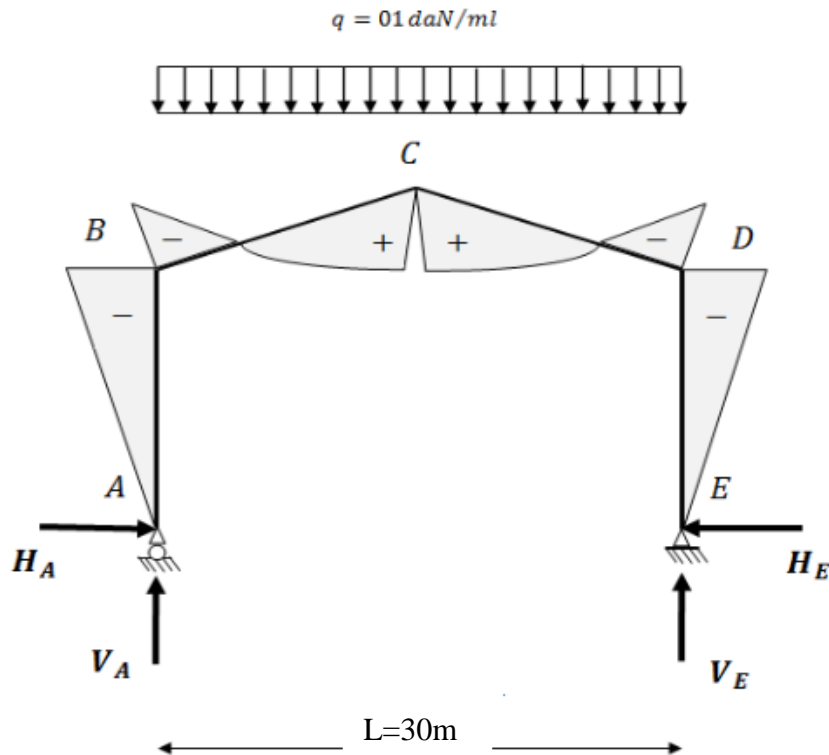


Figure IV.5 : efforts internes (effet vers le bas)

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0.255}{4 \times 4.265} = 0.5$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+\varphi) = 0.4$$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8h = 0.5 \times \frac{1.0 \times 30^2}{8 \times 8} = 7.03 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{q l}{2} = 1.0 \times 30 / 2 = 15 \text{ daN}$$

$$q l^2 / 8 = 112.5 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_D = -\beta q l^2 / 8 = -56.25 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma q l^2 / 8 = +45 \text{ daN.m}$$

➤ **Charges verticales vers le haut :** (vent de soulèvement)

Calcul sous la charge unitaire  $q=1.0 \text{ daN/ml}$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8h = 0.5 \times \frac{1.0 \times 30^2}{8 \times 8} = 7.03 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{q l}{2} = 1.0 \times 30 / 2 = 15 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = +\beta q l^2 / 8 = +56.27 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma q l^2 / 8 = -45 \text{ daN.m}$$

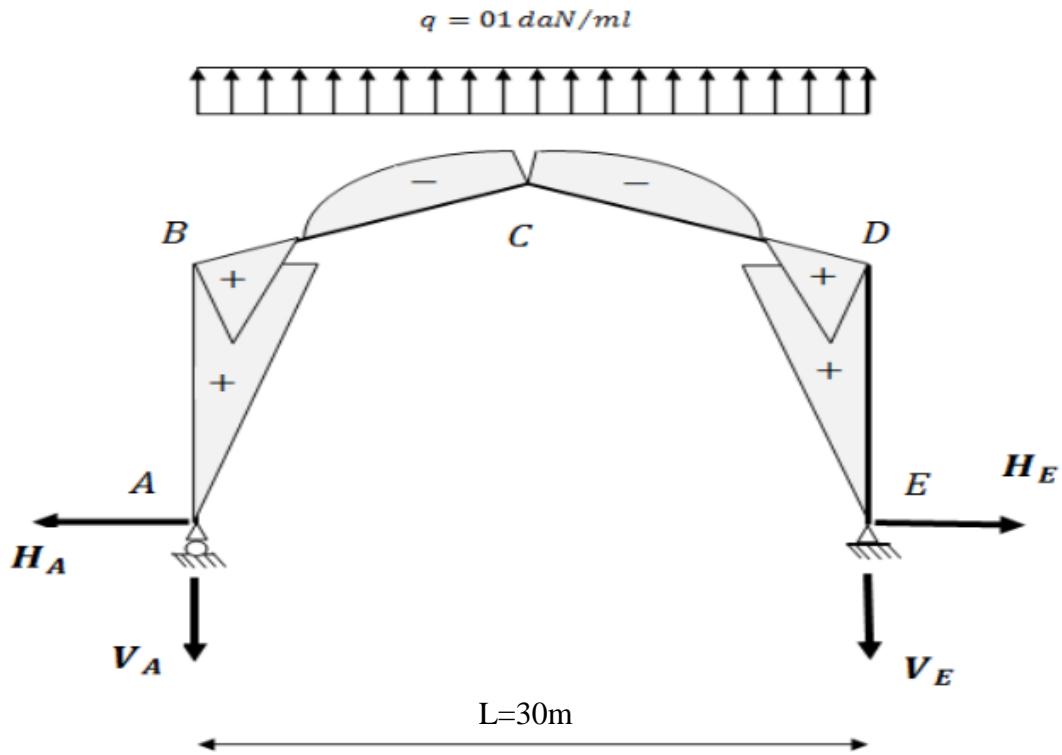


Figure IV.6 : efforts internes (charges verticales vers le haut)

➤ **Vent horizontal (pression) :**

Calcul sous la charge unitaire  $q=1.0\text{daN/ml}$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0.54 + 12 + 6 \times 0.225}{8 \times 4.26} = 0.47$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.47 = 0.53$$

$$\gamma = \delta (1 + \varphi) - 1/2 = 0.47(1 + 0.225) - 1/2 = 0.076$$

$$H_E = \delta qh/2 \quad H_A = qh - H_E$$

$$V_A = -V_E = -qh^2/2l$$

$$M_B = \beta \times qh^2/2 \quad M_D = -\delta qh^2/2 \quad M_C = -\gamma qh^2/2$$

$$H_E = 0.47 \times 1.0 \times 8 / 2 = 1.88\text{daN} \quad H_A = 1.0 \times 8 - 1.88 = 6.12 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = 1.0 \times 8^2 / 2 \times 15 = 2.13\text{daN}$$

$$qh^2/2 = 32$$

$$M_B = \beta \times qh^2/2 = 0.53 \times 32 = 16.96\text{daN.m}$$

$$M_D = -\delta qh^2/2 = -0.47 \times 32 = -15.04 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma qh^2/2 = -0.076 \times 32 = -2.432 \text{ daN.m}$$

$$M_B = 16.96 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -15.04 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -2.432 \text{ daN.m}$$

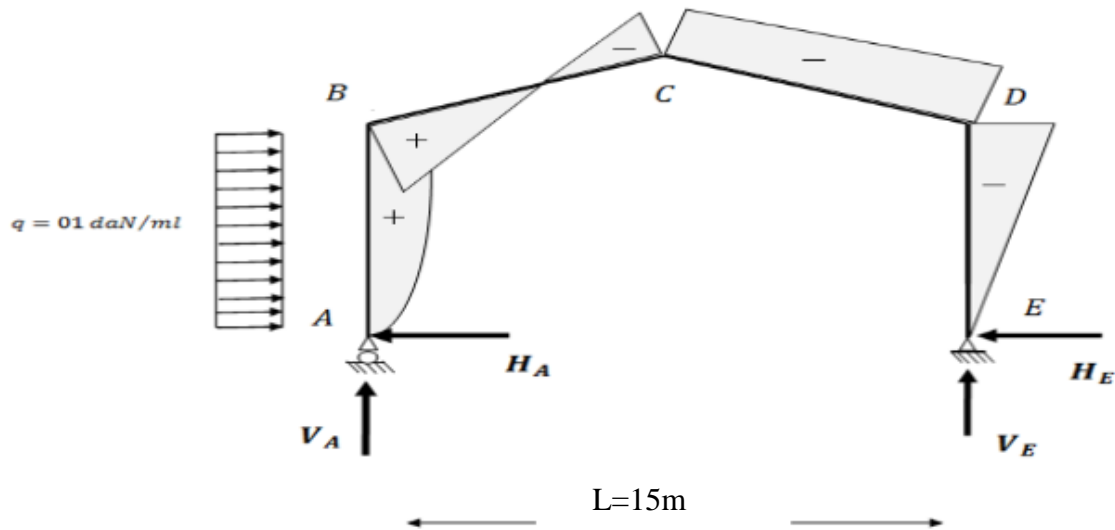


Figure IV.7 : efforts internes (charge horizontale)

➤ **vent horizontal** (depression):

$$H_A = \delta qh/2 = 1.88 \text{ daN}$$

$$H_E = qh - H_A = 6.12 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = 2.13 \text{ daN}$$

$$M_B = \delta \times qh^2/2 = 0.47 \times 32 = 15.04 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\beta qh^2/2 = -0.53 \times 32 = -16.96 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma qh^2/2 = 0.076 \times 8 = 2.43 \text{ daN.m}$$

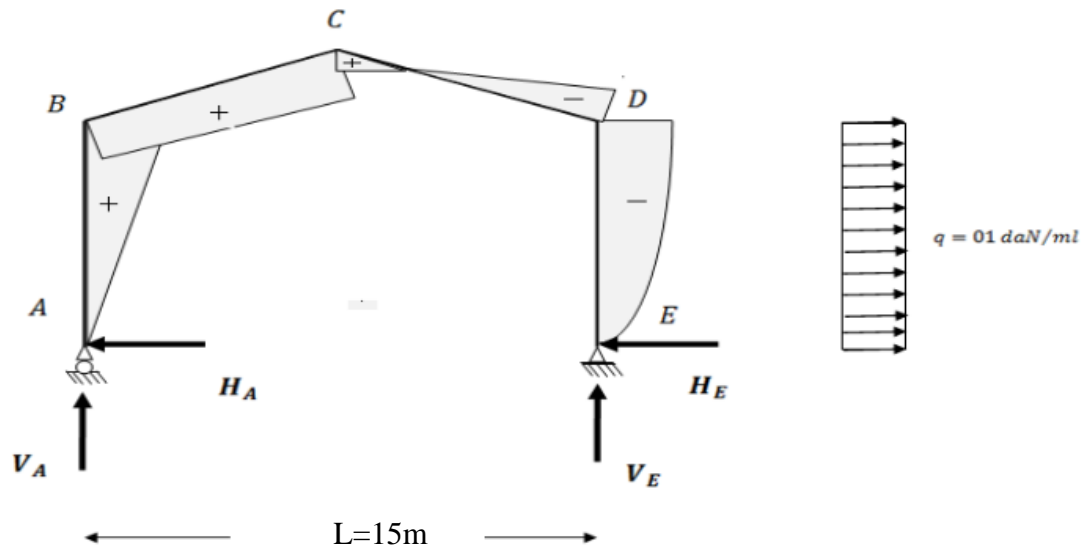


Figure IV.8 : efforts internes (dépression)

➤ Efforts internes sous charge unitaire :

Tableau IV.2 : réactions d'appuis sous charge unitaire

Actions	Q (daN/ml)	REACTION D'APPUIS (daN)			
		HA	HE	VA	VE
G	01	7.03	-7.03	15	15
N	01	7.03	-7.03	15	15
Vx <sub>1</sub> horizontal pression	01	-6.12	-1.88	-2.13	2.13
VX <sub>2</sub> horizontal dépression	01	-1.88	-6.12	-2.13	2.13
VX <sub>3</sub> soulèvement	01	-7.03	7.03	-15	-15

Tableau IV.3 : valeurs des moments sous charge unitaire

Actions	Q (daN/ml)	MOMENT (daN.m)		
		MB	MC	MD
G	01	-56.25	45	-56.25
N	01	-56.25	45	-56.25
Vx <sub>1</sub> horizontal pression	01	16.96	-2.43	-15.04
VX <sub>2</sub> horizontal dépression	01	15.04	2.43	-16.96
VX <sub>3</sub> soulèvement	01	56.25	-45	56.25

## ➤ Efforts internes sous charge réelle

Tableau IV.4: réactions d'appuis sous charges réelles

Actions	Q (daN/ml)	REACTION D'APPUIS (daN)			
		HA	HE	VA	VE
<b>G</b>	201.14	1414	-1414	3017.1	3017.1
<b>N</b>	139.2	978.6	-978.6	2088	2088
<b>VX<sub>1</sub> horizontal pression</b>	557.76	-3413.5	-1048.6	-1188.03	1188.03
<b>VX<sub>2</sub> horizontal dépression</b>	9.96	-18.7	-60.9	-21.2	21.2
<b>VX<sub>3</sub> soulèvement</b>	147	-1033.41	1033.41	-2205	-2205
<b>VRX= VX<sub>1</sub> +VX<sub>2</sub> +VX<sub>3</sub></b>		-4465.6	-76.09	-3414.23	-995.77

Tableau IV.4 : moments sous charges réelles

Actions	Q (daN/ml)	MOMENT (daN.m)		
		MB	MC	MD
<b>G</b>	201.14	-11314.12	9051.3	-11314.12
<b>N</b>	139.2	-7830	6264	-7830
<b>VX<sub>1</sub> horizontal pression</b>	557.76	9459.6	-1355.4	-8388.7
<b>VX<sub>2</sub> horizontal dépression</b>	9.96	149.8	24.2	-168.9
<b>VX<sub>3</sub> soulèvement</b>	147	-8368.75	-6615	-8268.75
<b>VRX= VX<sub>1</sub> +VX<sub>2</sub> +VX<sub>3</sub></b>		1340.65	-7946.2	-16826.4

## ➤ Combinaison a L'ELU :

Tableau IV.6: combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis

Combinaison	REACTION D'APPUIS (daN)			
	HA	HE	VA	VE
<b>1.35G+1.5N</b>	3376.08	-3376.8	7205.08	7205.08
<b>1.35G+1.35N+1.35VRX</b>	-9258.6	-1834.9	2288.7	5547.5
<b>G+1.35VRX</b>	-4614.6	-1516.7	-1592.1	1672.8

**Tableau IV.7** : combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis

Combinaison	REACTION D'APPUIS (daN)		
	MB	MC	MD
<b>1.35G+1.5N</b>	-27019	+21615.3	-27019
<b>1.35G+1.35N+1.35VRX</b>	+2404.3	+9948.3	-48560.2
<b>G+1.35VRX</b>	-9504.3	-1676.07	-34029.76

#### IV.4. 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 force équivalentes calculé pour chaque poteau.

$$Heq = \emptyset Nsd$$

$$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

$$\emptyset_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$$

- Heq : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- Nsd : Effort normal de compression dans le poteau.
- $\emptyset$  : Défaut initial d'aplomb.
- $\emptyset_0$  : 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= 9.8 m hauteur de la structure

m=2 nombre de poteau dans une file

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})} = 0.866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} = 0.639$$

$$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{0.866 \times 0.639 \times 1}{200} = 0.00277$$

**Efforts aux pieds de poteaux à L' ELU :**

**Tableau IV.8 :** Efforts aux pieds de poteaux à L'ELU

Combinati ons (ELU)	Poteau 01(daN)		Poteau 02(daN)		Somme(daN)	
	H <sub>A</sub>	V <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>E</sub>	H	V
Combinaison1	3376.8	7205.08	-3376.8	7205.08	0	14410.16
Combinaison2	-9258.6	228.7	-3332.7	5547.5	-12591.3	5776.2
Combinaison3	-4614.6	-1592.1	-1516.7	1672.8	-6131.1	80.7

Les défauts d'aplomb ne sont pas considérés si  $|H| \geq 0.15 |V|$

Combinaison (ELU)	<b>0.15V(kN)</b>	<b><math> H  \geq 0.15  V </math></b>
<b>Combinaison01</b>	21.6	non
<b>Combinaison02</b>	7.66	oui
<b>Combinaison03</b>	0.12	oui

**Remarque :** les défauts d'plomb ne sont pas pris en compte pour les combinaisons 2 et 3 car la condition  $|H| \geq 0.15 |V|$  est vérifiée.

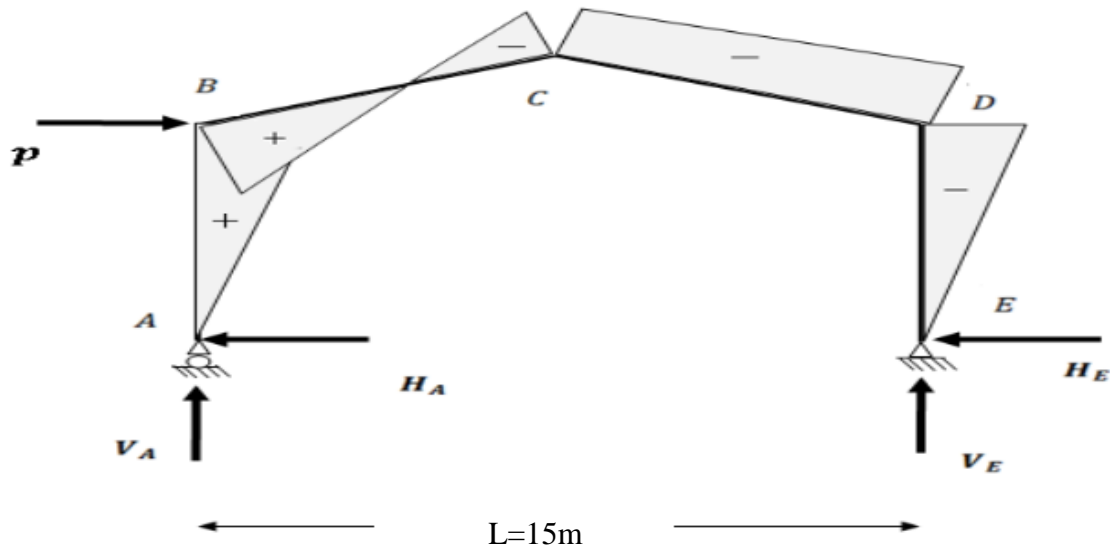
Effort équivalent en tête de poteau :

**Tableau IV.9:** Efforts équivalent en tête de poteau

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	<b>N<sub>sd</sub></b>	<b>H<sub>eq</sub></b>	<b>N<sub>sd</sub></b>	<b>H<sub>eq</sub></b>
<b>Combe 01 1.35G+1.5N</b>	144.1	0.399	144.1	0.399

**2.Calcul des efforts internes sous sollicitation horizontal :**

$$P= 0.399+0.399= 0.798KN=79.8daN$$


**Figure IV.9** : effort horizontal en tête de poteau

$$\beta = 1/2 \times \left\{ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = 1/2 \times \left\{ 1 + \frac{0.225(3+2 \times 0.225)}{2 \times 4.26} \right\} = 0.55$$

$$\delta = 1/2 \times \left\{ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = 1/2 \times \left\{ 1 - \frac{0.225(3+2 \times 0.225)}{2 \times 4.26} \right\} = 0.45$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left\{ 1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = \frac{0.225}{2} \left\{ 1 - \frac{(1+0.225)(3+2 \times 0.225)}{2 \times 4.26} \right\} = 0.057$$

$$H_A = \beta P = 43.89 \text{ daN}$$

$$H_E = P - H_A = 35.91 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{ph}{l} = -79.8 \times 8/30 = -21.28 \text{ daN}$$

$$M_B = +\beta \times Ph = 0.55 \times 79.8 \times 8 = 351.12 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.45 \times 8 \times 79.8 = -287.28 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.057 \times 8 \times 79.8 = -36.38 \text{ daN.m}$$

**Tableau IV.10**: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de Heq

Combinaisons	Reactions d'appuis [daN]			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1.35G+1.5N	3376.8	-3376.8	7205.08	7205.08
P	43.89	35.91	-21.28	21.28
1.35G+1.5N +P	3420.7	-3340.9	7183.8	7226.4
1.35G+1.35N +P +1.35VRX	-9214.7	-1798.9	2267.4	5568.78
G+1.5VRX	-4614.6	-1516.7	-1592.1	1672.8

**Tableau IV.11** : combinaisons à l'ELU pour les moments.

Combinaisons	Moments [daN.m]		
	MB	MC	MD
1,35G + 1,5N	-27019	+21615.3	-27019
P	351.12	-287.28	-36.38
1,35G+1,5N +P	-26667.9	21328.02	-27055.4
1,35G+ 1,35N + 1,35VRX + P	+2755.4	+9661.02	-48596.6
G+ 1,5VRX	-9504.3	-1676.07	-34029.76

#### IV.5. Pré dimensionnement de la traverse :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants basés sur des règles empiriques de pré-dimensionnement de l'annexe A6.1 :

Pour la traverse :

$$H = \frac{L}{30} = \frac{15080}{30} = 502.66 \text{ mm}$$

→ on prend IPE550

L= la longueur de la traverse

#### 5.1. Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

- $\alpha_{cr} \geq 10$  ... .. ⇒ structure *rigide* : analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre
- $\alpha_{cr} < 10$  ... .. ⇒  
Structure *souple* : prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15$  ... .. ⇒ Structure *rigide* : analyse plastique

#### ❖ 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 horizontal total

V : action vertical total

$\delta_h$  = déplacement horizontal

h = 8m hauteur du poteau

Ou bien avec la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{Vsdt}{V_{cr}} = \left\{ \frac{Nsd.t}{N_{cr.t}} + (4 + 3.3R \frac{Nsd.p}{N_{cr.p}}) \right\}$$

Avec :

$Nsd.p$  : Effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{I1S}{I2h} = \frac{s}{h} = \frac{9.8}{8} = 1.225$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 67120}{800^2} = 21736.6 \text{ kN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 67120}{980^2} = 14485 \text{ kN}$$

$$Nsd.t = 72.05 \sin 6 + 33.76 \cos 6 = 41.05 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{Vsdt}{V_{cr}} = \left\{ \frac{33.76}{14485} + (4 + 3.35 \times 1.527) \frac{72.05}{21736.6} \right\} = 0.033 < 0.1$$

### Structure rigide

On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre

#### a) Moment sollicitant la traverse :

Moment sous la combinaison : 1.35G+1.35N+1.35V+P

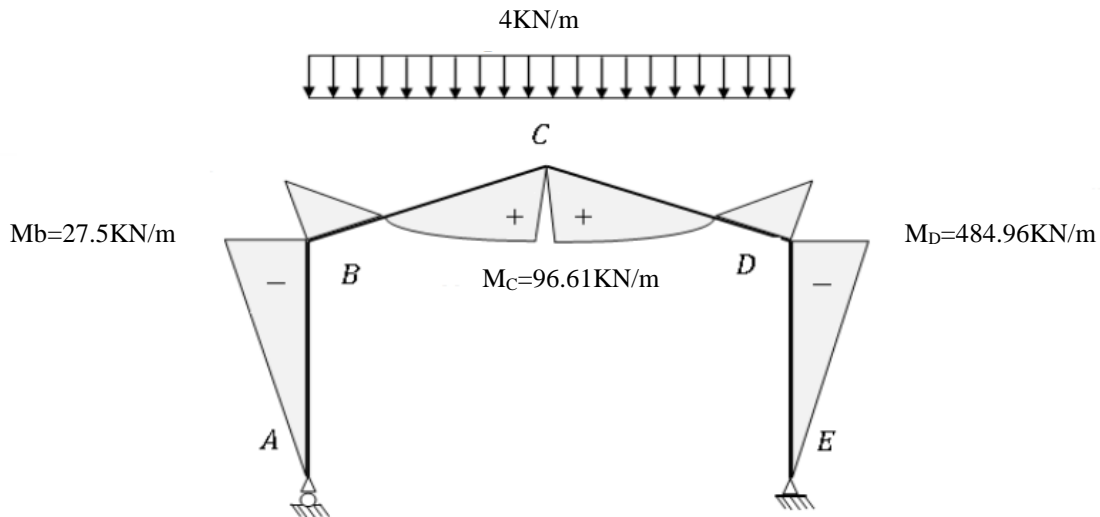


Figure IV.10 : moments fléchissant agissants sur le portique

Calcul préliminaire :

$$M_{ySD} \leq M_{elyRD} = \frac{W_{ely} f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_{ySD} \times \gamma M_0}{f_y} \quad W_{ely} = 485.96 \times 1.1 \times 10^2 / 27.5 = 1943.84 \text{ cm}^3$$

On opte pour un **IPE550**

$$W_{ely} = 2441 \text{ cm}^4$$

**Classe de la section :**

$$t_f = b_2 / t_f \leq 10 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{210/2}{17.2} = \leq 9.2 \quad (\text{semelle de classe 1})$$

Classe de l'âme (flexion composé) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left\{ \frac{d+dc}{2} \right\} \leq 1$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{T_w f_y} = \frac{41.05}{1.11 \times 27.5} = 1.34 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{46.76} \left\{ \frac{1.34 + 46.76}{2} \right\} = 0.52 \leq 1 \quad \alpha \geq 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{366.06}{13 \times 0.52 - 1} = 63.55 \quad ; \quad \frac{d}{t_w} = \frac{467.6}{11.1} = 42.13$$

$$42.13 < 63.55$$

Âme de classe 1

**L' IPE550 est de classe 1**

### VI.5.1 Dimensionnement de la traverse :

#### 5.1.1 Vérification de la traverse a L'ELS :

a. Vérification a la flèche :

$$G = (25 + 10.4/1.22) \times 6 + 57.1 = 261.12 \text{ kg/ml}$$

$$q = G + N = 261.12 + 139.2 = 400.32 \text{ daN/ml}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 67120 \text{ cm}^4$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$MB = 315.74 \text{ kN.m}$$

$$F = \frac{5 \times 4 \times 10^{-2} \times 3000^4 - 48 \times 3000 \times 31573.8}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 67120} = 4.7 < \frac{L}{200} = 7.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

#### 5.1.2 Vérification a L'ELU:

**a-** Vérification de la section a la résistance :

Bilan des efforts :

$$M_{ySD} = 485.96 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 72.05 \sin 6 + 33.76 \cos 6 = 41.05 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 72.05 \cos 6 - 33.76 \sin 6 = 68.13 \text{ KN}$$

#### Incidence de l'effort tranchant

Si :  $V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.Rd}$  il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$V_{sd} = 68.13 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{1.1} = \frac{72.34 \times 27.5 / \sqrt{3}}{1.1} = 1044.14$$

$$68.13 < 0.5 \times 1044.14 = 522.07$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Incidence de l'effort normal :

Si  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl.Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma M_0)$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{pl.Rd} = A \times f_y / \gamma M_0 = 134.4 \times 27.5 / 1.1 = 3360 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 840 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2btf = 134.4 - 2 \times 21 \times 1.72 = 62.16 \text{cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma M_0 = 777 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 41.05 \text{ K} < \text{Min} (777, 840) = 777$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

$$M_{cRD} = M_{plyRD} = W_{ply} \times f_y / \gamma M_0 = \frac{2787 \times 27.5}{1.1} = 69675 \text{KN.cm}$$

$$M_{ySD} = 485.96 \text{kN.m} < M_{plyRD} = 696.75 \text{kN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

## **b- Vérification de l'élément aux instabilités :**

### **A. Action vers le bas :**

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Longueur de flambement :

$$L_y = 15000 / \cos 6^\circ = 1508.3 \text{ cm}$$

$$L_z = 750 / \cos 6^\circ = 754.13 \text{ cm}$$

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

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

- Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 1508.3 / 22.35 = 67.49 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{100.89}{86.8} = 0.7775$$

Axe de flambement **y-y** Courbe de flambement **a**

$$h/b = 550/210 = 2.6 \geq 1.2 : \quad \chi_y = 0.2786$$

- Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 754.13 / 4.45 = 169.46 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{169.46}{86.8} = 1.95$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement b :  $\chi_z = 0.2191$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{Min}(0.2786; 0.2191) = 0.2191$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\Lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

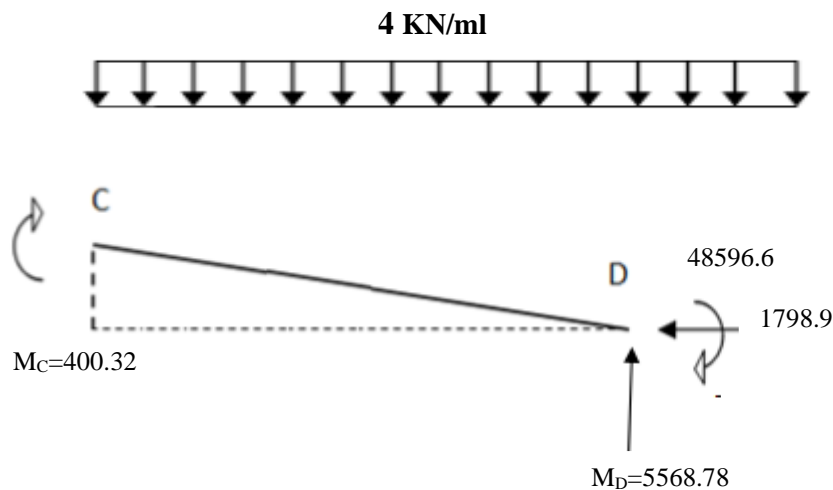
avec:  $iz=4.45$        $h=55\text{cm}$        $tf=1.72\text{cm}$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} \quad \text{avec} \quad Ma < Mb$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

- **Calcul du moment au point quelconque P :**



**Figure IV.11** : Efforts internes

$$M_p = 5568.78x - 48596.6 - 1798.9 \times 0.788x - 400.32x^2 / 2$$

$$M_p = 4151.25x - 48596.6 - 200.16x^2$$

$$M_a = M_p(x=7.54) = 28675.6 \text{ daN.m}$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{28675.6}{-48596.6} = -0.59$$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.4 \times (-0.59) + 0.52 \times (-0.59)^2 = 2.52$$

$$\Lambda_{LT} = \frac{754.13/4.45}{2.52^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{754.13/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 85.73$$

$$\bar{\Lambda}_{LT} = \frac{\Lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{85.73}{86.8} = 0.987$$

Du tableau des courbes de flambement **a** :  $\chi_{lt} = 0.6795$

• **Calcul des coefficients K :**

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}}$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 \times 1.95 \times 2.21 - 0.15 = 0.49$$

$$\beta_{mlt} = 1.8 - 0.7(-0.59) = 2.21$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} = 1 - \frac{0.49 \times 41.05}{0.2191 \times 134.4 \times 27.5} = 0.025$$

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

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A_{fy}}$$

$$\beta_{my} = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi \quad \psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{9661.02}{-48596.6} = -0.19$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.19) = 1.93$$

$$\Delta M = 9661.02 + 48596.6 = 58257.62 \text{ daN.m}$$

$$M_Q = ql^2/8 = 112.5 \text{ KN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1.3$  cas d'une charge uniformément répartie

$$\beta_{my} = 1.93 + \frac{112.5}{582.6} (1.3 - 1.93) = 2.05$$

$$\mu_y = 0.777 (2(2.05) - 4) + \frac{2788 - 2441}{2441} = 0.22$$

$$K_y = 1 - \frac{0.22 \times 41.05}{0.2786 \times 134.4 \times 27.5} = 0.991$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0$$

$$\frac{41.05}{0.2191 \times 3360} + \frac{0.991 \times 485.96}{696.75} = 0.05 + 0.69 = 0.74 < 1$$

—————> **Vérifier**

➤ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

$$\frac{41.05}{0.2191 \times 3360} + \frac{0.025 \times 485.96}{0.6795 \times 696.75} = 0.1 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifier}$$

### B. Action vers le haut :

- **Bilan des efforts :**

$$M_{ySD} = 9504.3 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = -4614.6 \sin 6 - 1592.1 \cos 6 = -2065.73 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = -4614.6 \cos 6 + 1592.1 \sin 6 = -4422.9 \text{ daN}$$

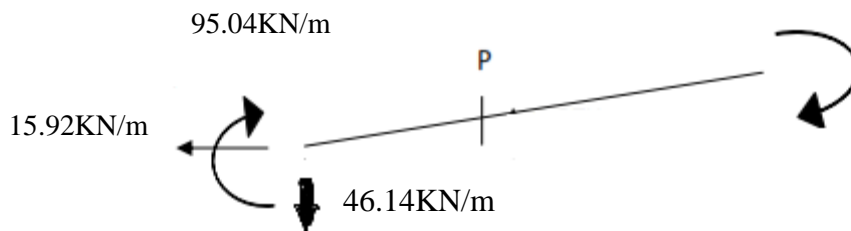


Figure IV.12: Efforts internes

### ➤ Vérification au déversement :

L'effort  $N_{sd}$  peut être négligé car le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligé.

La formule de déversement devient :

$$\frac{M_{ySD}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{lt}$  :

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{1676.07}{9504.3} = 0.18$$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.4 \times 0.18 + 0.52 \times 0.18^2 = 1.64$$

$$\lambda_{LT} = \frac{754.13/4.45}{1.64^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{754.13/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 106.26$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{106.26}{86.8} = 1.22$$

Du tableau des courbes de flambement a :  $\chi_{lt} = 0.5175$

$$\frac{9504.3}{0.5175 \times 69675} = 0.26 \leq 1.0 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifier}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisi IPE550 convient comme traverse.

#### IV.6 Vérification des poteaux :

On choisit un **IPE550**

- **Bilan des efforts :**

$$M_{ySD} = -27055.4 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 7183 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 3420.7 \text{ daN}$$

- **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le déversement :**

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 800/22.35 = 40.12 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{35.79}{86.8} = 0.412$$

Axe de flambement y-y, courbe de flambement a  $h/b=2.6 \geq 1.2$  :  $\chi_y = 0.9501$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 155/4.45 = 34.83 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{34.83}{86.8} = 0.40$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement b :  $\chi_z = 0.9261$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.9501 ; 0.9261) = 0.9261$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

$$\Lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i_z}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

avec:  $i_z=4.45$        $h=55\text{cm}$        $tf=1.72\text{cm}$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.57 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad M_a < M_b$$

$$M_a = \frac{-27055.4 \times 1.55}{6.45} = -6501.7 \text{ daN.m}$$

$$\psi = \frac{6501.7}{27055.4} = 0.24$$

$$C1 = 1.57$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{155/4.45}{1.57^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{155/4.45}{55/1.72} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 27.39$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{59.08}{86.8} = 0.31$$

Du tableau des courbes de flambement a :  $\chi_{lt} = 0.9751$

- **Calcul des coefficients K :**

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y}$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{m_{lt}} - 0.15$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{m_{lt}}$  :**

$$\beta_{m_{lt}} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.70 \times 0.24 = 1.63$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{m_{lt}} - 0.15 = 0.15 \times 0.4 \times 1.63 - 0.15 = -0.052$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} = 1 - \frac{-0.052 \times 71.83}{0.9261 \times 134.4 \times 27.5} = 1.001 = 1$$

- **Calcul du coefficient  $K_y$  :**

$$\beta_{m_y} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad , \quad \psi = \frac{0}{27055.4} = 0$$

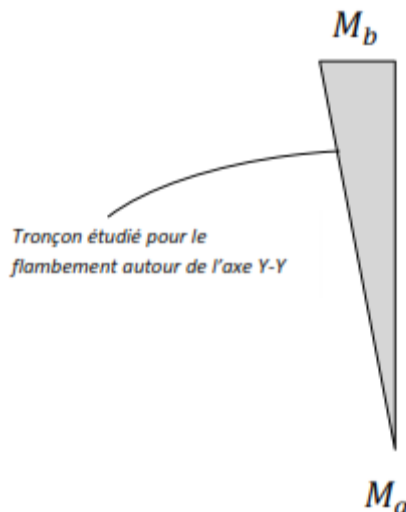


Figure IV.13 : Efforts internes pour le poteau.

$$\beta_{my} = 1.8$$

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

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A_{fy}}$$

$$\mu_y = 0.412(2(1.8) - 4) + \frac{2787 - 2441}{2441} = -0.023$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.023 \times 71.83}{0.9501 \times 134.4 \times 27.5} = 1$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{71.83}{0.9261 \times 336} + \frac{270.55}{696.75} = 0.23 + 0.38 = 0.61 < 1$$



Vérifier

➤ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{71.83}{0.6931 \times 336} + \frac{1 \times 270.55}{0.9751 \times 696.75} = 0.706 < 1 \quad \text{➔ Vérifier}$$

La section du profilé laminé choisi **IPE550** est adéquate pour le poteau et convient pour l'ossature du portique.

## Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE500**
- Le poteau : **IPE500**

# **Chapitre V :** **Etude de** **contreventement**



**V. INTRODUCTION :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

**V.1. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS :**➤ **Contreventements de toiture : (poutre au vent)**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme).

Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations

➤ **Contreventement de façade : (palée de stabilité)**

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

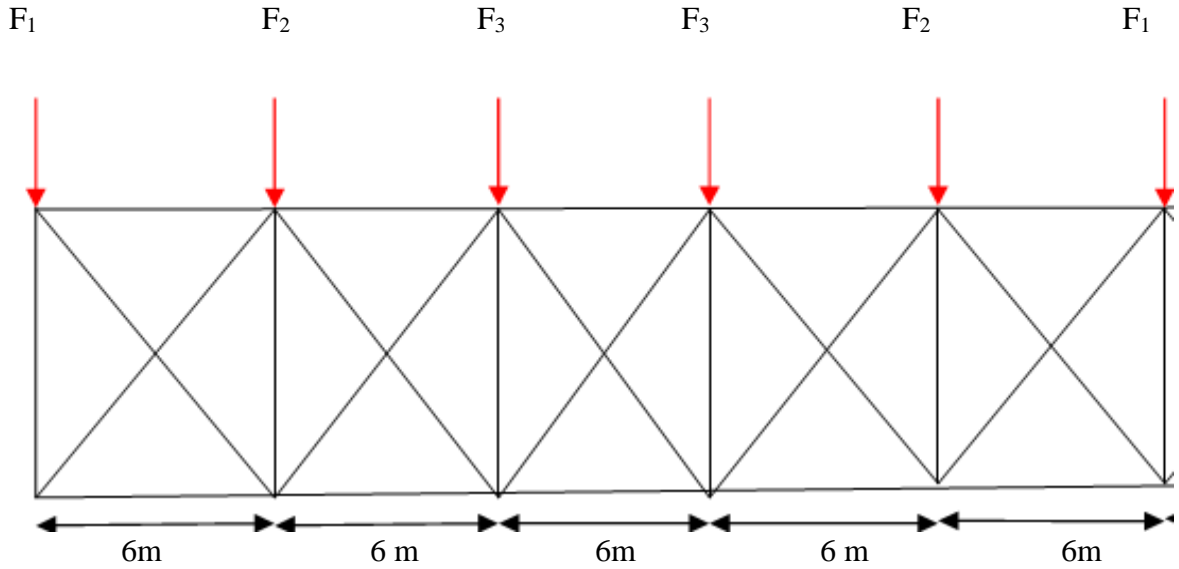
**V.2.Effort du vent sur les pignons**

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

**V.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :**

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

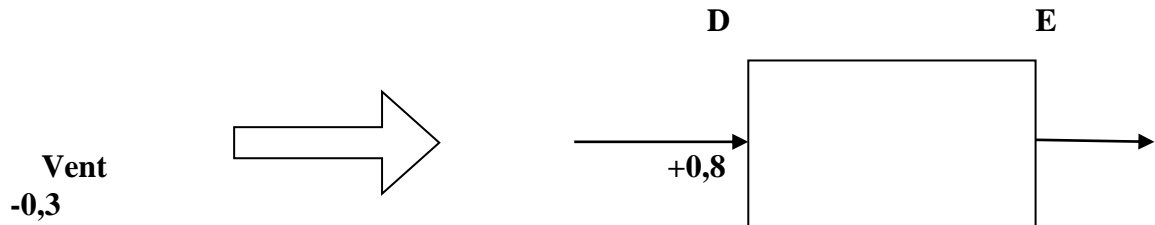
**Schéma statique :**



**Figure V.1** Schéma statique de la poutre au vent droite

**VI-2-2-Evaluation des efforts horizontaux :**

D'après l'étude au vent, la valeur de  $C_e$  est donnée ci-dessous.



$$\begin{aligned}
 F_1 &= \left( v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{10} \right) + \frac{F_e}{10} & h_1 &= 8\text{m} \\
 F_2 &= \left( v \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_e}{5} & h_2 &= 8,63\text{m}; & (\text{tang}\alpha = \frac{X_2}{6} \rightarrow X_2 = 6\text{tang}\alpha = 0,63) \\
 F_3 &= \left( v \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{5} \right) + \frac{F_e}{5} & h_3 &= 9,26\text{m}; & (\text{tang}\alpha = \frac{X_3}{12} \rightarrow X_3 = 12\text{tang}\alpha = 1,26)
 \end{aligned}$$

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_e$$

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$Q_h = q_{ref} \times c_{ex} = 50 \times 1,66 = 83 \text{ daN/m}^2$$

$C_d = 1$  (on a  $h = 9,8\text{m} < 15\text{m}$ ) (RNV2013chap3).

On a la force d'entrainement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture, et donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$Q_h = 83 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0,04$$

$$S_{fr} = (48 \times 2 \times 15 / \cos 6^\circ) = 1447,9 \text{ m}^2$$

$$F_e = F_r = 83 \times 0,04 \times 1447,9 = 4807 \text{ daN/m}^2$$

Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

$$F_1 = (91,3 \times \frac{8}{2} \times \frac{30}{10}) + \frac{4807}{10} = 1576,3 \text{ daN}$$

$$F_2 = (91,3 \times \frac{8,63}{2} \times \frac{30}{5}) + \frac{4807}{5} = 3325,2 \text{ daN}$$

$$F_3 = (91,3 \times \frac{9,26}{2} \times \frac{30}{5}) + \frac{4807}{5} = 3497,7 \text{ daN}$$

### VI.2.3. Effort de traction dans les diagonales :

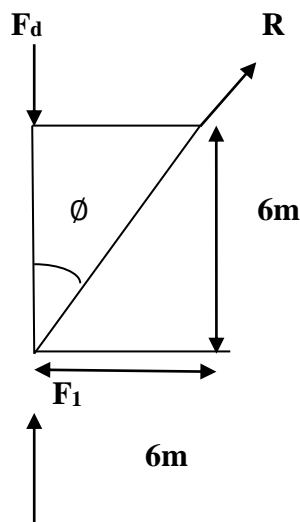


Figure V.2 L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité.

Effort de traction dans les diagonal :

$$R = F_d \times \cos \theta + F_1$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \cdot (F_1 + F_2) + F_3}{2}$$

$$R = \frac{2 \times (1576,3 + 3325,2) + 3497,7}{2} = 8399,2 \text{ daN}$$

$$R = 8399,2 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} = 1 \rightarrow \theta = \arctan 1 = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{8399,2 - 1576,3}{0,7} = 9747 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d$$

$$N_{sd} = 1,5 \times 9747 = \mathbf{14620,5 \text{ daN}}$$

➤ **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A

$$\bullet \quad N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa} = 27,5 \text{ daN/cm}^2, \quad \gamma_{M0} = 1,1$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{14620,5 \times 1,1 \times 10^{-1}}{275} = \mathbf{5,85 \text{ cm}^2}$$

On adopte une cornière **L 70 × 70 × 7** avec un boulon de 16 mm et trous de 18 mm

$$\text{Section de L70} \times 70 \times 7. \quad A = 9,4 \text{ cm}^2$$

Section nette :

$$A_{net} = 9,4 - 0,7 \times 1,8 = 8,14 \text{ cm}^2$$

**V.2.4. Vérification à la résistance ultime de la section :**

Pour la vérification de la cornière à la résistance on doit satisfaire la formule suivante :

$$N_{u,sd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Ou :

$\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

**Tableau V.1 :** coefficient minorateur  $\beta_2$  et  $\beta_3$

Tableau -Coefficients min orateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $P_1$	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Attache de 3 boulons et plus  $P_1 = 100 \text{ mm}$  ;  $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} P_1 = 100 \text{ mm} > 5,0 d_0 = 5 \times 18 = 90 \text{ mm} \\ d_0 = 18 \text{ mm} : \text{diamètre des trous} \end{array} \right\} \beta = \beta_3 = 0,7$$

$F_u = 360 \text{ MPa}$  résistance ultime a la traction des pièces assemblées.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,7 \times 8,14 \times 3600}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 16410,24 \text{ da N}$$

$$N_{sd} = 14620,5 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 16410,24 \text{ daN} \quad \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Conclusion :**

Une cornière isolée de  $70 \times 70 \times 8$  avec boulon de 16 mm et trous de 18 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**V.3. Vérification des pannes (moments de la poutre au vent) a la résistance :**

Les moments de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent a la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et est outre a la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne a la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

**Flexion composée déviée (bi axiale) :  
Vérification de la résistance :**

Section de la classe 1 .

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha=2 \text{ et } \beta =5n \text{ avec } \beta \geq 1.0$$

$$M_{Ny.sd} = M_{ply.Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right]$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \left[ \left( \frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2b.t_f \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A = \min (A_w / A ; 0,5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} ; N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

**Charge et surcharge revenant la panne intermédiaire :**

- Flexion déviée (voir calcul des pannes) :

$$G = 40,9 \text{ daN/ml}$$

$$N = 28,3 \text{ daN/ml}$$

- Compression :(voir calcul des contreventements) :

$$V = F_3 = 3497,7 \text{ daN}$$

- Combinaisons de charges :

$$1,35G + 1,35 N + 1,35 V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35 N$$

$$N_{sd} = 1,35 V$$

- **A.N:**

$$N_{sd} = 1,35 \times V = 1,35 \times 3497,7 = 4721,9 \text{ daN}$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N = 1,35 \times 40,9 + 1,35 \times 28,3 = 93,42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha.$$

$$Q_{z.sd} = 93,42 \times \cos 6^\circ = 92,9 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{92,9 \times 6^2}{8} = 418,05 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 93,42 \times \sin 6 = 9,76 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{9,76 \times 6^2}{8} = 43,92 \text{ daN.m}$$

### Caractéristiques géométriques d'IPE 120 :

$$W_{el.y} = 53 \text{ cm}^3 ; W_{el.z} = 8,64 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl.y} = 60,7 \text{ cm}^3 ; W_{pl.z} = 13,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{plz} . R_d = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{13,6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 340 \text{ daN. m}^2$$

$$M_{ply} . R_d = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{60,7 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 1517,5 \text{ daN. m}^2$$

$$N_{pl} . R_d = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{13,2 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 33000 \text{ daN. m}^2$$

➤ **-Incidence de l'effort tranchant :**

Si  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd} \rightarrow$  Il n'a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

➤ **-Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} \leq \min(0,25N_{pl.Rd}; 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$  : Il n'a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25N_{pl.Rd} = 0,25 \times 33000 = 8250 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 = 5,136 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 5,136 \times \frac{2750}{1,1} = 6420 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3497,7 \text{ daN} \leq \min(8250 \text{ daN}; 6420 \text{ daN}) = 6420 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique.

$$M_{N_{y.sd}} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{N_{z.Rd}} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{N_{y.Rd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{N_{z.Rd}}} \right)^\beta \leq 1.0$$

D'où :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 5 \times \frac{3497,7}{33000} \approx 1$$

$$\left( \frac{418,05}{1517,5} \right)^2 + \left( \frac{43,92}{340} \right)^1 = 0,2 < 1.0 \dots \dots \dots \text{ok}$$

➤ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à l'ELU:

$$1,35G - 1,5V$$

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5 V$$

$$Q_{z.sd} = 1,35 G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1,5 V$$

Avec :

G = 40,9 daN/ml : Charge permanente

V = -37,5 daN/ml : Vent de soulèvement

V' = F<sub>3</sub> = 3497,7 daN : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

Charge de flexion : voir calcul des pannes

➤ **Vérification des pannes (moments de la poutre au vent) a la résistance :**

**Section de classes 1 :**

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha=2 \text{ et } \beta =5n \text{ avec } \beta \geq 1.0$$

$$M_{Ny.sd} = M_{ply.Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right]$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \left[ \left( \frac{1-n}{1-0,5\alpha} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f \text{ (aire de l'ame)}$$

$$A = \min (A_w / A ; 0,5)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} ; N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

➤ **Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :**

- **Flexion déviée (voir calcul des pannes)**

$$G = 40,9 \text{ daN/ml}$$

$$N = 28,3 \text{ daN/ml}$$

Compression :(voir calcul des contreventements)

$$V = F_3 = 3497,7 \text{ daN}$$

- **Combinaisons de charges :**

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35 N$$

- $N_{sd} = 1,35 V$
- $N_{sd} = 1,35 \times V = 1,35 \times 3497,7 = 5246,55 \text{ daN}$
- $Q_{sd} = 1,35G + 1,35 N = 96 \text{ daN/ml}$
- $Q_{sd} = 1,35G + 1,35N = 1,35 \times 40,9 + 1,35 \times 28,3 = 93,42 \text{ daN/ml}$
- $Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha$
- $Q_{z.sd} = 93,42 \times \cos 6^\circ = 92,9 \text{ daN/ml}$
- $M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{92,9 \times 6^2}{8} = 418,05 \text{ daN.m}$
- $Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 93,42 \times \sin 6 = 9,76 \text{ daN/ml}$
- $M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{9,76 \times (6/2)^2}{8} = 10,98 \text{ daN.m}$

**Caractéristiques géométriques d'IPE 120**

$$W_{el,y} = 53 \text{ cm}^3; \quad W_{el,z} = 8,64 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 60,7 \text{ cm}^3; \quad W_{pl,z} = 13,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{plz} \cdot Rd = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{13,6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 340 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ply} \cdot Rd = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{60,7 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 1517,5 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N_{pl} \cdot Rd = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{13,2 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 33000 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

**Incidence de l'effort tranchant :**

Si  $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

- Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} \leq \min(0,25N_{pl,Rd}; 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$  : Il n'a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \times 33000 = 8250 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63 = 5,136 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 5,136 \times \frac{2750}{1,1} = 6420 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5246,55 \text{ daN} < \min(8250 \text{ daN}; 6420 \text{ daN}) = 6420 \text{ daN}$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut-être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique.

$$M_{N_y, sd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{N_z, Rd} = M_{plz, Rd}$$

**La formule de vérification est la suivante :**

$$\left( \frac{M_{y, sd}}{M_{Ny, Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z, sd}}{M_{Nz, Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = 5 \times \frac{5246,55}{33000} = 0,722 \approx 1$$

$$\left( \frac{418,05}{1517,5} \right)^2 + \left( \frac{10,98}{340} \right)^1 = 0,18 < 1,0 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**Vérification de l'élément aux instabilités :****Combinaison à l'ELU:**

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5 V$$

$$Q_{z.sd} = 1,35 G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1,5 V'$$

Avec :

$G = 40,9$  daN/ml charge permanente

$V = -37,5$  daN/ml : Vent de soulèvement

$V' = F_3 = 3532,36$  daN : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

Charge de flexion : voir calcul des pannes

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5 V = 40,9 \cos(6) - 1,5 \times 37,5 = -15,57 \text{ daN/ml } \uparrow \text{ (Soulèvement)}$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 40,9 \sin(6) = 5,77 \text{ daN/ml } \leftarrow$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{15,57 \times 6^2}{8} = 70 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{5,77 \times 3^2}{8} = 6,49 \text{ daN.m}$$

Charge de compression :

$$V' = F_3 = 3532,36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 V' = 1,5 \times 3532,36 = 5298,54 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivant est :

- **Flexion déviée composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

Ou :

$$N_{pl.Rd} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \text{ et } K_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0,15 \text{ et } \mu_{LT} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \text{ avec } K_z \leq 1,5$$

$\beta_{My}$ : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1,3$$

**Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{min}$  :**

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

**Flambement par rapport a l'axe fort YY :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_{y+[\varphi_y^2 - \lambda_y^2]}^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\lambda_y = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement appropriée, donné par l'Eurocode 3

**Flambement par rapport a l'axe fort ZZ :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_{z+[\varphi_z^2 - \lambda_z^2]}^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\lambda_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1,0$  pour les sections de classes 1, 2 et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^6}{2750} \right]^{0,5} = 86,81$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{4,9} = 122,44$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1,45} = 206,89$$

$$\lambda_y = \left( \frac{122,44}{86,81} \right) = 1,41$$

$$\lambda_z = \left( \frac{206,89}{86,81} \right) = 2,38$$

**Courbe de flambement :**

$$h/b = 120/64 = 1,875 > 1,2$$

Axe de flambement Y-Y → *courbe de flambement a* →  $\alpha_y = 0,21$

Axe de flambement Z-Z → *courbe de flambement b* →  $\alpha_z = 0,34$

$$\varphi_y = 0,5(1 + 0,21(1,41 - 0,2) + 1,41^2) = 1,62$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,62 + [1,62^2 - 1,41^2]^{0,5}} = 0,66$$

$$\varphi_z = 0,5(1 + 0,34(2,38 - 0,2) + 2,38^2) = 3,70$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,70 + [3,70^2 - 2,38^2]^{0,5}} = 0,29$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,66 ; 0,29) = \chi_z = 0,29$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

Avec  $\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0,49$  pour les sections soudées

$$\lambda_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} : L'élancement réduit pour le déversement$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,81 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : Élancement de l'élément vis – a – vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c^{10,5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i_z}{h/es} \right)^2 \right\}^{0,25}}$$

**IPE 120** :  $i_z = 1,45 \text{ cm}$  ;  $h = 12 \text{ cm}$  ;  $t_f = 0,63 \text{ cm}$

$L=300$  cm : longueur libre entre maintien latéraux

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,45}{1,88^{0,5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{300/1,45}{12/0,63} \right)^2 \right\}^{0,25}} = 24,54$$

$$\lambda_{LT} = \lambda_z = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0,5} = \frac{24,54}{86,81} = 0,28$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,28 - 0,2) + 0,28^2] = 0,54$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,54 + [0,54^2 - 0,28^2]^{0,5}} = 1,09$$

**Calcul des coefficients K :**

$$\mu_{LT} = 0,15 \lambda_z \beta_{mlt} - 0,15 \text{ et } \mu_{lt}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z \cdot A \times f_y} \text{ et } K_{LT} \leq 1,0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 2,38 \times 1,3 - 0,15 = 0,314 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,314 \times 5298,54}{0,29 \times 13,2 \times 2750} = 0,158$$

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_z \cdot A \times f_y} \text{ et } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = 1,41(2 \times 1,3 - 4) + \frac{60,7 - 53}{53} = -1,829$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,829 \times 5298,54}{0,66 \times 13,2 \times 2750} = 1,404 \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_z = \lambda_z (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z \cdot A \times f_y} \text{ et } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = 2,38(2 \times 1,3 - 4) + \frac{60,73 - 52,96}{52,96} = -3,187 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-3,187 \times 5298,54}{0,29 \times 13,2 \times 2750} = 2,604 < 1,5$$

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{5298,54}{0,29 \times 33000} + \frac{1,404 \times 69,49}{1517,5} + \frac{2,604 \times 6,49}{340} = 0,6 < 1,0 \quad \rightarrow \text{Vérifier}$$

**Vérification au déversement :**

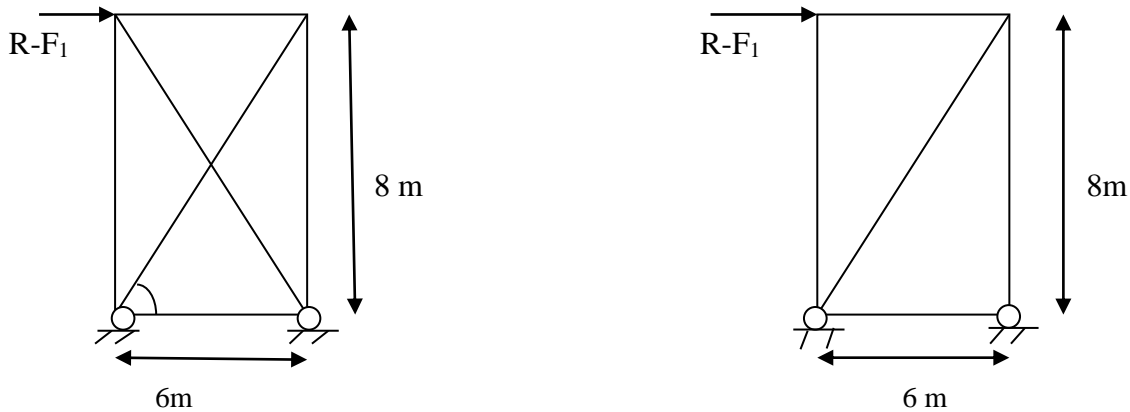
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{z} N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{5298,54}{0,29 \times 33000} + \frac{0,158 \times 69,49}{1,09 \times 1517,5} + \frac{2,604 \times 6,49}{340} = 0,60 < 1.0 \quad \rightarrow \text{vérifier}$$

Le profilé choisi **IPE 120** est adéquat comme panne de toiture.

**V.4. Calcul du palée de stabilité en long pans**

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



**Figure V.3 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan**

**Par la méthode des coupures :**
**Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\operatorname{tng} \beta = \frac{8}{6} = 1,33$$

$$\beta = \operatorname{arctg} 53^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{6822,9}{\cos 53^\circ} = 11337 \text{ daN}$$

**Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 11337 = 17005,5 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{17005,5 \times 1,1}{2750} = \mathbf{6,81 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une cornière isolée de L 80 × 80 × 8 avec un boulon de 16 mm et trous de 18 mm.

Soit **L80 × 80 × 8** (A=12,3 cm<sup>2</sup>)

$$\text{Section nette : } A_{net} = 12,3 - 0,8 \times 1,8 = 10,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a la résistance de la section :**

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

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

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

$$\text{D'onc : } \beta = \beta_3 = 0,7$$

$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

résistance ultime a la traction des pièces assemblées.

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 10,86 \times 3600}{1,25} = 21893,76 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 17005,5 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 21893,76 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{vérifier}$$

Pour des raisons pratiques on opte deux cornier isolée de 80 × 80 × 8 avec boulon de 16 mm et de trous de 18 mm convient pour les barres de contreventement de palée de stabilité.

### V.5. Pré dimensionnement de la poutre sablier :

La poutre sablier est considérée comme une barre de contreventement verticale, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification se fait en flexion composée.

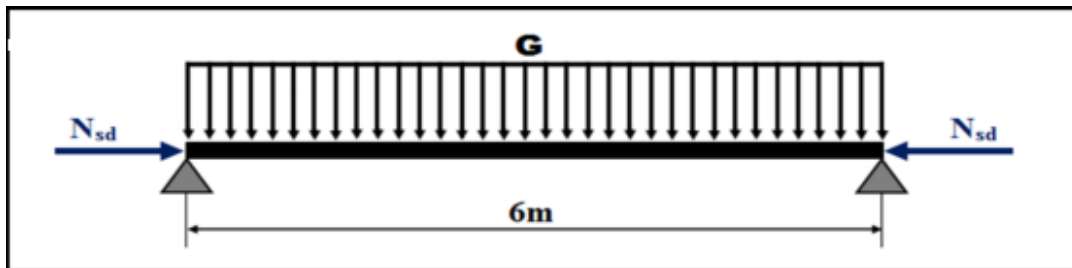


Figure V.4 : Schéma statique de la poutre sablier

$$F_1 = 1576,3 \text{ daN}$$

$$R = R_A = R_B = 8399,2 \text{ daN}$$

$$N_{\max} = R - F_1 = 8399,2 - 1576,3 = 6822,9 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A_z \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{\max}$$

$$A \geq \frac{N_{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6822,9 \times 1,1}{2750} = 2,73 \text{ cm}^2$$

On adopte un profil de HEA 120

$$A = 25,3 \text{ cm}^2$$

### Vérification vis-à-vis l'instabilité :

La vérification au l'instabilité est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal  $\chi_{\min}$  :

Les élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{Ky}}{i_y} = \frac{600}{4,89} = 122,69$$

$$\text{Acier 275 Mpa} \Rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86,38 ; \beta_1 = 1$$

L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{122,69}{86,38} \times \sqrt{1} = 1,42 > 0,2$$

D'où :

La vérification ou flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suite :

Calcul des sollicitations :

$$M_{y..sd} = 1,5 \times \frac{q \times l^2}{8} = 1,5 \times \frac{20 \times 6^2}{8} = 90 \text{ daN. m}$$

$$N_{sd} = R = \mathbf{8399,2 \text{ daN}}$$

$q = 20 \text{ daN/m}^2$  : la charge de bardage

Calcul de  $N_{pl.Rd}$  et  $M_{y.Rd}$  :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{25,3 \times 2750}{1,1} = 63250 \text{ daN}$$

$$M_{y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119,5 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 2987,5 \text{ daN.m}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{144}{120} = 1,2$$

⇒ la courbe (b) selon l'axe Y-Y'

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D ou :

$$\chi_y = 0,6612$$

Calcul de  $\mu_y$  :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right) \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 1,42 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left( \frac{119,5 - 106,3}{106,3} \right) = -0,24 < 0,9$$

Calcul de  $K_y$  :

$$K_y = 1 + \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{-0,24 \times 8399,2}{0,6612 \times 25,3 \times 2750} = 0,95 < 1,5$$

La formule de l'instabilité :

$$\frac{8399,2}{0,6612 \times 63250} + \frac{0,95 \times 90}{2987,5} = 0,22 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Vérier.}$$

**Le HEA120 convient pour une poutre sablier.**

# **Chapitre VI :** **Etude sismique**



### VI.1. Introduction :

Les actions sismiques sur bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent essentiellement par des mouvements horizontaux.

Les constructions résistent au séisme par des forces d'inerties qui sont dues à leur masse qui s'oppose à ces derniers. De ce fait, nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure grâce au RPA99 version 2003 qui met à notre disposition trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Dans notre cas nous allons appliquer la méthode statique équivalente car notre ouvrage

Satisfait l'intégralité des conditions énumérés dans le RPA99 version 2003 :

Hauteur =  $8m \leq 65m$  ; régularité en plan  $42/30 = 1.4 \leq 4$  et en élévation

D'une manière générale notre structure satisfait toutes les conditions de la méthode.

### VI.2. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un ensemble de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### VI.3. calcul de l'effort tranchant V à la base :

La force sismique total V, appliqué à la base de la structure ; doit être calculer successivement dans deux directions horizontales (donné par le règlement RPA) :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**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.

- **Le coefficient A :**

L'ouvrage sera implanté à TIARET qui est classé selon le règlement parasismique algérien :

Zone sismique et groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : I

Groupe d'usage 2  $\longrightarrow$   $A = 0.15$

• **Calcul du coefficient de comportement R :**

$R_x=6$  (contreventé par portique auto stable ductile)

$R_y=4$  (contreventé par palées triangulées en X)

• **Facteur de qualité Q :**

Critère Q	Valeur de $P_q(x)$		Valeur de $P_q(y)$	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
Condition minimales sur les fils de contreventement	Oui	0	non	0.5
Redondance en plan	oui	0	non	0.5
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	Non	0.1

**Tableau IV.1 :** valeurs des pénalités  $P_q$ .

$$Q_x = 1 + \sum P_q = Q = 1 + 0.1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$Q_x=1.1$$

$$Q_y = 1 + \sum P_q = Q = 1 + 0.1 + 0.5 + 0.5 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$Q_y=1.2$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3 \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

• **Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :**

La valeur  $\xi$  est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 4$  (acier léger) (RPA99 v2003)

**Tableau VI.2:** valeurs de l'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles au murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \eta = 1.08$$

- **Estimation la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure transversale :

$h_n$  : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure

$C_t$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003)

Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie  $C_t = 0.085$

Dans ce cas il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données :

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad \text{et} \quad T = 0.085 h_n / \sqrt{D}$$

$$h_n = 9.8\text{m} \quad T = 0.085 \times 9.8^{3/4} = 0.47\text{s}$$

$T_2$  période caractéristique associé à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7.

$$T_2 = 0.5$$

$$\text{On a : } T = 0.47 < T_2 = 0.5$$

$$\text{❖ Sens longitudinale : } 0 < T = 0.47\text{s} < T_2 \text{ Donc } D = 2.5 \quad \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

$$\text{❖ Sens transversale : } 0 < T = 0.47\text{s} < T_2 \text{ Donc } D = 2.5 \quad \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

$$\text{Alors : } D = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

- **Calcul du poids actif soumis au séisme :**

$$W = \sum_{i=0}^n W_i$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**Tableau** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **I.3:** Poids des

## éléments

ELEMENT	TYPE	POIDS PROPRE	POIDS
POTEAU	IPE550	106KG/ml	7632KG
POTELET	IPE270	36.1KG/ml	1869.25KG
LISSE DE BARDAGE	UPN120	13.4KG/ml	5788.8KG
PANNES	IPE120	8.1KG/ml	10108.8KG
TRAVERSE	IPE550	106KG/ml	25580.13KG
CORNIERE	2CAE80*80*8	9.63KG/ml	308.16KG
CORNIERE	CAE70*70*7	7.38KG/ml	236.16KG
COUVERTURE DE TOITIRE	PL75EP7/10	20KG/ml	28953.6KG
BARDAGE	TN40 EP7/10	15KG/m <sup>2</sup>	10819.37KG
SABLIERE	HEA120	19.9KG/ml	1910.4KG
POID TOTAL			93206.27 KG 932.06 KN

$$W_{Gi} = 932.06 \text{ KN}$$

Calcul des charges permanente  $W_{Qi}$  de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times \text{Stoiture}$$

$$W_{Qi} = (0.23 + 1.12) \times 1447.68$$

$$W_{Qi} = 1954.36$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 932.06 + 0.5(1954.36)$$

$$W = 1909.2 \text{ KN}$$

- Force sismique suivant X et Y :

$$V_x = \frac{ADQ}{R_x} \times W = \frac{0.15 \times 1.1 \times 2.7}{6} \times 1909.2 = 141.76 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{ADQ}{RY} \times W = \frac{0.15 \times 1.2 \times 2.7}{4} \times 1909.24 = 231.97 \text{ KN}$$

- **Comparaison vent et séisme :**

- La surface d'influence (pignon) :

$$P_{\text{ignon}} = \left[ \left( \frac{30 \times 1.8}{2} \right) + (30 \times 8) \right] = 294 \text{ m}^2$$

$$V = 92.96 \times 267 = 24820.32 \text{ daN}$$

$$V = 248.20 \text{ KN}$$

$$V = 248.20 \text{ KN} > V_x = 141.76 \text{ KN}$$

- La surface d'influence (Lan-pan) :

$$S_{\text{lang-pan}} = 48 \times 8 = 384$$

$$V = 92.96 \times 384 = 35696.64 \text{ daN}$$

$$V = 356.96 \text{ KN}$$

$$V = 356.96 \text{ KN} > V_y = 213.97 \text{ KN}$$

### Conclusion :

Les sollicitations due au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X et Y

# Chapitre VII : Vérification des éléments



### V II.1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant la durée de vie de l'ouvrage

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### V II.2 Méthode de travail :

La méthode de travail peut être résumée en deux parties, à savoir, la 1<sup>ère</sup> phase est consacrée au pré dimensionnement des éléments résistants et non résistants et dans la 2<sup>ème</sup> phase une validation de calcul est menée avec la méthode des éléments finis via logiciel de calcul robot.

La partir modalisation est un cheminement de plusieurs étapes en étroite relation, à commencer la modalisation des éléments qui s'appuie essentiellement sur les résultats de la 1<sup>ère</sup> phase jusqu'à l'exploitation des résultats après calcul de la structure.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :

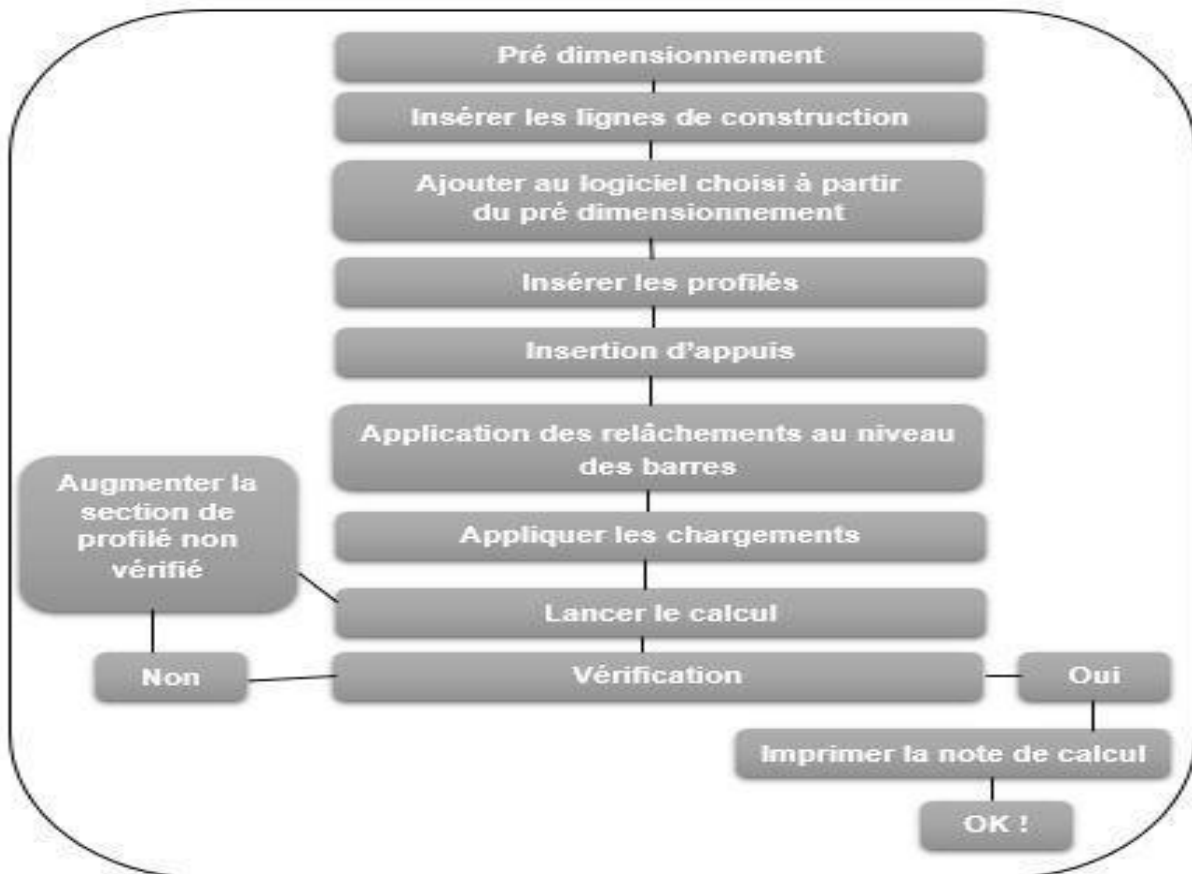


Figure VII .1 : étapes de modélisation à l'aide de logiciel robot.

**V II. 3. Etapes de modélisation :****Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :****a. Acier :**

- La limite élastique de traction,  $f_y=275$  Mpa.
- Module de young (module d'élasticité longitudinal)  $e= 210\ 000$  Mpa.
- Module d'élasticité transversal  $g=81\ 000$  Mpa.
- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7\ 850$  kg/m<sup>3</sup>
- Coefficient de poisson  $\nu = 0,3$ .

**a. Béton :**

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} =25$  Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :  
 $f_{t28}=0.6*0.06f_{c28}$  donc (BAEL99).

$$F_{t28} =0.6*0.06*25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

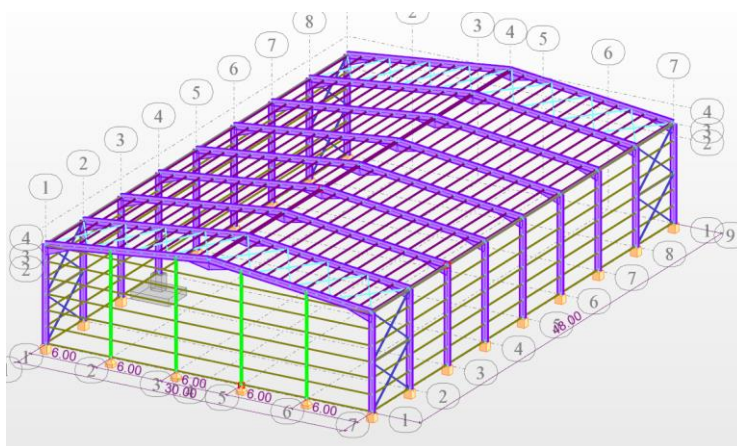
- La masse volumique :  $\rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup>.
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2$  Mpa.
- Coefficient de poisson  $\nu = 0$  à l'ELU

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

Caractéristique géométriques des éléments :

**Tableau V II.1** : récapitulatif des éléments utilisés.

<b>Panes</b>	<b>IPE120</b>
<b>Lasses de barrages</b>	<b>UPN 120</b>
<b>Potelets</b>	<b>IPE270</b>
<b>Poteaux</b>	<b>IPE550</b>
<b>Pouters au vent</b>	<b>CAE 70 ×7</b>
<b>Palées de stabilité</b>	<b>2CAE80 × 8</b>
<b>Poutres sablier</b>	<b>HEA120</b>

**V II. 4 Modélisation géométrique :**

**Figure V II.2** : vue en 3d de la structure.

**V II.5. Combinaison d'action :**

Parmi les combinaisons considérées :

**A. ELU :**

- 1,35G+1,5N
- 1,35+1,5E
- 1,35G+1,5V

**A. ELS :**

- G+N
- G+E
- G+V

**V II. 6. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel robot :**

Dans ce qui suit pour chacun des éléments une vérification suivant la combinaison la plus défavorable est donnée :

**1. Élément Traverses**

- **A l'état limite ultime (ELU) :**  
Calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

Type d'analyse: *vérification des pièces*

**Famille:**

**Pièce:** 1970 traverses      **point:** 1      **coordonnées:** x = 0.001 = 0.00 m

**Chargements :**

*Cas de charge décisif:* 48 ltrv (1+2+3)\*1.35+8\*1.50

**Matériaux :**

Acier     $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>



**Paramètres de la section: traverses**

H=55.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=21.0 cm	ay=82.52 cm <sup>2</sup>	az=72.35 cm <sup>2</sup>	ax=134.42 cm <sup>2</sup>
Tw=1.1 cm	iy=67116.50 cm <sup>4</sup>	iz=2667.58 cm <sup>4</sup>	ix=123.80 cm <sup>4</sup>
Tf=1.7 cm	wply=2787.01 cm <sup>3</sup>	wplz=400.54 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et résistances ultimes:**



Bf=21.0 cm	ay=72.24 cm <sup>2</sup>	az=61.05 cm <sup>2</sup>	ax=134.42 cm <sup>2</sup>
Ea=1.1 cm	iy=67116.50 cm <sup>4</sup>	iz=2667.58 cm <sup>4</sup>	ix=123.80 cm <sup>4</sup>
Es=1.7 cm	wely=2440.60 cm <sup>3</sup>	welz=254.06 cm <sup>3</sup>	

---

**Déplacements limites****Flèches (repère local):**

$U_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = l/200.00 = 7.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 51 4trv (1+2+3+8)\*1.00

$U_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = l/200.00 = 7.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 51 4trv (1+2+3+8)\*1.00

$U_{\text{inst},y} = 0.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = l/200.00 = 7.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*8

$U_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = l/200.00 = 7.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*8

**Déplacements (repère global):**

$V_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = l/150.00 = 10.1 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 51 4trv (1+2+3+8)\*1.00

$V_y = 0.5 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = l/150.00 = 10.1 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 51 4trv (1+2+3+8)\*1.00

**Profil correct !!!**

**2. Elément poteaux :**➤ **État limite ultime(ELU) :**

Calcul des structures acier

---

**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

**Type d'analyse :** vérification des pièces

---

**Famille:**

**Pièce:** 4887 poteaux

**point:** 3

**coordonnée:** x = 1.00 l = 8.00

m

---

**Chargements:**

**Cas de charge décisif:** 36 1pot (1+2+3+5+4)\*1.35

---

**Matériaux:**

Acier  $f_y = 27500000.00 \text{ dan/m}^2$

---

**paramètres de la section: poteaux**

H=55.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=21.0 cm	ay=82.52 cm <sup>2</sup>	az=72.35 cm <sup>2</sup>	ax=134.42 cm <sup>2</sup>
Tw=1.1 cm	iy=67116.50 cm <sup>4</sup>	iz=2667.58 cm <sup>4</sup>	ix=123.80 cm <sup>4</sup>
Tf=1.7 cm	wply=2787.01 cm <sup>3</sup>	wplz=400.54 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et résistances ultimes:**

N <sub>,ed</sub> = 10370.75 dan	my <sub>,ed</sub> = 34753.61 dan*m	mz <sub>,ed</sub> = 219.04 dan*m
	vy <sub>,ed</sub> = -51.87 dan	
Nc <sub>,rd</sub> = 336050.00 dan	my <sub>,pl,rd</sub> = 69675.25 dan*m	mz <sub>,pl,rd</sub> =
10013.50 dan*m	tau <sub>,y,max,ed</sub> = -9869.74 dan/m <sup>2</sup>	
Nb <sub>,rd</sub> = 336050.00 dan	my <sub>,c,rd</sub> = 69675.25 dan*m	mz <sub>,c,rd</sub> =
10013.50 dan*m	vz <sub>,ed</sub> = 7241.49 dan	
	mn <sub>,y,rd</sub> = 69675.25 dan*m	mn <sub>,z,rd</sub> = 10013.50
dan*m	tau <sub>,z,max,ed</sub> = 1350034.66 dan/m <sup>2</sup>	
		tt <sub>,ed</sub> = 51.33 dan*m
		classe de la section = 1

**parametres de deversement:****Parametres de flambement:**

en y:



en z:

**Formules de vérification:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{ed}/n_{c,rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(m_{y,ed}/m_{n,y,rd})^{2.00} + (m_{z,ed}/m_{n,z,rd})^{1.00} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,ed} + \tau_{ty,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,ed} + \tau_{tz,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Profil correct !!!**

➤ **État limite service(ELS) :**

calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*Type d'analyse: *vérification des pièces*

Famille:

Pièce: **4887 poteaux**

point:

coordonnée:



paramètres de la section: poteaux

Ht=55.0 cm

Bf=21.0 cm

Ea=1.1 cm

Es=1.7 cm

ay=72.24 cm<sup>2</sup>iy=67116.50 cm<sup>4</sup>wely=2440.60 cm<sup>3</sup>az=61.05 cm<sup>2</sup>iz=2667.58 cm<sup>4</sup>welz=254.06 cm<sup>3</sup>ax=134.42 cm<sup>2</sup>ix=123.80 cm<sup>4</sup>**Déplacements limites***flèches (repere local):*

Uy = 0.0 cm &lt; uy max = 1/200.00 = 4.0 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 7pot (1+2+3+5+4)\*1.00

Uz = 0.3 cm &lt; uz max = 1/200.00 = 4.0 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 7pot (1+2+3+5+4)\*1.00

U inst,y = 0.0 cm &lt; u inst,max,y = 1/200.00 = 4.0 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*4 + 1\*5

U inst,z = 0.1 cm &lt; u inst,max,z = 1/200.00 = 4.0 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*4 + 1\*5*déplacements (repere global):*

Vx = 0.7 cm &lt; vx max = 1/150.00 = 5.3 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 7pot (1+2+3+5+4)\*1.00

Vy = 0.0 cm &lt; vy max = 1/150.00 = 5.3 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 7pot (1+2+3+5+4)\*1.00**Profil correct !!!**

## 3. Élément lisse de bardages :

## ➤ Lisse de bardages pignon :

## ➤ État limite ultime(ELU) :

Calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

Type d'analyse : vérification des pièces

## Famille:

Pièce: 1675 lisses pignon point: 1 coordonnée:  $x = 0.00$  l = 0.00 m

## Chargements :

Cas de charge décisif: 24 liss (1+3)\*1.35+13\*1.50

## Matériaux:

Acier  $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>

## paramètres de la section: UPN 140

H=14.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=6.0 cm	ay=13.40 cm <sup>2</sup>	az=10.10 cm <sup>2</sup>	ax=20.40 cm <sup>2</sup>
Tw=0.7 cm	iy=605.00 cm <sup>4</sup>	iz=62.70 cm <sup>4</sup>	ix=5.68 cm <sup>4</sup>
Tf=1.0 cm	wply=103.00 cm <sup>3</sup>	wplz=28.30 cm <sup>3</sup>	

## Efforts internes et resistances ultimes:

N,ed = -375.84 dan	my,ed = -122.47 dan*m	mz,ed = -4.69 dan*m
	vy,ed = -0.93 dan	
Nt,rd = 51000.00 dan	my,pl,rd = 2575.00 dan*m	mz,pl,rd = 707.50 dan*m
	tau,y,max,ed = -1339.12 dan/m <sup>2</sup>	
	my,c,rd = 2575.00 dan*m	mz,c,rd = 707.50 dan*m
	vz,ed = 114.48 dan	
	mn,y,rd = 2574.86 dan*m	mn,z,rd = 707.46 dan*m
	tau,z,max,ed = 142388.73 dan/m <sup>2</sup>	
	mb,rd = 975.81 dan*m	tt,ed = -0.09 dan*m
		classe de la section = 1



## parametres de deversement:

Z = 0.00	mcr = 1480.01 dan*m	courbe,lt - d	xlt = 0.38
Lcr,low=6.00 m	lam_lt = 1.38	fi,lt = 1.59	xlt,mod = 0.38

## Parametres de flambement:



en y:



en z:

**Formules de vérification :****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{ed}/n_{t,rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(m_{y,ed}/m_{n,y,rd})^{1.00} + (m_{z,ed}/m_{n,z,rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,ed} + \tau_{t,y,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,ed} + \tau_{t,z,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,ed}/m_{b,rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct!!!**

➤ **État limite service(ELS) :**  
**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** *SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 1684 lisse pignon**POINT:** 3**COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 140**

ht=14.0 cm

bf=6.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=12.00 cm<sup>2</sup>Iy=605.00 cm<sup>4</sup>Wely=86.43 cm<sup>3</sup>Az=9.80 cm<sup>2</sup>Iz=62.70 cm<sup>4</sup>Welz=14.79 cm<sup>3</sup>Ax=20.40 cm<sup>2</sup>Ix=5.68 cm<sup>4</sup>**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPÈRE LOCAL):**u<sub>y</sub> = 0.7 cm < u<sub>y</sub> max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié**Cas de charge décisif:** 27 4liss (1+3+86)\*1.00u<sub>z</sub> = 1.7 cm < u<sub>z</sub> max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié**Cas de charge décisif:** 27 4liss (1+3+86)\*1.00u<sub>inst,y</sub> = 0.0 cm < u<sub>inst,max,y</sub> = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié**Cas de charge décisif:** 1\*86u<sub>inst,z</sub> = 1.7 cm < u<sub>inst,max,z</sub> = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié**Cas de charge décisif:** 1\*86



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

**b) Lisse de bardages gauches :**

➤ **Etat limite ultime(ELU) :**

Calcul des structures acier

**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

**Type d'analyse:** vérification des pièces

**Famille:**

**Piece:** 4934 lissev2      **point:** 1      **coordonnée:** x = 0.00 l = 0.00 m

**Chargements:**

*Cas de charge décisif:* 25 2liss (1+3)\*1.35+6\*1.50

**Materiau:**

Acier     $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>



**paramètres de la section: UPN140 lisses v2**

H=14.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=6.0 cm	ay=13.27 cm <sup>2</sup>	az=9.97 cm <sup>2</sup>	ax=20.27 cm <sup>2</sup>
Tw=0.7 cm	iy=604.67 cm <sup>4</sup>	iz=62.51 cm <sup>4</sup>	ix=5.25 cm <sup>4</sup>
Tf=1.0 cm	wply=102.75 cm <sup>3</sup>	wplz=28.35 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et resistances ultimes:**

N,ed = -80.07 dan	my,ed = -115.74 dan*m	mz,ed = -597.24 dan*m
	vy,ed = -550.70 dan	
Nt,rd = 50673.00 dan	my,pl,rd = 2568.78 dan*m	mz,pl,rd = 708.72 dan*m
	tau,y,max,ed = -793320.74 dan/m <sup>2</sup>	
	my,c,rd = 2568.78 dan*m	mz,c,rd = 708.72 dan*m
	vz,ed = 112.04 dan	
	mn,y,rd = 2568.77 dan*m	mn,z,rd = 708.72 dan*m
	tau,z,max,ed = 139423.11 dan/m <sup>2</sup>	
	mb,rd = 1122.14 dan*m	tt,ed = 0.00 dan*m
		classe de la section = 1

**parametres de deversement:**

$Z = 1.00$                        $mcr = 2508.03 \text{ dan}^*m$       courbe,lt - d                       $xlt = 0.44$   
 $Lcr,low=3.00 \text{ m}$                $lam\_lt = 1.06$                        $fi,lt = 1.39$

**Parametres de flambement:**

en y:



en z:

**Formules de verification:****Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{ed}/n_{t,rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$(m_{y,ed}/m_{n,y,rd})^1 + (m_{z,ed}/m_{n,z,rd})^1 = 0.89 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$(\tau_{y,max,ed} + \tau_{ty,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.05 < 1.00$  (6.2.6-7)

$(\tau_{z,max,ed} + \tau_{tz,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,ed}/m_{b,rd} = 0.10 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**Profil correct !!!**➤ **État limite service(ELS) :**

Calcul des structures acier

**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

**Type d'analyse:** *vérification des pièces*

**Famille:**

Pièce: 4937

point:

coordonnée:

**paramètres de la section: UPN140lisses v2**

Ht=14.0 cm

Bf=6.0 cm

Ea=0.7 cm

Es=1.0 cm

ay=12.00 cm<sup>2</sup>iy=604.67 cm<sup>4</sup>wely=86.38 cm<sup>3</sup>az=9.80 cm<sup>2</sup>iz=62.51 cm<sup>4</sup>welz=14.73 cm<sup>3</sup>ax=20.27 cm<sup>2</sup>ix=5.25 cm<sup>4</sup>**Déplacements limites****flèches (repere local):**

$U_y = 2.8 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$U_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$U_{inst,y} = 2.8 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6

$U_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6



**déplacements (repère global):**

$V_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = 1/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$V_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = 1/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

**Profil correct !!!**

c) lisse de bardages droite :

➤ **État limite ultime (ELU) :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 4923 lissev2      **POINT:** 3      **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 6.00 m

**CHARGEMENTS :**

**Cas de charge décisif:** 25 2liss (1+3)\*1.35+6\*1.50

**MATERIAU :**

ACIER       $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



**PARAMETRES DE LA SECTION : UPN 140lisses v2**

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=6.0 \text{ cm}$	$A_y=13.27 \text{ cm}^2$	$A_z=9.97 \text{ cm}^2$	$A_x=20.27 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=604.67 \text{ cm}^4$	$I_z=62.51 \text{ cm}^4$	$I_x=5.25 \text{ cm}^4$
$tf=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=102.75 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=28.35 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -24.27 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -85.49 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = -411.71 \text{ daN*m}$
	$V_{y,Ed} = 343.36 \text{ daN}$	
$N_{t,Rd} = 50673.00 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 2568.78 \text{ daN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 708.72$
$\text{daN*m}$	$\tau_{u,y,max,Ed} = 494636.25 \text{ daN/m}^2$	

	$M_{y,c,Rd} = 2568.78 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 708.72 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,Ed} = -88.74 \text{ daN}$	
daN*m	$MN_{y,Rd} = 2568.77 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 708.72$
	$\tau_{z,max,Ed} = -110426.30 \text{ daN/m}^2$	
	$Mb,Rd = 1122.14 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$Tt,Ed = -0.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2508.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - d	$XLT = 0.44$
$L_{cr,low} = 3.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.06$	$f_{i,LT} = 1.39$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION :****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct!!!**➤ **État limite service(ELS) :**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *SFS-EN 1993-1:2005/NA:2007/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 4923 lissev2**POINT:****COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140lisses v2**

ht=14.0 cm

bf=6.0 cm	Ay=12.00 cm <sup>2</sup>	Az=9.80 cm <sup>2</sup>	Ax=20.27 cm <sup>2</sup>
ea=0.7 cm	Iy=604.67 cm <sup>4</sup>	Iz=62.51 cm <sup>4</sup>	Ix=5.25 cm <sup>4</sup>
es=1.0 cm	Wely=86.38 cm <sup>3</sup>	Welz=14.73 cm <sup>3</sup>	

---

**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 1.5 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$u_{\text{inst},y} = 1.5 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6

$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6

**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  Vérifié

**Cas de charge décisif:** 28 5liss (1+3+6)\*1.00

---

**Profil correct !!!**

**4.Elément pannes :**➤ **État limite ultime (ELU) :**

Calcul des structures acier

---

**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

**Type d'analyse:** vérification des pièces

---

**Famille:**

**Piece:** 1766 pannes

**point:** 1

**coordonnée:**  $x = 0.00 \text{ l} = 0.00 \text{ m}$

---

**Chargements:**

**Cas de charge décisif:** 19 2pan (1+2)\*1.35+4\*1.50

---

**Materiau:**

Acier  $f_y = 27500000.00 \text{ dan/m}^2$


**Paramètres de la section : IPE 120**

H=12.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=6.4 cm	ay=9.10 cm <sup>2</sup>	az=6.31 cm <sup>2</sup>	ax=13.21 cm <sup>2</sup>
Tw=0.4 cm	iy=317.75 cm <sup>4</sup>	iz=27.67 cm <sup>4</sup>	ix=1.74 cm <sup>4</sup>
Tf=0.6 cm	wply=60.73 cm <sup>3</sup>	wplz=13.58 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et résistances ultimes:**

N <sub>,ed</sub> = 1170.94 dan	my <sub>,ed</sub> = -346.89 dan*m	mz <sub>,ed</sub> = 5.27 dan*m
	vy <sub>,ed</sub> = 1.56 dan	
Nc <sub>,rd</sub> = 33025.00 dan	my <sub>,pl,rd</sub> = 1518.25 dan*m	mz <sub>,pl,rd</sub> = 339.50 dan*m
	tau <sub>,y,max,ed</sub> = 2646.77 dan/m <sup>2</sup>	
Nb <sub>,rd</sub> = 33025.00 dan	my <sub>,c,rd</sub> = 1518.25 dan*m	mz <sub>,c,rd</sub> = 339.50 dan*m
	vz <sub>,ed</sub> = 388.89 dan	
	mn <sub>,y,rd</sub> = 1518.25 dan*m	mn <sub>,z,rd</sub> = 339.50 dan*m
	tau <sub>,z,max,ed</sub> = 841366.23 dan/m <sup>2</sup>	
		tt <sub>,ed</sub> = -0.03 dan*m
		classe de la section = 1


**parametres de deversement:**
**Parametres de flambement:**


en y:



en z:

**Formules de verification:**
**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{ed}/n_{c,rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(m_{y,ed}/m_{n,y,rd})^{2.00} + (m_{z,ed}/m_{n,z,rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,ed} + \tau_{ty,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,ed} + \tau_{tz,ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{m0})) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Profil correct !!!**

 ➤ **État limite service(ELS) :**

Calcul des structures acier

 Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

Type d'analyse : vérification des pièces

---

Famille:

Pièce: 1772 pannes

point:

coordonnee:

---



paramètres de la section: IPE 120

Ht=12.0 cm

Bf=6.4 cm

Ea=0.4 cm

Es=0.6 cm

ay=8.06 cm<sup>2</sup>

iy=317.75 cm<sup>4</sup>

wely=52.96 cm<sup>3</sup>

az=5.28 cm<sup>2</sup>

iz=27.67 cm<sup>4</sup>

welz=8.65 cm<sup>3</sup>

ax=13.21 cm<sup>2</sup>

ix=1.74 cm<sup>4</sup>

---

Déplacements limites



*flèches (repère local):*

$U_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 22 5pan (1+2+4)\*1.00

$U_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 22 5pan (1+2+4)\*1.00

$U_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 1\*8

$U_{\text{inst},z} = 0.8 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = 1/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 1\*8



*déplacements (repere global):*

$V_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = 1/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 22 5pan (1+2+4)\*1.00

$V_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = 1/150.00 = 4.0 \text{ cm}$  vérifié

*Cas de charge décisif:* 22 5pan (1+2+4)\*1.00

---

**Profil correct !!!**

### 5.Elément potelets :

➤ état limite ultime (ELU) :

Calcul des structures acier

---

Norme: sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.

Type d'analyse: vérification des pièces

---

Famille:

Pièce: 1706 potelets

point: 3

coordonnee: x = 1.00 l = 8.72 m

**Chargements :**

Cas de charge décisif: 30 1pol (1+2+3)\*1.35+14\*1.50

**matériau:**

Acier  $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>

**paramètres de la section: IPE 270 pol**

H=27.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=13.5 cm	ay=31.46 cm <sup>2</sup>	az=22.14 cm <sup>2</sup>	ax=45.95 cm <sup>2</sup>
Tw=0.7 cm	iy=5789.78 cm <sup>4</sup>	iz=419.87 cm <sup>4</sup>	ix=16.02 cm <sup>4</sup>
Tf=1.0 cm	wply=484.00 cm <sup>3</sup>	wplz=96.95 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et résistances ultimes:**

N <sub>ed</sub> = 1690.44 dan	my <sub>ed</sub> = -277.10 dan*m	mz <sub>ed</sub> = -146.57 dan*m
	vy <sub>ed</sub> = 20.76 dan	
N <sub>c,rd</sub> = 114875.00 dan	my <sub>pl,rd</sub> = 12100.00 dan*m	mz <sub>pl,rd</sub> =
2423.75 dan*m	tau <sub>y,max,ed</sub> = 10435.76 dan/m <sup>2</sup>	
N <sub>b,rd</sub> = 114875.00 dan	my <sub>c,rd</sub> = 12100.00 dan*m	mz <sub>c,rd</sub> =
2423.75 dan*m	vz <sub>ed</sub> = -436.26 dan	
	mn <sub>y,rd</sub> = 12100.00 dan*m	mn <sub>z,rd</sub> = 2423.75 dan*m
	tau <sub>z,max,ed</sub> = -274997.96 dan/m <sup>2</sup>	
		tt <sub>ed</sub> = -0.71 dan*m
		classe de la section = 1

**parametres de deversement:****Parametres de flambement:**

en y:



en z:

**Formules de vérification:****Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{ed}/n_{c,rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(m_{y,ed}/m_{n,y,rd})^{2.00} + (m_{z,ed}/m_{n,z,rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $(\tau_{y,max,ed} + \tau_{ty,ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{m0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $(\tau_{z,max,ed} + \tau_{tz,ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{m0}) = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)

**Profil correct !!!**

➤ **État limite service(ELS) :**

Calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*Type d'analyse: *vérification des pièces*

Famille:

Pièce: **1706 potelets**

point:

coordonnee:

paramètres de la section: **IPE 270 pol**

Ht=27.0 cm

Bf=13.5 cm

Ea=0.7 cm

Es=1.0 cm

ay=27.54 cm<sup>2</sup>iy=5789.78 cm<sup>4</sup>wely=428.87 cm<sup>3</sup>az=17.82 cm<sup>2</sup>iz=419.87 cm<sup>4</sup>welz=62.20 cm<sup>3</sup>ax=45.95 cm<sup>2</sup>ix=16.02 cm<sup>4</sup>**Déplacements limites***flèches (repere local):*

Uy = 0.5 cm &lt; uy max = 1/200.00 = 4.4 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 31 2pol (1+2+3+14)\*1.00

Uz = 0.0 cm &lt; uz max = 1/200.00 = 4.4 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 31 2pol (1+2+3+14)\*1.00

U inst,y = 0.0 cm &lt; u inst,max,y = 1/200.00 = 4.4 cm vérifié

**Cas de charge décisif:**

U inst,z = 0.0 cm &lt; u inst,max,z = 1/200.00 = 4.4 cm vérifié

**Cas de charge décisif:***Déplacements (repère global):*

Vx = 0.0 cm &lt; vx max = 1/150.00 = 5.8 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 31 2pol (1+2+3+14)\*1.00

Vy = 0.3 cm &lt; vy max = 1/150.00 = 5.8 cm vérifié

**Cas de charge décisif:** 31 2pol (1+2+3+14)\*1.00**Profil correct !!!****6.Vérification des palées de stabilité :**

## ➤ état limite ultime (ELU) :

Calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*Type d'analyse: *vérification des pièces*

**Famille:**

Pièce: 5976 stab80

point: 1

coordonnee: x = 0.00 l = 0.00

m

**Chargements:**

Cas de charge décisif: 84 1,35g+1,5v1 1\*1.35+5\*1.50

**Materiau:**Acier  $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>**paramètres de la section: stabl8**

H=8.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=26.0 cm	ay=12.80 cm <sup>2</sup>	az=11.52 cm <sup>2</sup>	ax=24.54 cm <sup>2</sup>
Tw=0.8 cm	iy=144.50 cm <sup>4</sup>	iz=1437.94 cm <sup>4</sup>	ix=5.19 cm <sup>4</sup>
Tf=0.8 cm	wely=25.17 cm <sup>3</sup>	welz=110.61 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et resistances ultimes:**

N,ed = -2263.19 dan	my,ed = -118.38 dan*m	mz,ed = -616.58 dan*m
	vy,ed = -118.82 dan	
Nt,rd = 61350.00 dan	my,el,rd = 629.36 dan*m	mz,el,rd = 2765.28 dan*m
	tau,y,max,ed = -103138.72 dan/m <sup>2</sup>	
	my,c,rd = 629.36 dan*m	mz,c,rd = 2765.28 dan*m
	vz,ed = 99.45 dan	
		tau,z,max,ed = 86330.10 dan/m <sup>2</sup>
		tt,ed = -0.11 dan*m
		classe de la section = 3

**parametres de deversement:****Parametres de flambement:**

en y:



en z:

**Formules de verification:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{ed}/n_{t,rd} + m_{y,ed}/m_{y,c,rd} + m_{z,ed}/m_{z,c,rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,ed})^2} / (f_y / g_{m0}) = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\tau_{y,max,ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{m0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

$$\tau_{z,max,ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{m0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

-----  
 -----  
**Profil correct !!!**

➤ **État limite service(ELS) :**

Calcul des structures acier

-----  
 -----  
**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*

**Type d'analyse:** vérification des pièces

-----  
**Famille:**

**Piece:** 5976 stab80

**point:**

**coordonnee:**



**paramètres de la section: stabl8**

Ht=8.0 cm

Bf=26.0 cm

Ea=0.8 cm

Es=0.8 cm

ay=11.52 cm<sup>2</sup>

iy=144.50 cm<sup>4</sup>

wely=25.17 cm<sup>3</sup>

az=11.52 cm<sup>2</sup>

iz=1437.94 cm<sup>4</sup>

welz=110.61 cm<sup>3</sup>

ax=24.54 cm<sup>2</sup>

ix=5.19 cm<sup>4</sup>

-----  
**Déplacements limites**



**flèches (repere local):**

$U_y = 0.3 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = 1/200.00 = 3.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00

$U_z = 0.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = 1/200.00 = 3.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00

$U_{\text{inst},y} = 0.3 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = 1/200.00 = 3.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*5

$U_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = 1/200.00 = 3.6 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*5



**déplacements (repere global):**

$V_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = 1/150.00 = 4.8 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00

$V_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = 1/150.00 = 4.8 \text{ cm}$  vérifié

**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00

-----  
 -----  
**Profil correct !!!**

**7.Vérification des poutres au vent :**

➤ état limite ultime (ELU) :

Calcul des structures acier

Norme: *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.*Type d'analyse: *vérification des pièces***Famille:****Piece:** 58 stab70**point:** 2**coordonnee:** x = 0.50 l = 3.58

m

**Chargements:**

Cas de charge décisif: 84 1,35g+1,5v1 1\*1.35+5\*1.50

**Materiau:**Acier  $f_y = 27500000.00$  dan/m<sup>2</sup>**paramètres de la section: stab 70**

H=7.0 cm	gm0=1.10	gm1=1.10	
B=7.0 cm	ay=4.90 cm <sup>2</sup>	az=4.90 cm <sup>2</sup>	ax=9.40 cm <sup>2</sup>
Tw=0.7 cm	iy=42.30 cm <sup>4</sup>	iz=42.30 cm <sup>4</sup>	ix=1.52 cm <sup>4</sup>
Tf=0.7 cm	wely=8.41 cm <sup>3</sup>	welz=8.41 cm <sup>3</sup>	

**Efforts internes et resistances ultimes:**

N <sub>ed</sub> = 3199.24 dan	my <sub>ed</sub> = 34.79 dan*m	mz <sub>ed</sub> = 0.10 dan*m	vy <sub>ed</sub> = -0.41 dan
N <sub>c,rd</sub> = 23492.27 dan	my <sub>el,rd</sub> = 210.24 dan*m		mz <sub>el,rd</sub> = 210.24 dan*m
	tau <sub>y,max,ed</sub> = -1226.53 dan/m <sup>2</sup>		
N <sub>b,rd</sub> = 23492.27 dan	my <sub>c,rd</sub> = 210.24 dan*m		mz <sub>c,rd</sub> = 210.24 dan*m
	vz <sub>ed</sub> = 2.39 dan		
			tau <sub>z,max,ed</sub> = 7110.43 dan/m <sup>2</sup>
			tt <sub>ed</sub> = -0.05 dan*m
			classe de la section = 3

**parametres de deversement:****Parametres de flambement:**

en y:



en z:

**Formules de verification:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{ed}/n_{c,rd} + m_y \cdot e_d/m_{y,c,rd} + m_z \cdot e_d/m_{z,c,rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(\tau_{y,max,ed} + \tau_{ty,ed})/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{m0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,ed} + \tau_{tz,ed})/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{m0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Profil correct !!!**➤ **État limite service(ELS) :**

Calcul des structures acier

**Norme:** *sfs-en 1993-1:2005/na:2007/a1:2014, eurocode 3: design of steel structures.***Type d'analyse :** vérification des pièces**Famille :****Pièce :** 58 stab70**point :****coordonnée :****paramètres de la section: stab 70**

Ht=7.0 cm

Bf=7.0 cm

Ea=0.7 cm

Es=0.7 cm

ay=4.90 cm<sup>2</sup>iy=42.30 cm<sup>4</sup>wely=8.41 cm<sup>3</sup>az=4.90 cm<sup>2</sup>iz=42.30 cm<sup>4</sup>welz=8.41 cm<sup>3</sup>ax=9.40 cm<sup>2</sup>ix=1.52 cm<sup>4</sup>**Déplacements limites****flèches (repere local):**U<sub>y</sub> = 0.0 cm < u<sub>y</sub> max = 1/200.00 = 3.6 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00U<sub>z</sub> = 1.0 cm < u<sub>z</sub> max = 1/200.00 = 3.6 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00U<sub>inst,y</sub> = 0.0 cm < u<sub>inst,max,y</sub> = 1/200.00 = 3.6 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 1\*5U<sub>inst,z</sub> = 0.0 cm < u<sub>inst,max,z</sub> = 1/200.00 = 3.6 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 1\*5**déplacements (repere global):**V<sub>x</sub> = 0.3 cm < v<sub>x</sub> max = 1/150.00 = 4.8 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00V<sub>y</sub> = 0.2 cm < v<sub>y</sub> max = 1/150.00 = 4.8 cm vérifié**Cas de charge décisif:** 85 g+v1 (1+5)\*1.00**Profil correct !!!**

**Conclusion :**

De cette partie on conclut que tous les éléments répond au différents critères de résistance, imposée par les règlements (Eurocode , le CCM97 ... ) , mais appart l'élément lisse de bardage augmenter d'une section UPN 120 à UPN 140

# Chapitre VIII : Assemblage



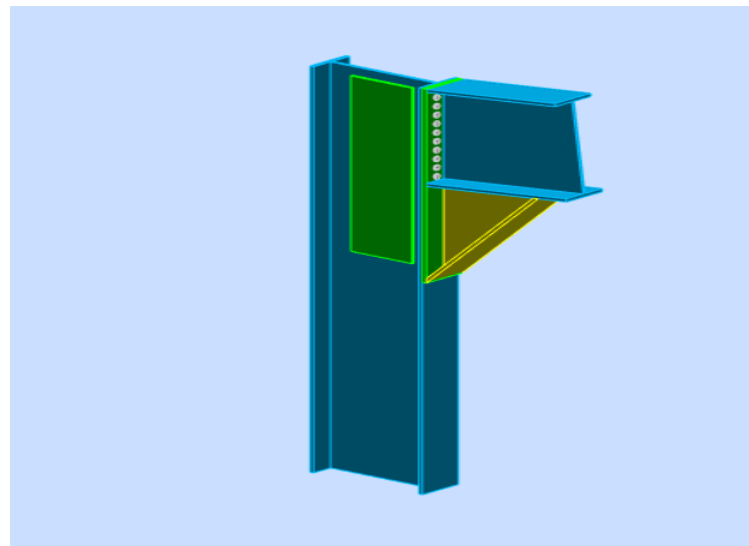
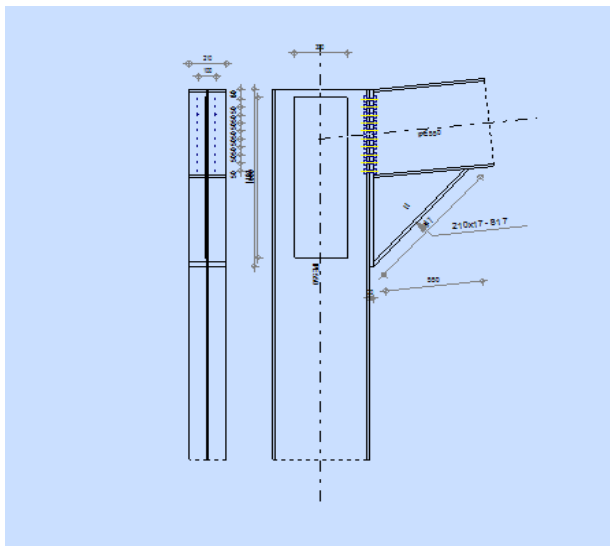
**VIII.1. Introduction**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations. Les efforts sont généralement statiques et quelque fois dynamique (effet de chocs, vibration) et c'est pour cela qu'il faut dimensionner avec soin nos assemblages.

**VIII.2. Assemblage de rive**

La liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée à la traverse à la semelle du poteau. 20 boulons M16 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 20mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisillées.

Sachant que la traverse et le jarret et le poteau sont en IPE550, on vérifie l'assemblage aux sollicitations suivantes :



**Figure : VIII.1** : Assemblage de rive

**VIII.2.1 : Calcul de la hauteur comprimée :**

$$M_{ySD} = -27055.4 \text{ daN.m} = 270,554 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 7183 \text{ daN} = 71,83 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 3420.7 \text{ daN} = 34,207 \text{ KN}$$

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b}{tw}}$$

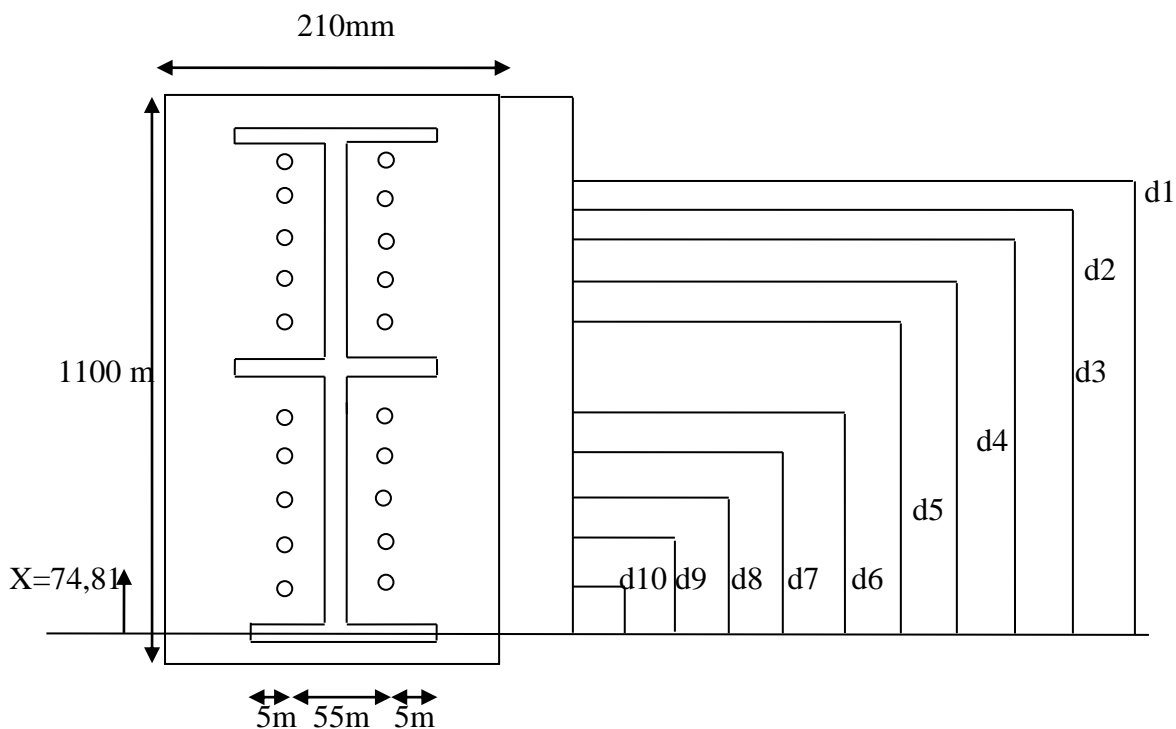
**IPE 550:**

$T_{fb}=17,2 \text{ mm}$  ,  $t_{wb}=11,1 \text{ mm}$  ;  $b_b=210 \text{ mm}$ .

$$X = 17,2 \sqrt{\frac{210}{11,1}} = 74,81 \text{ mm}$$

$d_1=991,4 \text{ mm}$ ,  $d_2=891,4 \text{ mm}$ ,  $d_3=791,4 \text{ mm}$ ,  $d_4=691,4 \text{ mm}$  ,  $d_5=591,4 \text{ mm}$

$d_6=451,4 \text{ mm}$  ,  $d_7= 351,4 \text{ mm}$  ,  $d_8=251,4 \text{ mm}$  ,  $d_9=154,2 \text{ mm}$  ,  $d_{10}=51,4 \text{ mm}$  .



**Figure VIII.2. :** Disposition des boulons

**VIII.2.2 : Calcul du moment résistant :**

$$N1 = \frac{Mrd \times d1}{\sum di^2}$$

Avec :

N1 effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation

Di : distance des boulons par rapport au centre de rotation

**VIII.2.3 : Calcul de l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :**

$$Fp = 0.7F_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 16mm :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 137,2 \text{ KN} = \mathbf{109,90 \text{ KN}}$$
 (pour un boulon)

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{RD} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Où n est le nombre de boulon dans une rangée horizontale

#### VIII.2.4: Vérification a la résistance de l'assemblage :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (991,4^2 + 791,4^2 + 691,4^2 + 591,4^2 + 451,4^2 + 351,4^2 + 251,4^2 + 151,4^2 + 51,4^2) \\ = \mathbf{2857743,04 \text{ mm}^2}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109,90 \times 2857743,04}{991,4} \times 10^{-3} = \mathbf{633,58 \text{ kN.m}}$$

$$M_{Sd} = 271,554 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 633,58 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \text{verifier}$$

#### VIII.2.5 : Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{34,207}{10} = 3,42 \text{ kN}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$$

$$K_s = 1 \text{ trou normal}$$

$$m = 1 \text{ un plan de frottement}$$

$$\mu = 0.3 \text{ coefficient de frottement}$$

$$F_p = \text{précontrainte de calcul}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \mathbf{3,42 \text{ KN}} < V_{Rd} = 0,3 \times 109,9 / 1,25 = \mathbf{26,37 \text{ KN}} \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

#### VIII.2.6 : Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = T_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$F_{t,Rd}$  : résistance de l'âme du poteau a la traction.

$T_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff}$  : P : entraxe rangées des boulons P = 100mm

$$F_{t,Rd} = 27,5 \times 1,11 \times 10 / 1.1 = 277,5 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

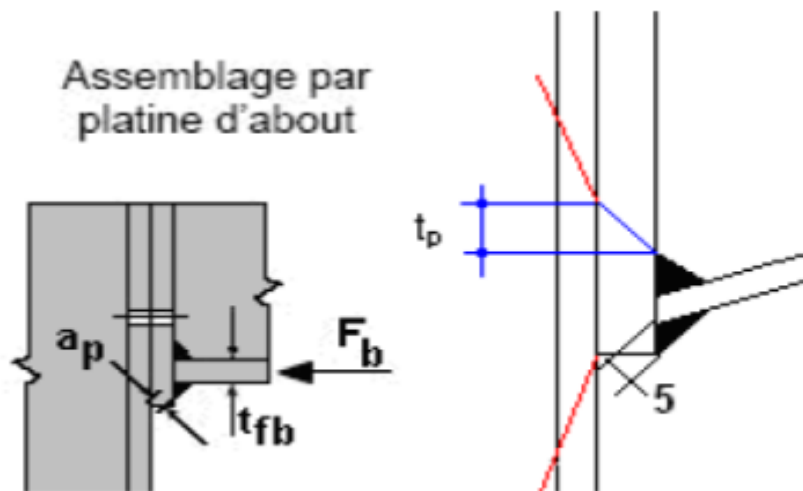
$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{270,554}{0,55 - 0,172} = 715,75 \text{ KN}$$

$$F_V = 715,75 \text{ KN} > F_{t,Rd} = 277,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{non vérifiée}$$

D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm. (.Dahmani.L 2021)

### VIII.2.7 : Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{cRd}$$



**Figure VIII.3** : résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$F_{cRd} = \frac{Kc\rho \cdot b_{ef} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{ef}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{ef} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$\sigma_{cSD}$  : contrainte normal de compression dans l'âme au moment fléchissant.

$\bar{\lambda}_P$  : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 10 \text{ mm}$ : Epaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 17,2 \text{ mm}$  : Epaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 17,2 \text{ mm}$ : Epaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 24 \text{ mm}$  : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$a_p = 8 \text{ mm}$  Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 550$ : Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 11,1 \text{ mm}$ : Epaisseur de l'âme du poteau.

$$\sigma_{cSD} = V_{sd} / A + M_{sd} \cdot Z_{max} / I_y = 34,207 / 116 + 270,554 \times 24 \times 10^2 / 67120 = 9,96 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{cSD} = 9,96 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{ KN/cm}^2 \quad K_c = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

$$b_{eff} = 17,2 + 2(8)\sqrt{2} + 8(17,2 + 24) + 2(10) = 389,42 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_P = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_w c f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{38,942 \times 46,76 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 1,11^2}} = 1,39 > 0,72$$

$$\bar{\lambda}_P = 1,39 > 0,72 \quad \sigma = (\bar{\lambda}_P - 0.2) / \bar{\lambda}_P^2 = 0,615$$

$$F_{cRd} = \frac{1 \times 0,615 \times 38,942 \times 1,11 \times 27.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{38,942}{55}\right)^2}} = 517,11 \text{ KN}$$

$N_{sd} = \sum N_i$  : la somme des efforts dans les boulons tendus

- $N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 991,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 9,86 \text{ KN}$
- $N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 891,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 8,87 \text{ KN}$
- $N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 791,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 7,87 \text{ KN}$
- $N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 691,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 6,88 \text{ KN}$
- $N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 591,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 5,88 \text{ KN}$
- $N_6 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 451,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 4,49 \text{ KN}$
- $N_7 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 351,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 3,49 \text{ KN}$
- $N_8 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 251,4 \times 10^{-3}}{127185796 \times 10^{-6}} = 2,50 \text{ KN}$
- $N_9 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{270,554 \times 151,4 \times 10^{-3}}{27185796 \times 10^{-6}} = 1,50 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 46,85 \text{ KN} < F_{cRd} = 517,11 \text{ KN}$$

### VIII.2.8 : Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma M_0 = 0.58 \times 27.5 \times 55 \times 1,11 / 1.1 = 885,225 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{270,554}{0,55-0,172} = 715,75 \text{ KN}$$

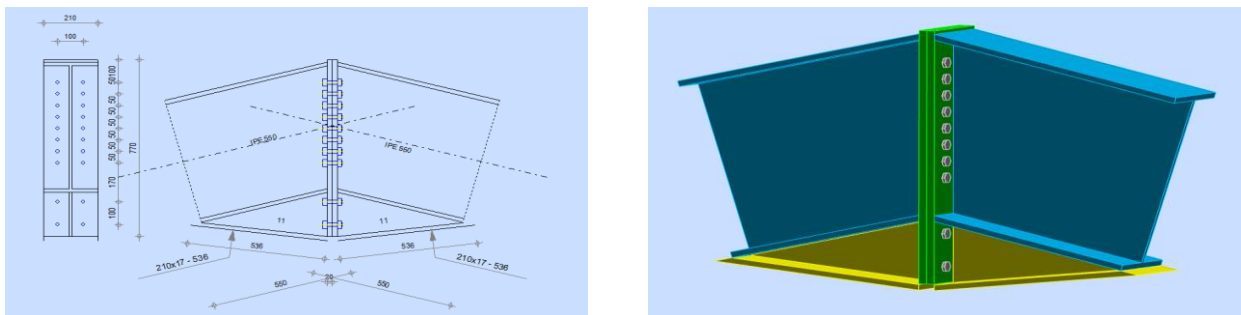
$$F_V = 715,75 \text{ KN} < V_{Rd} = 885,225 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### VIII.3. Calcul de l'assemblage du faitage :

Pour des raisons de transport, les traverses en IPE550 sont réalisées en deux parties qui seront assemblées sur chantier

La liaison de faitage est réalisée avec 20 boulons M16 de classe (H.R 8.8)

La platine a une épaisseur de 20mm



**Figure VIII.4:** assemblage traverse-traverse

L'assemblage est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{ySD} = 95,043 \text{ KN.m}$$

$$V_{zSD} = -44,229 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3,159 \text{ KN}$$

#### VIII.3.1 :Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109,9 \times 27185796}{991,4} \times 10^{-3} = 6072,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 95,043 \text{ KN.m} < M_{Rd} = \text{KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

#### VIII.3.3 : Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{44,229}{20} = 22,11 \text{ KN}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$$

$$22,11 \text{ KN} < V_{Rd} = 0.3 \times 109,9 / 1.25 = 26,37 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifie}$$

#### VIII.4 : Assemblage poteau IPE550 – Sablière HEA120

##### VIII.4.1 : Vérification au cisaillement

La sablière est bi-articulé, attacher sur le poteau IPE550 par 2 boulons M16 classe HR10.9,  $A_s = 157 \text{ mm}^2$ , l'assemblage travail au cisaillement.

$$\text{On ; } \begin{cases} G = 0.247 \text{ kN} / \text{m} \\ L = 6 \text{ ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{sd} = 1.12 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 0.75 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{sd} = 83,992 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 \geq 1.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 50 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } p_1 = 115 \text{ mm} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} e_2 \geq 1.5 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } e_2 = 50 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } p_2 = 70 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Il vérifie la condition : } \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{83,992}{2} = 41,996 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * A_s * f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 157 * 1000 * 10^3}{1,25} = 75,36 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{41,996}{75,36} = 0,557 < 1 \quad \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

##### VIII.4.2: Vérification de la résistance la pression diamétrale :

On vérifie la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

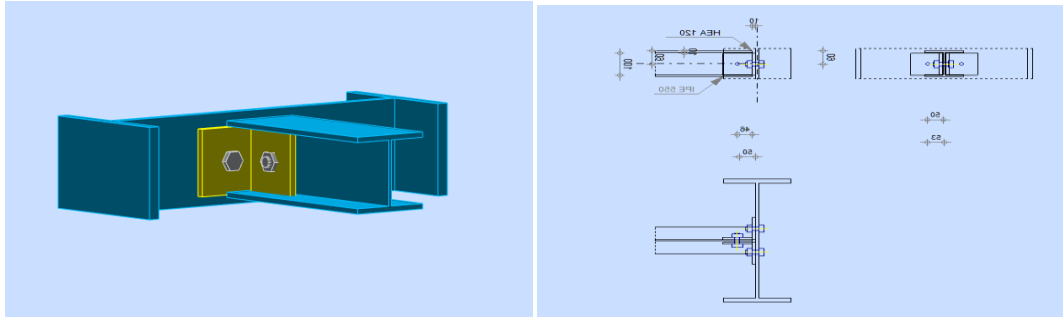
$$\text{On a : } F_{b,Rd} = \frac{2,5 * \alpha * f_{ub} * d * t}{\gamma_{Mb}} .$$

$$\text{Avec } \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_y}, 1 \right] = 0.75 \Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2.5 * 0.75 * 1000 * 16 * 10}{1.25} = 240 \text{ kN}$$

$$\text{Pour un boulon } F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{83,992}{2} = 41,996 \text{ KN}$$

D'où

$$F_{v,sd} = 41,996 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 240 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



**Figure- VIII.5:** Assemblage poteau IPE550 – Sablière HEA120

**VIII.5. Assemblage traverse IPE550-potelet IPE270 :**

**VIII.5.1 : Vérification au cisaillement :**

Le potelet en IPE270 est bi-articulé,  $l=9.2m$ , assemblé sur la traverse IPE550 par 2 boulons M18 classe 10.9,  $A_s= 192mm^2$ , l'assemblage travail au cisaillement.

On l'effort due au vent  $W= 0,9296kN/m \rightarrow V_{sd} = \frac{W \times l}{2} = \frac{0,9296 \times 9,2}{2} = 4,27kN$

$\Rightarrow \begin{cases} e_1 \geq 1.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 40mm \\ p_1 \geq 2.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } p_1 = 80mm \end{cases} \text{ et } \begin{cases} e_2 \geq 1.5 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } e_2 = 55mm \end{cases}$

Il vérifie la condition :  $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * fu * A_s}{1.25} = 73.73kN$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{4,27}{2} = 2,13 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 2,13kN < F_{v,Rd} = 73,73kN \dots\dots\dots \text{verifier}$

**VIII.5.2 : Vérification de la résistance à la pression diamétrale**

On vérifie la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

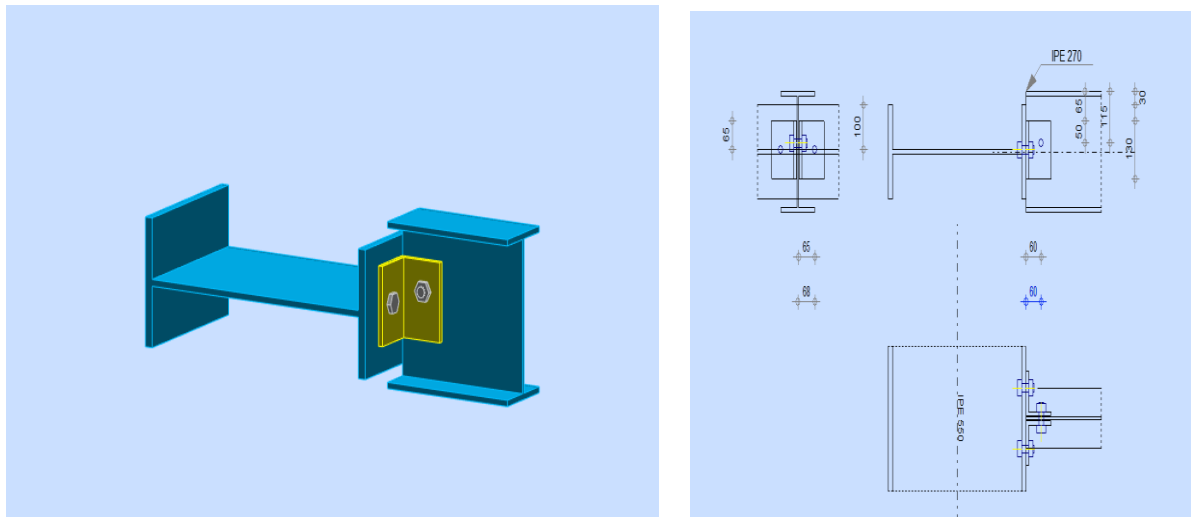
On a :  $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \dots\dots\dots \text{(Tableau 6, 5, 3. Page 251. EC3)}$

Avec  $\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_y}, 1 \right] = 0.67$   $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,67 \times 1000 \times 10}{1,25} = 241,2kN$

Pour un boulon  $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{4,27}{2} = 2,13 \text{ KN}$

D'où

$F_{v,sd} = 2,13 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 241 \text{ KN} \dots\dots\dots$  vérifié



**Figure III.6 :** assemblage traverse IPE550-potelet IPE270

**VIII.6. Assemblage des stabilités :**

**VIII.6.1. Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

**Tableau VIII.1:** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

<b>F(KN)</b>	$\leq 200$	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
<b>e(mm)</b>	8	10	12	14	16

On a les efforts :

Pale de stabilité :  $N_{sd} = 170,055 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Stabilité verticale :  $N_{sd} = 146,205 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

**Donc on choisit e = 8mm.**

**VIII.6.2 : Pré-dimensionnement de la gorge**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{\max}$$

avec:  $t_{\max}$ : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max}=8\text{mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \rightarrow a = 3.5\text{mm}$$

### Longueur de la soudure :

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{\alpha \times f_u \times \left(\frac{d}{d'}\right)}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{\alpha \times f_u \times \left(\frac{d'}{d}\right)}$$

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on a

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{\alpha \times f_u} = 9,78\text{cm}$$

$N/2$ : effort repris par une cornière

$\gamma_{m0}$ : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0}=1.25$

$\beta_w$ : Coefficient de corrélation  $\beta_w=0.8$

$f_u$ : Résistance limite de rupture  $f_u=340\text{MPa}$

$a$ : Gorge de la soudure  $a=3.5\text{mm}$

$d$ : Distance du centre de gravité au talon

$d'$ : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.2 : Dimension des cordons des soudures**

Element	Type de cornier	Distance		Longueur des soudures		Gorges(m) m)
		d'(cm)	d(cm)	talon(cm)	Lbord(cm)	
diagonal vertical	2L(80×80×8)	5,74	2,26	11,58	3,49	3.5

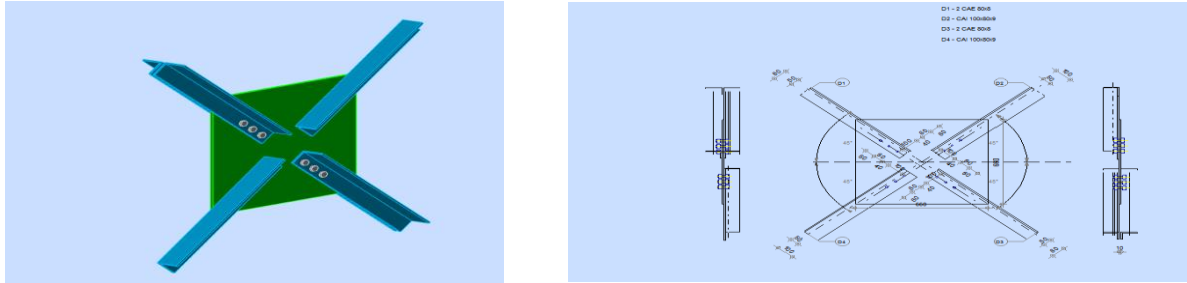
### VIII.6.3 : Assemblage poteau IPE550-diagonale de stabilité verticale 2\*L80\*80\*8

Les barres constituées de deux cornière(L× 80 × 80 × 8), sont soumises

uniquement aux efforts de traction ou compression, ce qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 170,055 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M14 de classe 10.9, afin de réaliser une articulation



**Figure VIII.7 : Assemblage 2L80× 80 × 8**

**VIII.6.3 .1 : Vérification au cisaillement**

La diagonale est bi-articulé, attacher sur le poteau IPE550 par 3 boulons M14 classe 10.9,  $A_s = 115 \text{ mm}^2$ , l'assemblage travail au cisaillement.

On l'effort normale  $N_{sd}$  obtenue par le chapitre étude des contreventements.

$N_{sd} = 170,055 \text{ kN}$ , l'assemblage travail au cisaillement.

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 \geq 1.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 40 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} e_2 \geq 1.5 * d_0 \Rightarrow \text{soit : } \{ e_2 = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Il vérifie la condition :  $F_{v, Sd} \leq F_{v, Rd}$

$$F_{v, Rd} = \frac{0,6 * A_s * f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 115 * 1000}{1,25} = 552 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{170,055}{3} = 56,685 \text{ KN}$$

$F_{v, sd} < F_{v, Rd}$  .....Vérifier

**VIII.6.3 .2 : Vérification de la résistance à la pression diamétrale :**

On vérifie la condition suivante :  $F_{v, sd} \leq F_{b, Rd}$

On a

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 * 5 * \alpha * f_u * t}{\gamma_{M2}} = F_{b, Rd} = \frac{2,5 * 5 * 0,75 * 1000 * 8}{1,25} = 60000 \text{ N} = 600 \text{ KN}$$

Avec :  $\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_y}, 1 \right] = 0.75$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{170,055}{3} = 56,685 \text{ KN}$$

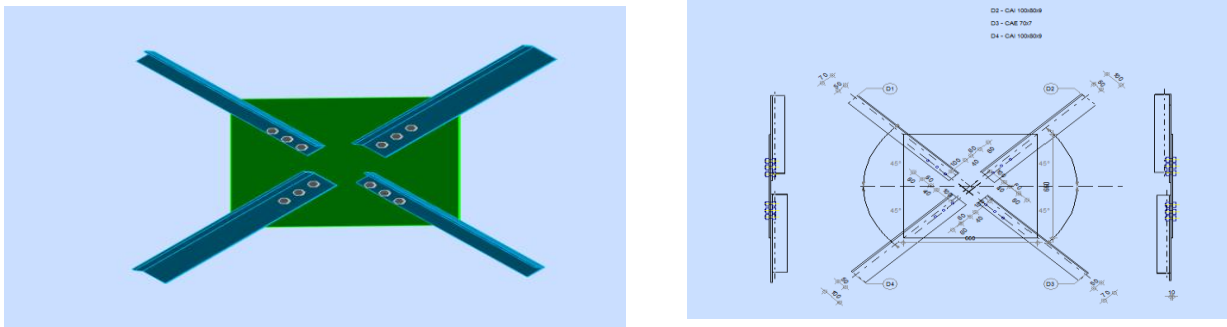
D'où :

$$F_{v,sd} = 56,685 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 60000 \text{ N} = 600 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**VIII.6.4 : Assemblage traverse IPE550-diagonale de poutre au vent L70\*70\*7 :**

Les barres constituées d'une seule cornière (L x 70 x 70 x 7), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, ce qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

La diagonale est bi-articulé, attacher sur le poteau IPE550 par 3 boulons M14 classe 10.9,  $A_s = 115 \text{ m}^2$ , l'assemblage travail au cisaillement.



**figure VIII.8 :** Assemblage L70 x 70 x 7

**VIII.6.4.1 : Vérification au cisaillement**

On l'effort normale  $N_{sd}$  obtenue par le chapitre des contreventements

$N_{sd} = 146,205 \text{ kN}$ , l'assemblage travail au cisaillement.

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 \geq 1.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit} : e_1 = 40 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2 * d_0 \Rightarrow \text{soit} : p_1 = 60 \text{ mm} \end{cases} \text{ et } \{ e_2 \geq 1.5 * d_0 \Rightarrow \text{soit} : e_2 = 30 \text{ mm}$$

Il vérifie la condition :  $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * A_s * f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 115 * 1000}{1,25} = 552 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{146,205}{3} = 116,964 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} < F_{v,Rd}$  .....Vérifier

**VIII.6.4.2 : Vérification de la résistance la pression diamétrale**

On vérifie la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

On a:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 5 \alpha \times f_u \times t}{\gamma_{M2}} = F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 5 \times 0,75 \times 1000 \times 8}{1,25} = 60000N = 600KN$$

$$\text{Avec } \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_y}, 1 \right] = 0.75$$

Pour un boulon :

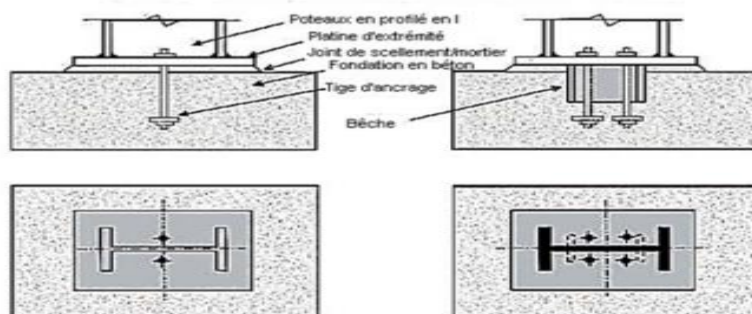
$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{146,205}{3} = 116,964 \text{ KN}$$

D'où

$F_{v,sd} = 116,964 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 600KN$ .....vérifier

**VIII.7 : Calcul des bases de Poteau :**

La base du poteau a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts développés dans le poteau, elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau, la connexion entre la platine et les fondations est assurée par les tige d'ancrage, cette dernière a pour but d'empêcher le soulèvement, une bêche d'ancrage a été prévu pour reprendre les efforts de Cisaillement.



**Figure. VIII.8:** base de poteau

La base de poteau est généralement conçue comme une articulation, on peut encastrier un poteau si le sol présente des caractéristiques fiables.

**Les efforts sollicitant :**

Charge axiale de compression :  $N_{sd} = 27.65 \text{KN}$

Effort tranchant correspondant :  $V_{zSD} = 11.4 \text{KN}$

Effort de soulèvement :  $N_{sd} = 26.73 \text{KN}$

Effort tranchant correspondant :  $V_{zSD} = 18.24 \text{KN}$

### **Données de base :**

Plaque d'assise en acier S275

Fondation de béton de classe C25/30  $f_{ck} = 25 \text{N/mm}^2$

Coefficient partiels de sécurité :

Acier :  $\gamma_{M0} = 1,1$  ;  $\gamma_{M2} = 1,25$  ; Béton :  $\gamma_c = 1,5$

#### **VIII.7 .1 : Résistance du béton a la compression**

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad ; \quad \alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul devient :

$$f_{cd} = 16.7 \text{N/mm}^2$$

#### **VIII.7 .2 : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement**

La valeur du matériau de scellement est  $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues on prend

$$\alpha = 1.5$$

Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement :

$$F_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

#### **VIII.7 .3 : Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

$$A_{C0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right\}^2 \quad ; \quad A_{C0} = \frac{1}{550 \times 210} \times \left\{ \frac{27650}{16.7} \right\}^2 = 23,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right\} = \frac{27650}{16.7} = 1655,7 \text{ mm}^2$$

On prend la plus grande valeur qui est :  $1655,7 \text{mm}^2$

**VIII.7.4 : Choix du type de la plaque d'assise**

$$A_{C0} = 1655,7 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 550 \times 210 = 109725 \text{ mm}^2$$

On opte pour une plaque à projection courte

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 250 > 210 + 2 \times 17,2 = 244,4 \text{ mm}$$

$$h_p = 600 > 550 + 2 \times 17,2 = 584,4 \text{ mm}$$

$$\text{ce qui donne : } A_{c0} = 250 \times 600 = 150000 \text{ mm}^2 > 1655,7 \text{ mm}^2.$$

**Remarque :**

on opte pour  $h_p = 600 \text{ mm}$  car on va ajouter des raidisseurs entre la platine et les semelles des poteaux

**VIII.7.5 : Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :**

**Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :**

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Où :

$$A = 2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) ; B = -(210 - 11,1 + 550) = -748,9 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 N_{sd}}{F_{jd}} (2b_{fc} t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0,5h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = \frac{0,5 \times 71830}{16,7} - (2 \times 210 \times 17,2 + 4 \times 17,2^2 + 0,5 \times 550 \times 11,1 - 17,2 \times 11,1) = -9118,34 \text{ mm}$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{+748,9 - \sqrt{748,9^2 - 4 \times 2 \times (-9118,34)}}{2 \times 2} = -11,80 \text{ mm}$$

**Remarque :**

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui ne donne pas la valeur négative de la largeur additionnelle  $c$ .

Pour le calcul de la largeur additionnelle  $c$  dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante

On pose  $t = 20 \text{ mm}$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3 \gamma_{M0} f_{jd}} \right)^{0,5} = 20 \left( \frac{275}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 44,67 \text{ mm}$$

$$c=44,67\text{mm} \leq (h_c-2t_{fc})/2=(550-2 \times 17,2)/2=257,8\text{mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tançons des deux semelles.

**Remarque :**

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15 mm .

Donc :  $\beta_c=15\text{ mm} < c = 44,67\text{mm} \rightarrow$  la plaque est se projection courte

**Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  :**

$$A_{eff}= 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c+t_{wc})$$

$$A_{eff}= 2(210 + 2 \times 15)(44,67 + 15 + 17,2) + (550 - 2 \times 44,67 - 2 \times 17,2) (2 \times 44,67 + 11,1) = 79711,15\text{ mm}^2$$

**VIII.7 .6 : Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$  :**

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Avec :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 79711,15 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1331,17\text{KN}$$

$$N_{sd} = 27,65\text{KN} < N_{Rd} = 1331,17\text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

**VIII.7 .7 : Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

**Calcul du moment résistant  $M_{R,d}$  :**

$$M_{Rd} = \frac{f_y t^2}{6 \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 20^2}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = 20\text{ KN.mm}$$

**Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$  :**

$$M_{Sd} = \frac{c^2/2 \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(44,67^2/2) \times 27,65}{79711,15} = 0,346\text{ KN.mm}$$

$$M_{Sd} = 0,346\text{KN.mm} < M_{Rd} = 20\text{KN.mm} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

**VIII.7 .8 : Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :**

$$V_{Sd} < F_{VRd}$$

Avec :

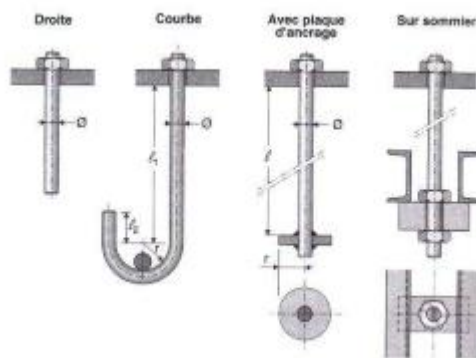
$$F_{VRd} = F_{jRd} = C_{fd} \times N_{Sd} = 0.2 \times 27,65 = 5,53 \text{ KN}$$

$C_{fd}$ : coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement ; une valeur de 0.2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment de sable.

$$V_{Sd} = 11,4 \text{ KN} > F_{VRd} = 5,53 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### VIII.8 : Les tiges d'encrage :

Les tiges d'encrages doivent être mises en place afin de résister aux efforts de traction et les moments de flexion.



**Figure VIII.9:** Types de tige d'ancrage

Soit six tiges d'encrages M24 de classe 4.6 de forme courbe

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{yb} = 240 \text{ N / mm}^2$$

#### VIII.8.1 : Résistance des tiges d'encrages au cisaillement :

La condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{Sd} < F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = F_{jRd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{jRd} = 0.2 N_{Sd} = 0.2 \times 27,65 = 5,53 \text{ KN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{A_s \alpha_{cb} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{353 \times 0,368 \times 400}{1,25} \times 10^{-3} = 41,56 \text{KN}$$

Avec:  $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,368$

$n_b$  : nombre de tige dans l'assemblage

$$F_{VRd} = 5,53 + 6 \times 41,56 = 254,89 \text{KN}$$

$$V_{Sd} = 11,4 \text{KN} < F_{VRd} = 254,89 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

### VIII.8 .2 : Dimensionnement des bèches de cisaillement :

Pour plus de sécurité on prévoit des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'encrages comme dans le cas de grands efforts de cisaillement comme les séismes.

On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq L_{\text{eff}} (\text{bêche}) \leq 1,5 h_{\text{bêche}}$

Hauteur de la bêche :  $h_{\text{bêche}} \leq 0,4 h_c$

Elancement maximal des ailes :  $b_{\text{bêche}} / t_{\text{bêche}} \leq 20$

On opte pour un IPE100 :

Une bêche en IPE100 en acier S275 est retenue

La profondeur totale : 150 mm

La longueur efficace :  $L_{\text{eff}} = 150 - 30 = 120 \text{ mm}$

L'épaisseur du scellement est de 30mm

### VIII.8 .3 : Résistance des tiges d'encrage a l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'encrage doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant  $V_{sd}$  a la fondation.

### VIII.8 .4 : Vérification de la tige d'encrage a la résistance :

Sous la combinaison :  $G+1,5V$

$$N_{sd} = -1592,1 \text{daN} = V_A = 15,921 \text{KN}$$

$$V_{z.sd} = -4614,6 \text{daN} = H_A = 46,146 \text{KN}$$

Vérification de la tige d'ancrage a la résistance :

Il faut vérifier que :

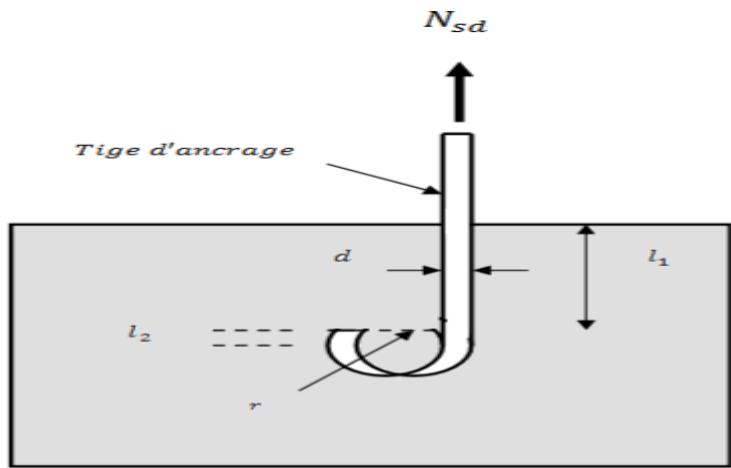
$$\frac{V_{Sd}}{F_{vRD}} + \frac{N_{Sd}}{N_{tRd}} \leq 1,0$$

$$N_{tRd} = \frac{0.9 \times f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 353}{1.25} \times 10^{-3} = 127 \text{ KN}$$

$$\frac{\frac{46,146}{6}}{41,56} + \frac{\frac{15,92}{6}}{127} = 0,2 < 1.0 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Pour- tiges de M24 en classe 4.6

**VIII.8 .5 : Vérification de la tige d’ancrage a l’adhérence :**



**Figure VIII.10: tige d’encrage**

Pour un boulon d’ancrage :

$$N_{Sd} / 2 \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} ( l_1 + 6.4r + 3.5l_2 )$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$\begin{aligned} r &= 3d & l_2 &= 2d & l_1 &= 20d \\ r &= 3 \times 24 = 72 \text{ mm} \\ l_1 &= 20 \times 24 = 480 \text{ mm} \\ l_2 &= 2 \times 24 = 48 \text{ mm} \end{aligned}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 480 + 6,4 \times 72 + 3,5 \times 48 = 1128 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.Rdq} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- **Calcul de la contrainte d’adhérence :**

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2\text{N/mm}^2$$

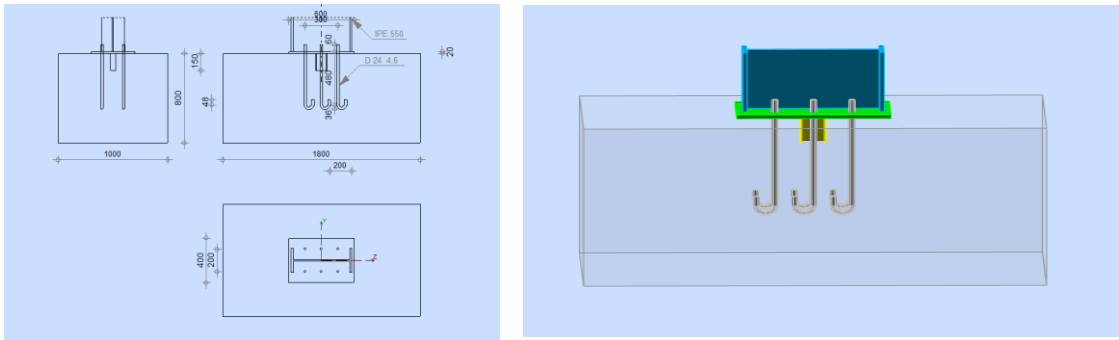
La longueur totale est de :

$$l_{b.rdq} = 0.144 \times 24 \times \frac{400}{1.2} = 1152\text{mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \times l_{b.rdq} = \pi \times 24 \times 1152 \times 1.2 = 104,23\text{KN}$$

$$N_{Sd} / 2 = 15,92/2 = 7,96\text{KN} < F_{anc.Rd} = 104,23\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



**Figure VIII.11** : Base de poteau encastrée

**Conclusion :**

Les bases des Poteaux tel que conçue résistent à tous les efforts qui leur sont appliqué

# Chapitre IX : Fondation



**IX./ Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Elle a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Le choix du type de fondation s'effectue à partir de deux critères principaux :

- La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges et surcharges, ce qui revient pratiquement à veiller à ne pas dépasser les déformations limites du sol.
- Le second critère consiste à choisir un système de fondation économique et qui s'adapte avec la nature du sol et sa qualité ainsi que l'édifice à bâtir.

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Il existe principalement trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi-profondes
- Fondations profondes

**Remarque:**

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

**Etude géotechnique :**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations.

Pour projeter correctement une fondation ; il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier ainsi que des renseignements sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

Avant de commencer l'étude de l'infrastructure il est nécessaire d'effectuer sur le sol des essais qui comprennent :

- Des essais in situ.

- Des essais au laboratoire.

### **Essai in situ :**

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements où les travaux sont prévus.

#### **a. Sondages carottés :**

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permettent de :

- Connaître les différentes couches qui constituent notre site.
- Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Quatre sondages carotte ont été exécutés dans le but de connaître la nature des formations géologiques du terrain, et de prélever des échantillons pour des analyses au laboratoire,

#### **b- Essai de pénétration dynamique :**

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tige muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un montant tombant en chute libre d'une hauteur donnée, il permet de mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur.

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol ( $R_d$ ) donnée conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} \times \frac{M^2 \cdot H}{M' + M} \times \frac{1}{A}$$

- M : masse du mouton en kg.
- N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement.
- L : enfoncement de référence = 20cm.
- M' : masse des tiges en kg.
- A : section droite de la pointe ( $m^2$ ).
- H : hauteur de chute (cm).

Les résultats sont présentés sous forme graphique. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique ( $R_d$ ) de pointe en abscisses.

A partir de ces courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

La contrainte admissible sera calculée d'après les résultats obtenus de l'essai de pénétration dynamique en utilisant la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{Rp_{min}}{\alpha}$$

Avec

$q_{adm}$  : Contrainte admissible en bars.

$Rp_{min} = 38$ bars : Résistance minimale de pointe.

$\alpha = 20$  : Coefficient de sécurité.

- **Essai au laboratoire :**

En utilisant les échantillons déjà prélevés, on détermine les caractéristiques physiques et mécaniques par des analyses au laboratoire.

**a- Essais physiques :**

- a-1- Granulométrie
- a-2- Compacité
- a-3- Humidité
- a-4- Limites d'Atterberg

**b- Essais mécaniques :**

- b-1- Compressibilité à l'odomètre
- b-2- Résistance au cisaillement

Compte tenu de la nature du sol et des résultats obtenus nous suggérons :

Des fondations superficielles « semelle isolées » ancrés à une certaine profondeur.

On prendra :

$$\bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 2 \text{ bars}$$

**XI.1/Type de fondation :**

**Semelles isolées :**

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé situé immédiatement sous la base de l'ouvrage destinées à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure.

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**XI.2/ caractéristique des matériaux :**

➤ **Béton :**

**Contrainte limite du béton :**

**A L'ELU :**

- $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPA}$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si : la durée d'exploitation est supérieure a 24h} \\ \theta = 0,9 & \text{si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85 & \text{si : la durée d'exploitation est inférieure a 24h} \end{cases}$$

**A L'ELS :**

- $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

➤ **Acier :****Contrainte limite de l'acier :****A L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

**A L'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{st} = f_e & \text{si : la fissuration est peu nuisible} \\ \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{MPa} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) & \text{si : la fissuration est préjudiciable} \\ \sigma_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right) & \text{si : la fissuration est très préjudiciable} \end{cases}$$

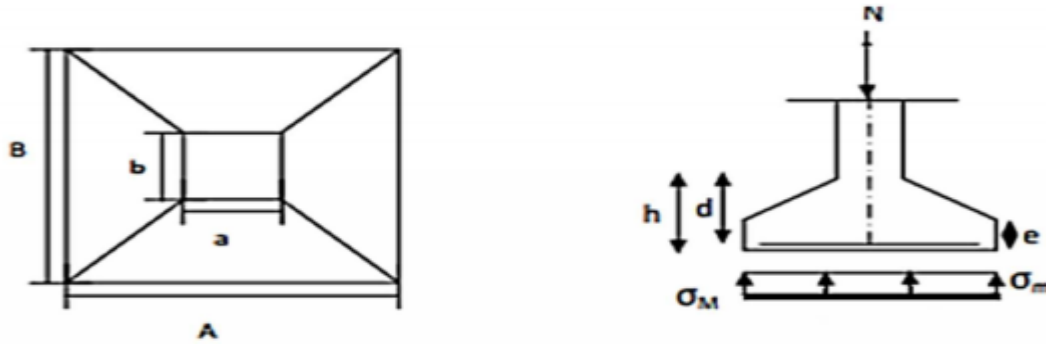
**On a :** fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{MPa} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{MPa}$$

**XI.3/ Prés-Dimensionnement des fondations :**

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus chargé.

**A. Etude des semelles sous poteaux :**



**Figure IX -1 :** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

### B. Charge à prendre en considération :

#### ELU :

$$N_{sd} = 16884.47 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 21.55 \text{ daN/m}^2$$

#### ELS :

$$N_{sd} = 11685.31 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 19.63 \text{ daN/m}^2$$

### XI.4 : Dimensionnement de la semelle :

#### • Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} a = 550 \text{ mm} \\ b = 210 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{a}{b} = 2.6 \\ \frac{b}{a} = 0.38 \end{cases}$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{168.85}{200} = 0.84$$

$$\begin{cases} B \geq 0.56 \text{ m} \\ A \geq 1.48 \text{ m} \end{cases}$$

On prend des semelles isolée (1.8 m x 1 m)

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \max \left( \frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d \geq \max (0.48 ; 0.24)$$

$$d = 0,50 \text{ m}$$

Donc :  $h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$

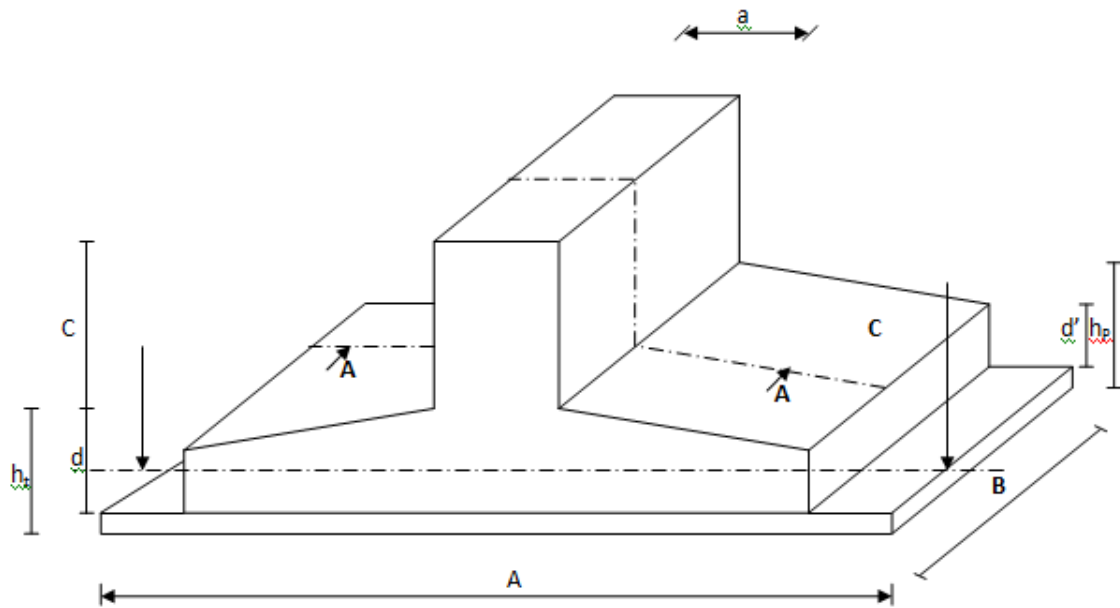


Figure IX.2 : Dimensionnement de la semelle

**Vérification des contraintes :**

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

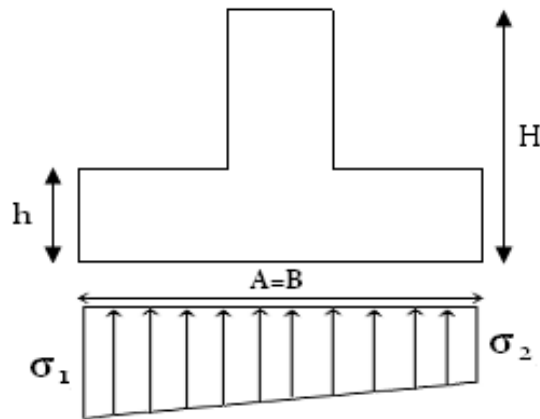
Avec :

$$\text{Poids propre} = 1,80 \times 1 \times 0,55 \times 25 = 24,75 \text{ KN}$$

$$P = 116,85 + 24,75 = 141,6 \text{ KN}$$

$$e = \frac{Msd}{P} = \frac{0,19}{141,6} = 0,0013 < \frac{0,19}{6} = 0,03 \text{ CV}$$

- $\sigma_1 = (1 + 6 \frac{e_0}{B}) \times \frac{N}{A \cdot B}$
- $\sigma_2 = (1 - 6 \frac{e_0}{B}) \times \frac{N}{A \cdot B}$
- $\sigma_1 = (1 + 6 \frac{0.013}{1}) \times \frac{141.6}{1.8} = 84.8 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_2 = (1 - 6 \frac{0.013}{1}) \times \frac{141.6}{1.8} = 72.54 \text{ KN/m}^2$



**Figure IX.3 :** Le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = 75.6 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

$$\text{Stabilité} \Rightarrow A \geq 6 e$$

**Tel que :**

$e$  : excentricité.

$$e = \left( \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \right) = (0.215 / 168.85) = 0.0013$$

$$6 e = 6 \times 0.013 = 0.078$$

$A > 6 e \Rightarrow$  condition vérifiée.

➤ Il n'existe aucune traction dans le sol

Donc on doit vérifier à ELU et ELS la formule suivante :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left[ 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right] < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}}$$

**ELU :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{193.6}{1.8 \times 1} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{1.8} \right] = 107.55 < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 300$$

**ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{141.6}{1.8 \times 1} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{1.8} \right] = 78.66 < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 300$$

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées

### Calcul du ferrailage :

#### ➤ A L'ELU :

$$A_u = \frac{N_{sd}(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{168.85 \times (1.8 - 0.55) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 347.83 \times 10^{-2}} = 1.4 \text{ cm}^2$$

#### ➤ A L'ELS :

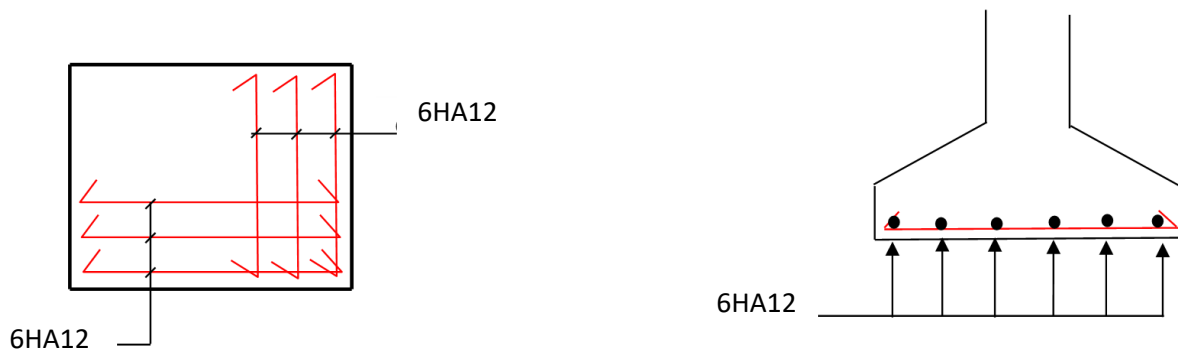
$$A_s = \frac{116.85 \times (1 - 0.21) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 201.6 \times 10^{-2}} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6HA12 (6.79cm<sup>2</sup>)** → **Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Armatures de répartition}$$



**Figure IX.3 :** Ferrailage des semelles isolées

- **Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max (6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (13.2\text{cm} ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- **L'espace des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

### **XI.5 / Etude des longrines :**

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

#### ➤ **Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003**

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

On opte pour :

$$h = 30$$

$$b = 25$$

$$\rightarrow \frac{h}{b} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### ➤ **Calcul du ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Tel que :

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$\alpha = 15 \text{ (site S3, zone I).}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\underline{\text{A L'ELU}} : F = \frac{N}{\alpha} = \frac{168.85}{15} = 11.26 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{A L'ELS}} : F = \frac{N}{\alpha} = \frac{116.85}{15} = 7.79 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } F = \max ( 11.26 \text{ KN} ; 7.79 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} )$$

$$\mathbf{F = 20KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{347,83 \times 10^3} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{201,63 \times 10^3} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Donc:** on prend  $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$
- $0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{21}{400} = 10.78 \text{ cm}^2$
- $A_{st} > 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Condition vérifiée

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t \min ; b/10) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \leq \min \left( \frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10} \right) = \min(8.57 ; 10 ; 25) = 8.57$$

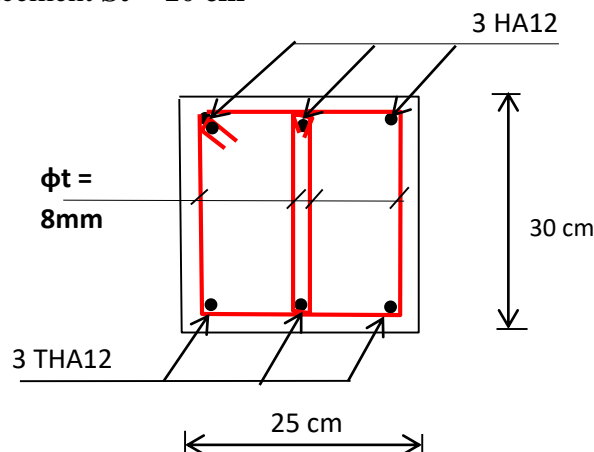
Alors on prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15 \phi_t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\phi_t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$



**XI.6 Etude des semelles sous les potelets :****Charge a prendre en considération :**

- **ELU :**

$$N_{sd}=3307.72\text{daN}$$

- **ELS :**

$$N_{sd}=3313.71\text{daN}$$

**Dimensionnement de la semelle :**

- **Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \implies \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 270 \text{ mm} \\ b = 135 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{b} = 2 \\ \frac{b}{a} = 0.5 \end{array} \right.$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{33.08}{200} = 0.17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A \geq 0.58 \text{ m} \\ B \geq 0.29 \text{ m} \end{array} \right.$$

**On prend des semelles isolée (0.8 m x 0.5 m)**

- **Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \max \left( \frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d \geq \max (0.13 ; 0.09)$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

**Donc :**  $h = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

➤ **Calcul du ferrailage :**

**A L'ELU :**

$$A_u = \frac{N_{sd} (A-a)}{8 \times h \times \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{33,07 \times (0,8 - 0,27)}{8 \times 0,25 \times 347,83} = 2,5 \text{ cm}^2$$

**A L'ELS :**

$$A_s = \frac{33,14 \times (0,5 - 0,135)}{8 \times 0,25 \times 200} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\sigma_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right) = 200$  (la fissuration est très préjudiciable)

$$A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 3,39$  3HA12

- **Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (9,6 \text{ cm} ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2) = 15 \text{ cm}$$

**XI.7 Etude des longrines :**

**Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003**

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

On opte pour :

$$h = 30$$

$$b = 25$$

$$\rightarrow \frac{h}{b} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### ➤ Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Tel que :

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$\alpha = 15 \text{ (site S3, zone D).}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\underline{\text{A L'ELU}} : F = \frac{N}{\alpha} = \frac{33.07}{15} = 2.75 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{A L'ELS}} : F = \frac{N}{\alpha} = \frac{33.13}{15} = 2.2 \text{ KN}$$

D'où :  $F = \max ( 2.75 \text{ KN} ; 2.2 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} )$

$$\mathbf{F = 20KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{347,83 \times 10^3} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{201,63 \times 10^3} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Donc:** on prend  $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$

- $0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{21}{400} = 10,78 \text{ cm}^2$
- $A_{st} < 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Condition vérifiée

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t \text{ min} ; b/10) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \leq \min \left( \frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10} \right) = \min(8,57 ; 10 ; 25) = 8,57$$

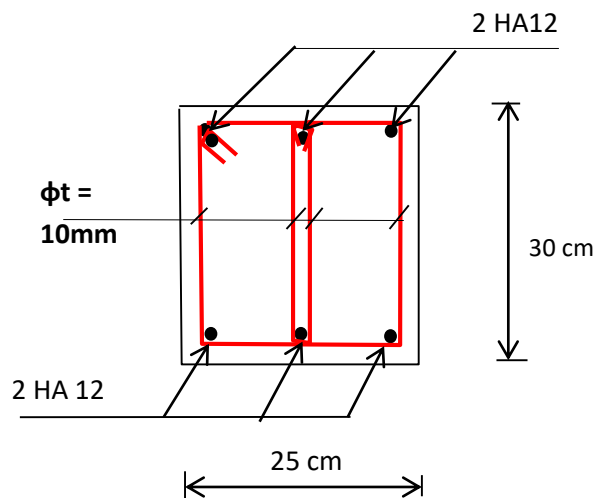
Alors on prend :  $\phi_t = 10\text{mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \phi_t) \quad \rightarrow \quad S_t \leq (20\text{cm} ; 15\phi_t) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$



### Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travaille en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi-portée de la longrine.

# **Chapitre X :** **Protection de la** **structure**



## X.1/Introduction :

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'ouvrage.

## X.2/La corrosion :

La corrosion de l'acier est un phénomène naturel qui dégrade le matériau en le transformant en rouille. La rouille n'ayant pas les mêmes propriétés mécaniques que l'acier, il en résulte une perte de la résistance de la pièce en acier atteinte par la corrosion. Cette perte de résistance est directement liée à la perte de section d'acier, et donc à la profondeur de rouille sur la surface exposée au phénomène. La profondeur de rouille augmente avec le temps, avec une vitesse de propagation dépendant fortement des conditions du milieu et allant de quelques  $\mu\text{m}$  à quelques mm par an.



**Figure X.1 : La corrosion**

Afin de garantir dans le temps le niveau de performance mécanique exigée d'une pièce en acier, il est donc important de ralentir ou de stopper la progression de la corrosion, et pour cela de mettre en œuvre une ou plusieurs solutions de protection anticorrosion parmi. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses :

### X.2.1 Protection par peinture :

-Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système a l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier. La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

### X.2.2/Protection par zinc

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

### X.3.Le feu :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causent ainsi leur déformation et par suite la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose. La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela diverses techniques existent, on cite parmi elles :

- Protection par peinture intumescente.
  - Protection par produit projeté
- Les produits de ciment ou de plâtre.
  - Les produits à base de fibre minérale

#### X.3.1. Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120min à une température allant de 270°C à 300°C.

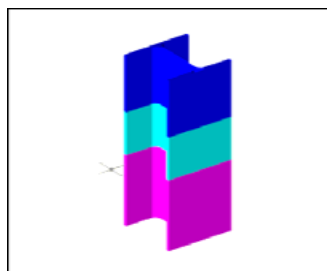


Figure X.2- Système intumescent.

### X.3.2. Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

#### A. Protection par plâtre

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C. On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

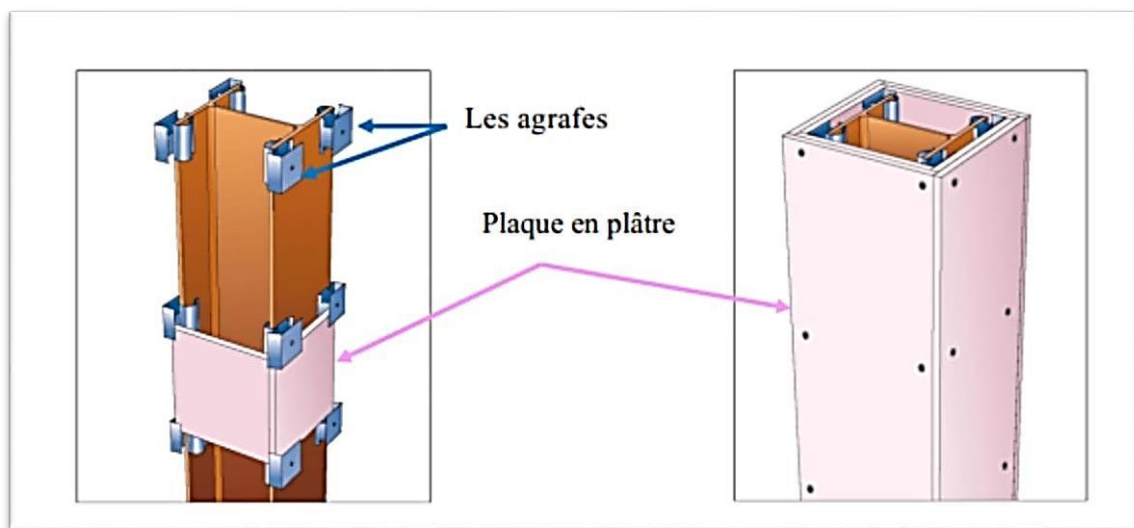


Figure X.3- Protection du profilé par plaque en plâtre.

#### B. Protection par plaques :

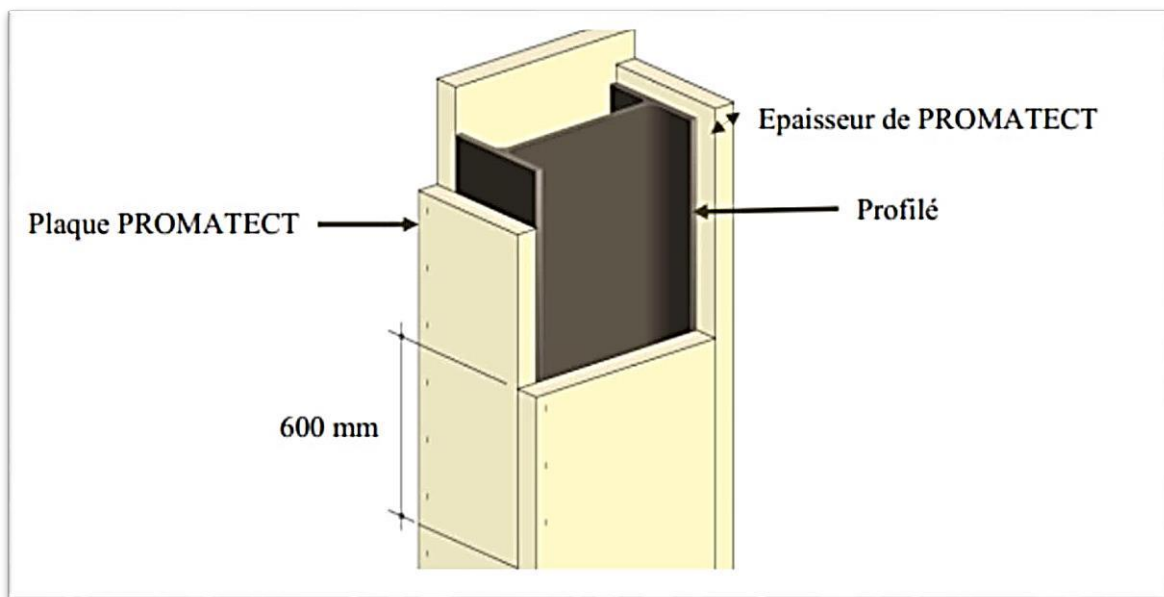
Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface. On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

- **Principe de montage :**

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- Degré de stabilité au feu.
- Type de profilé protégé.
- L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.



**Figure X.4- Protection du profilé par plaque PROMATECT.**

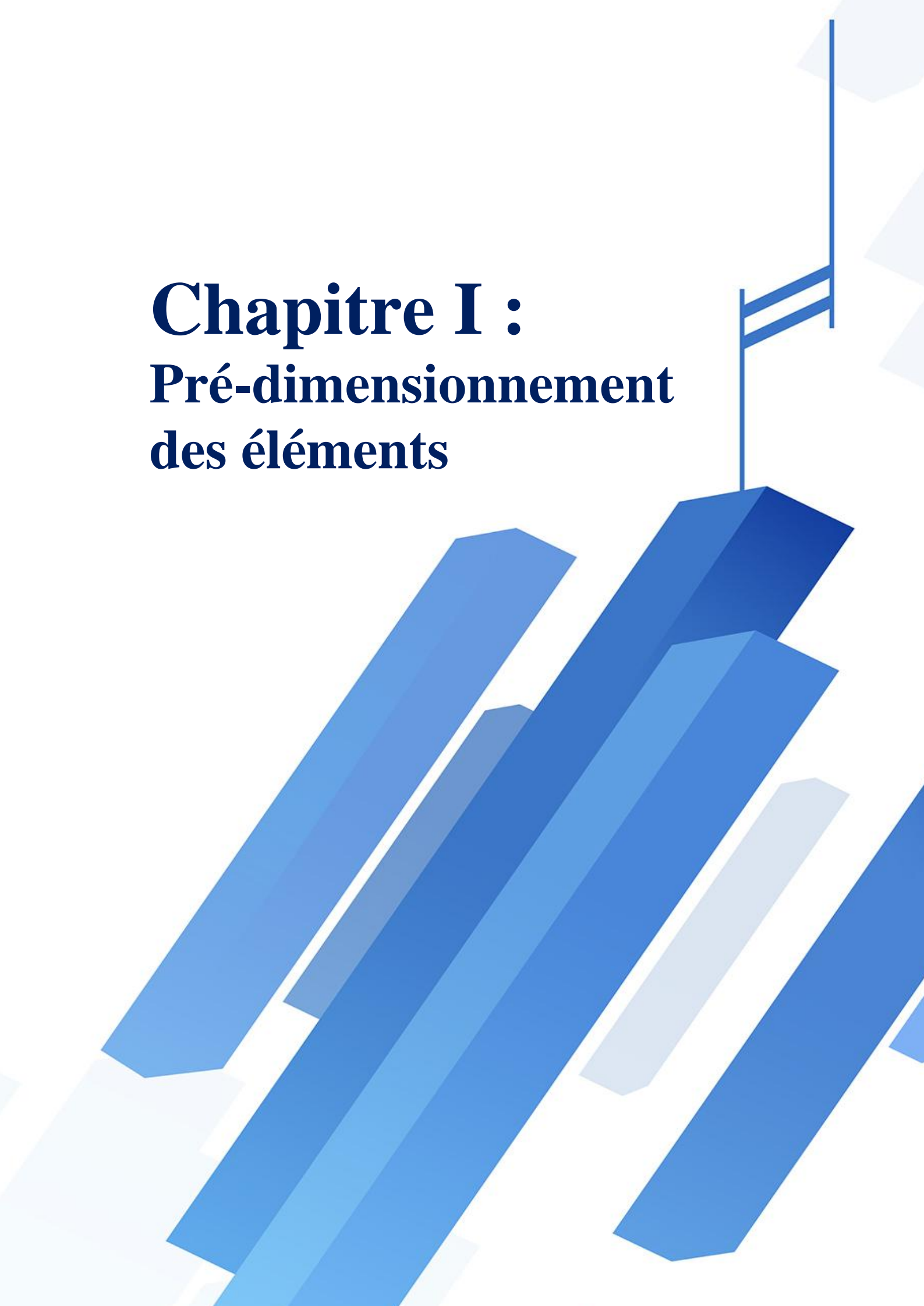
### **Conclusion :**

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

# PARTIE B

# Chapitre I :

## Pré-dimensionnement des éléments



**I. Introduction :**

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier. L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions. Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles l'EUROCODE3.

Après avoir fait le choix de la structure porteuse (poutres principales, secondaire et solives) en pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat ;
- b) Vérification faite selon la condition de résistance ;
- c) Vérification aux vibrations.

**I.1/Quelques notions relatives au règlement CCM97 :****I.1.1/Objetif :**

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

**I.1.2/Domaine d'application :**

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

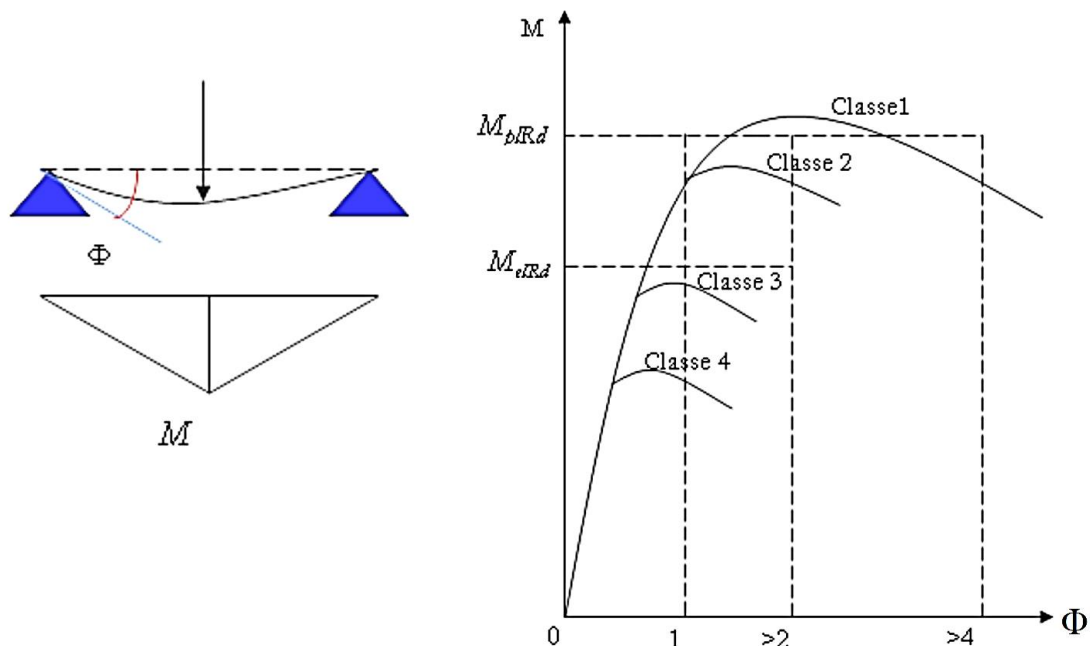
- les structures fabriquer à partir de produits de construction en acier laminés a chaud a l'exception des nuances d'acier a haut résistance.

**I.1.3/Classification des sections transversales selon le CCM97**

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- Classe 1** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous.



**Figure I-1** : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

- $M_{pl,Rd}$ : moment à l'état plastique réduit.
- $M_{el,Rd}$  : moment à l'état élastique réduit
- $\Phi_p$ : rotation
- $\Phi_{pl}$  : rotation à l'état plastique

**Coefficient partiel de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- ⇒ Section de classe (1, 2,3)  $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ⇒ Section de classe (4)  $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ⇒ Sections nettes au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- ⇒ Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$

#### **I.1.4/Valeurs limites des flèches :**

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés de l'ossature et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du Bâtiment	L/250

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

#### **I.2/Pré-dimensionnement :**

##### **I.2.1/Pré-dimensionnement des solives :**

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple. Leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$$

Leur écartement varie de 0,70 m à 1,50 m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation).

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de  **$l = 4.5\text{m}$**

Et un écartement de  **$L = 1.2\text{m}$**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

**I.2.1.1/ pré dimensionnement des solives :**

- Cloison de répartition .....90 kg/ml
- Revêtement en carrelage .....40 kg/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....40 kg/m<sup>2</sup>
- Poids de la dalle .....250kg/m<sup>2</sup>
- Isolation thermique .....16kg/
- Poids de la tôle.....15 kg/ml

$$G = 451 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

**I.2.1.1.1/ Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

Pour une poutre bi-articulée

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq f$ .

Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384 EI}$$

**Pour :**  $\bar{f} \leq \frac{l}{250}$  Pour planchers en général

**Avec :**

✓ q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (451+250) = 701 \text{ daN/m}^2$$

✓ Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$q = 701 \times 1.2 = 841.2 \text{ daN /ml}$$

✓ Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$

✓  $L = 4.5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$

$$\checkmark I = \frac{5ql^3 * 250}{384 EI} = \frac{5 \times 8.41 \times 450^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = \mathbf{1187.94 \text{ cm}^4}$$

⇒ On prend **IPE 180**

Avec :  **$I_y = 1317 \text{ cm}^4$**

•Caractéristique du profilé IPE 180:

Tableau I.2 : Caractéristique du profilé IPE180

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )	H (mm)	r (mm)	B (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wpl-y (cm <sup>3</sup> )	Wpl-z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
Ipe180	18.8	23.9	180	9	91	8	5,3	1317	285	58,1	7.42	100.9	2,05

La classe de la section transversale :

On a :  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$

•Classe de la semelle :

$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5,687 < 9\epsilon = 8,32$  la semelle est de classe 1

•Classe de l'âme :

$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2(t_f+r))}{t_w} = \frac{180-(2(8+9))}{5,3} = 27.54 < 72\epsilon = 66,55$

L'âme est de classe 1

I.2.1.1.3 / Calcul de la charge :

- le poids propre du profilé choisit : P<sub>p</sub> = 18.8 Kg/m
- G = (451+18.8) x 1.2 = 563.76 daN / m<sup>2</sup>
- Q = 250 daN / m<sup>2</sup>
- Q<sub>ELS</sub> = G + Q = 563.76 + 250 = 813.76 daN/m
- Q<sub>ELU</sub> = 1.35G + 1.5Q = 1.35x (563.76) + 1.50(250) = 1136.07 KN/m<sup>2</sup>

I.2.1.1.2/ Vérification à la flèche :

•  $\bar{f} = \frac{1}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}^4$

•  $f_{max} = \frac{5qL^4}{384 EI} = \frac{5 \times 8.13 \times 450^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1.5 \text{ cm}$

$f_{max} < \bar{f}$  .....condition vérifiée

**I.2.1.1.4/ Vérification de résistance (effort tranchant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1136.08 \times 4.5}{2} = 2556.17 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 23.9 \times 10^2 - ((2 \times 91 \times 8) + (5.3 + 9) \times 8) = 819.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{819.6 \times 27.50}{1.1 \sqrt{3}} = 20490 \text{ daN}$$

**$V_{sd} = 2556.17 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 20490 \text{ daN}$  ..... Condition vérifier**

**I.2.1.1.5/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q l^2}{8} = \frac{1136.08 \times 4.5^2}{8} = 2875.7 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 27.5}{1.1} = 4160 \text{ daN.m}$$

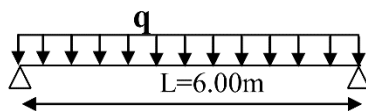
**$M_{sd} = 2875.7 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4160 \text{ daN.m}$  ..... Condition vérifiée**

Le profilé IPE180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**I.2.3/ Pré-dimensionnement des poutres :**

**I.2.3.1 /Poutre principale :**

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.



**Tableau I.3** : chargement poutre principale .

<b>Chargement</b>	G=451 daN /m <sup>2</sup> Pp=18.8 daN/m <sup>2</sup>	Q=250 daN/m <sup>2</sup>
<b>Chargement linière</b>	G <sub>total</sub> =(451+18.8)x( $\frac{4.5}{2}$ ) G <sub>total</sub> = 1057.05 daN/ml	Q <sub>total</sub> =250x ( $\frac{4.5}{2}$ ) Q <sub>tota</sub> = 562.5 daN/ml
<b>Pondérée</b>	1,35G+1,5Q=1057.05)+1,5(562.5)= 2270.76 daN/ml	
<b>Non pondérée</b>	G+Q=1057.05+ 562.5= 1619.55 daN/ml	

**I.2.3.1.2/ Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} \leq l / 250$$

Avec :

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité E=2.1x10<sup>6</sup> kg /cm<sup>2</sup>
- L=6 m =600 cm ( longueur de la poutre principale )

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 16.19 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5420.75 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 270**

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

**Tableau I.4** : Caractéristique du profilé IPE270

DESIGN ATION Abrégée	Poids P (Kg/ m)	Sec tio n A (cm <sup>2</sup> )	Dimension					Caractéristique					
			H (mm)	R (mm)	B (mm)	t <sub>r</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl-z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>IPE 270</b>	<b>36.1</b>	<b>45. 94</b>	<b>270</b>	<b>15</b>	<b>135</b>	<b>10.2</b>	<b>6.6</b>	<b>5790</b>	<b>484</b>	<b>96.9 5</b>	<b>419 .9</b>	<b>11.2 3</b>	<b>3.02</b>

**Calcul de la charge :**

- le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 36.1 \text{ Kg/m}$
- $G = 1057.05 + 36.1 = 1093.15 \text{ daN / m}^2$
- $Q = 562.5 \text{ daN / m}^2$
- $Q_{ELS} = G + Q = 1093.15 + 562.5 = 1655.65 \text{ daN/m}^2$
- $Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (1093.15) + 1.50(562.5) = 2319.5 \text{ daN/m}^2$

**I.2.3.1.3/ Vérification de la flèche :**

- $\bar{f} = \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 16.55 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5790} = 2.3 \text{ cm}$

$f_{max} < \bar{f}$  .....condition vérifiée

**I.2.3.1.4/ La classe de la section transversale :****a) Semelle comprimée :**

- $b = 135 \text{ mm}$
- $t_f = 10.2 \text{ mm}$
- $C = (b/2) - (r + tw / 2) = 56.7 \text{ mm}$
- $\frac{c}{t_f} = \frac{58.25}{10.2} = 5.55 < 9\varepsilon = 8,32$

Donc la semelle est de classe 1.

**b) Ame fléchi:**

- $d = 270 - (2(10.2 + 15)) = 219.6 \text{ mm}$
- $t_w = 6.6 \text{ mm}$
- $d/t_w = 219.6/6.6 = 33.27 < 72\varepsilon = 66,55$

Donc l'âme est de classe 1.

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

**I.2.3.1.5/ Vérification de résistance (effort tranchant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$
- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2319.5 \times 6}{2} = 6958.5 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$
- $A_v = A - ((2b \times t_f) + (tw + r)(tf))$
- $A_v = 62,61 \times 10^2 - ((2 \times 160 \times 11.5) + (7.5 + 18)(11.5))$
- $A_v = 2287.75 \text{ mm}^2 = 22.8775 \text{ cm}^2$

- $V_{pl,rd} = \frac{2287.75 \cdot 27,5}{1,1\sqrt{3}} = 33020.83 \text{ daN}$

$V_{sd} = 6958.5 \text{ daN} < V_{pl} = 33020.83 \text{ daN} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**I.2.3.1.6/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2319,5 \cdot 6^2}{8} = 10437.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_{yx} W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{484 \cdot 275}{1,1} = 12100 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 10437.75 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 12100 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**I-3 / poutre secondaire :**

**I.3.1/Calcul des charges :**

**Tableau I.5 :** chargement poutre secondaire

<b>Chargement</b>	$G=451 \text{ daN/m}^2$	$Q=250 \text{ daN/m}^2$
<b>Chargement linière</b>	$G_{total}=451 \times 0.6$ $G_{total} = 270.6 \text{ daN/ml}$	$Q_{total}=250 \times (\frac{1,2}{2})$ $Q_{total} = 150 \text{ daN/ml}$
<b>Pondérée</b>	$1,35G+1,5Q=1.35(270.6)+1,5(150)= 590.31 \text{ daN/ml}$	
<b>Non pondérée</b>	$G+Q=270.6+ 150= 420.6 \text{ daN/ml}$	

**I.3.2/ Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f^{\bar{}}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } f^{\bar{}} \leq l / 250$$

**Avec :**

- q : la charge non pondéré
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité  $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

- $L=4.5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$  (longueur de la poutre secondaire)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 4.2 \times 450^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 593.26 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 160**

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4$$

**Tableau I.6 :** Caractéristique du profilé IPE160

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P (Kg/ m)	A (cm <sup>2</sup> )	H (mm)	R (mm)	B (mm)	t <sub>r</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wpl-y (cm <sup>3</sup> )	Wpl-z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>IPE 270</b>	<b>15.8</b>	<b>20.1</b>	<b>160</b>	<b>9</b>	<b>80</b>	<b>7.4</b>	<b>5</b>	<b>869.3</b>	<b>123.9</b>	<b>26.1</b>	<b>68.31</b>	<b>6.58</b>	<b>1.84</b>

**Calcul de la charge :**

- Le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 15.8 \text{ Kg/m}$
- $G = 270.6 + 15.8 = 286.4 \text{ daN / m}^2$
- $Q = 150 \text{ daN / m}^2$
- $Q_{ELS} = G + Q = 286.4 + 150 = 436.4 \text{ daN/m}^2$
- $Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (286.4) + 1.50(150) = 611.64 \text{ KN/m}^2$

**I.3.2.1/ Vérification de la flèche :**

- $f = \frac{l}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 4.36 \times 450^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.27 \text{ cm}$

$$f_{max} = 1.27 \text{ cm} < f = 1.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**I.3.2.2/ La classe de la section transversale :**

**c) Semelle comprimée :**

- $b = 80 \text{ mm}$
- $t_f = 7.4 \text{ mm}$
- $C = (b/2) - (r + t_w / 2) = 28.5 \text{ mm}$
- $C/t_f = 28.5/7.4 = 3.85 \leq 9\varepsilon = 8,32$

Donc la semelle est de classe **1**.

**d) Ame fléchi:**

- $d = 160 - (2(7.4 + 9)) = 127.2mm$
- $t_w = 5mm$
- $d/t_w = 127.2/5 = 25.44 < 72\varepsilon = 66,55$

Donc l'âme est de classe **1**.

**I.3.3/ Vérification de résistance (effort tranchant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$
- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{611.64 \times 4.5}{2} = 1376.19 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$
- $A_v = A - ((2b \times t_f) + (t_w + r)(t_f))$
- $A_v = 20.1 \times 10^2 - ((2 \times 80 \times 7.4) + (5 + 9)(7.4))$
- $A_v = 722.4 \text{ mm}^2$
- $V_{pl,rd} = \frac{2287.75 \times 27,5}{1,1\sqrt{3}} = 10426.94 \text{ daN}$

**$V_{sd} = 1376.19 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 10426.94 \text{ daN}$  ..... Condition vérifiée**

**I.3.3.4/ Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :**

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{611.64 \times 6^2}{8} = 2752.38 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_{yx} W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 27.5}{1,1} = 3097.5 \text{ daN.m}$$

**$M_{sd} = 2752.38 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 3097.5 \text{ daN.m}$  ..... Condition vérifiée**

**I-4 / Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens.

$$\text{On a : } \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \leq 25 \quad \longrightarrow \quad i_y \geq \frac{L_f}{25} = \frac{400 \times 0,5}{25} = 8 \text{ cm}$$

$$\mathbf{i_y = 8 \text{ cm}}$$

Donc : on prend **HEB200**.....Avec :  $i_y = 8.54$  cm

#### I.4.1 / Vérification du poteau :

##### I.4.1.2/ Calcul des charges :

- La surface :  $S = \left(\frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{4.5}{2} + \frac{4.5}{2}\right) = 13.5$  m<sup>2</sup>
- Poids des solives :  $G_s = 18.8 \times \left(\frac{4.5+4.5}{2}\right) = 84.6$  daN
- Poids des poutres principale :  $G_{ps} = 36.1 \times \left(\frac{4.5+4.5}{2}\right) = 162.45$  daN
- Poids du plancher étage :  $G_c = 451 \times 13.5 = 6088.5$  daN
- Poids propre IPE200 :  $G_p = 22.4 \times 4 = 88.4$  daN
- Charge double murette :  $G = 944$  daN
- Charge d'exploitation :  $Q = 250 \times 13.5 = 3375$  daN

#### B / Calcul de $N_{sd}$ :

$$G_t = 7367.95 \text{ daN}$$

$$Q = 3375 \text{ daN}$$

$$q = 1.35(10917.15) + 1.5(3375) = 15009.23$$

$$N_{sd} = 67541.53 \text{ daN}$$

#### I.4.1. 3 / Calcul des élancements moyens $\lambda_y$ et $\lambda_z$ :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \text{ Avec : } i_y = 8.54 \text{ cm}$$

$$L_f = 400 \times 0,5 = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{200}{8.54} = 23.42 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} \text{ Avec : } i_z = 5.07 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{200}{5.07} = 39.44$$

#### I.4.1.4 / Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ :

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{23.42}{93,9 \varepsilon} \times \sqrt{1} = \frac{23.42}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,269$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{39.44}{93,9 \varepsilon} \times \sqrt{1} = \frac{39.44}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,45$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,45 > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

#### E / Vérification du risque de flambement :

$$N_{sd} < N_b = \chi_{min} \beta_A \frac{A_x f_y}{\gamma_{M1}}$$

a)  $\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 \leq 1,2 \dots\dots\dots(1)$

b)  $t_f = 15 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots\dots\dots(2)$

A partir de (1) et (2) :

- Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne :  $\chi_y = 0,9786$
- Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne :  $\chi_z = 0,8705$   
 $\chi_{min} = 0,8705$

**Donc :**

$$N_{b,rd} = 0,8786 \times 1 \times \frac{20,1 \times 2750}{1,1} = 4414,96 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 67541,53 \text{ daN} < N_{b,rd} = 441496,5 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour des raisons constructives, on opte pour des **HEB200**

**I.5 / Conclusion :**

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

**Tableau I.7:** Résultats du pré-dimensionnement

Eléments	Profilé adopté
Solives	IPE180
Poutre principale	IPE270
Poutres secondaires	IPE160
Poteaux	HEB200

# **Chapitre II : Etude d'un plancher**



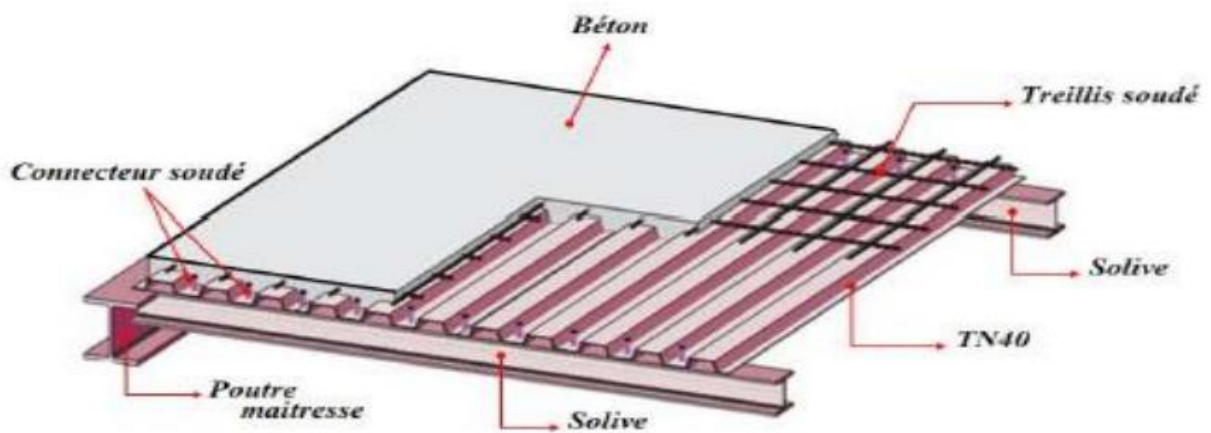
**II.1.Introduction**

La dalle mixte est composée d'une tôle profilée en acier sur laquelle on coule une dalle en béton comportant dans la majorité des cas un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température.

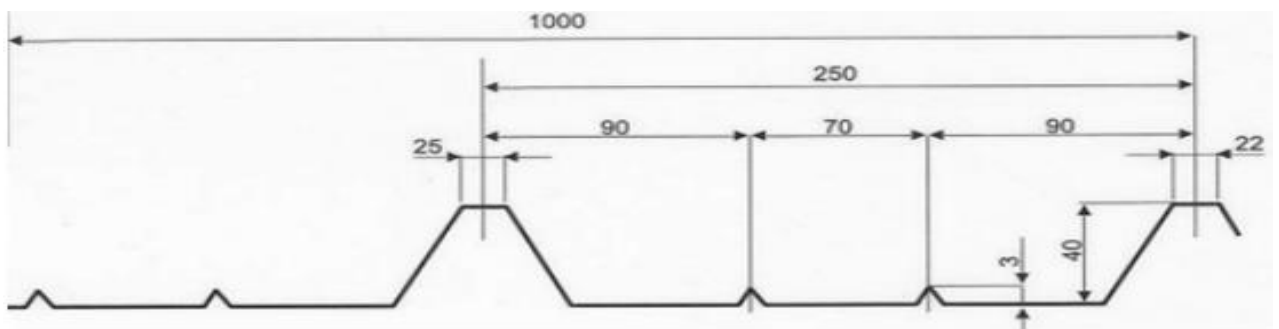
La tôle profilée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieur pour la dalle après durcissement du béton. La dalle constitue un plancher mixte lorsqu'elle est reliée à la poutraison au biais de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel. Cette dernière sert aussi de contreventement horizontal pour assurer la stabilité de la structure.

Vu les charges que doivent supporter ces dalles nous devons effectuer des calculs pour la réalisation et la vérification de la résistance de cette dernière.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN 40.



**Figure II.1:** Eléments constructifs d'un planché mixte.



**Figure II.2 :** Dimensions de la TN40

**Tableau II.1** : Caractéristiques du bac d'acier TN 40

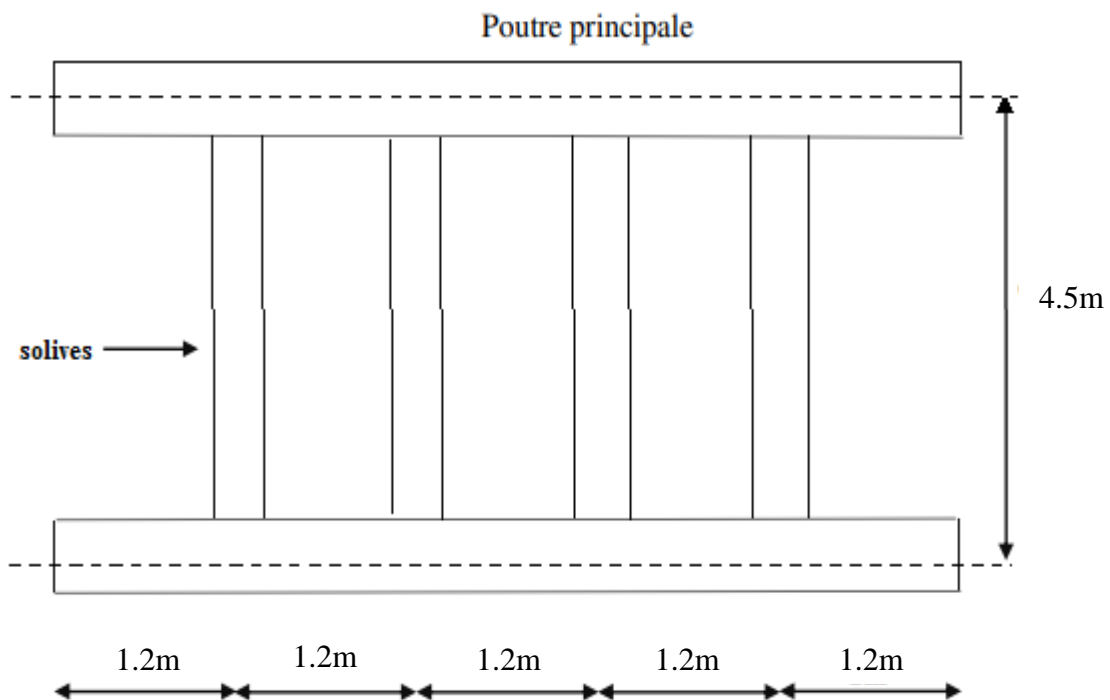
Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
40	5	250	720	1	0,15

**II.2. Etude des solives :**

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé dans l'intervalle suivante :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **4.5 m** et un écartement de **e=1.2 m**.

**Figure II.3** Présentation schématique des solives.**II.2.1 Au stade de montage :****A. Evaluation des charges :**

**Tableau II.2.:** charge reprise par la dalle

Chargement		Charge linéique sur le plancher terrasse
$G_B$ béton du plancher	$G_B = 2500 \text{ daN/m}^2$	$G_B = 2500 \times 0.12 \times 1.2 = 360 \text{ daN/ml}$
$G_P$ de la tôle TN40 (S250)	$G_P = 15 \text{ daN/m}^2$	$G_P = 15 \times 1.2 = 18 \text{ daN/ml}$
$G_S$ solive	$G_S = 18.8 \text{ daN/m}$	$G_S = 18.8 \text{ daN/ml}$
$G_T = 396.8 \text{ daN/ml}$		
Charge d'exploitation	$Q = 100 \text{ daN/m}^2$	$Q = 100 \times 1.2 = 120 \text{ daN/ml}$
$Q_T = 120 \text{ daN/ml}$		

**Combinaison de charge**

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 396.8 + 1.5 \times 120 = 715.68 \text{ daN /ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 396.8 + 120 = 516.8 \text{ daN/ml}$$

**B. Vérifications à la résistance ( ELU ) :****a) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{715.68 \times 4.5}{2} = 2361 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [ (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f ]$$

$$A_v = 23.9 \times 10^2 - ((2 \times 91 \times 8) + (5.3 + 9) \times 8) = 819.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 275 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{819.6 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \approx 11829.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2361 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11829.9 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{715.68 \times 4.5^2}{8} = 1811.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27.5 \times 166.4}{1.1} = 4160 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1811.56 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4160 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### C. Vérification a l'ELS :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{v_{\max}} = \frac{l}{250}$$

$$\frac{5 \times 5.16 \times 450^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1317} = 0.996 \text{ cm} < \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**L'IPE 180 est vérifié au stade de montage.**

## II.2.2 Au stade finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les osatures, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres et solives métalliques du plancher

L'épaisseur de la dalle est de 12 cm et le profile IPE 180

### A. Evaluation des charges :

**Tableau II.3 : évaluation des charges.**

<b>Charge permanente</b>	
Solive en profilé métallique	18.8 daN/m
TN40 coffrage perdu	15*1.2=18 daN/m <sup>2</sup>
Dalle en B.A (12cm)	0.12×2500*1.2= 360daN/ml
Isolation thermique du liège	16× 1.2 = 19.2 daN/ml
Revêtement en carrelage	40×1.2= 48 daN/ml
Mortier de ciment	40×1.2= 48 daN/ml
Cloison de réparation	90×1.2= 108 daN/m <sup>2</sup>
$G_T = 620$ daN/ml	
Charge d'exploitation	$Q = 300 \times 1.2 = 360$
$Q_T = 360$ daN/ml	

**B. Combinaison de charge**

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 620 + 1.5 \times 360 = 1377 \text{ daN /ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 620 + 360 = 980 \text{ daN/ml}$$

**C. Caractéristique de la dalle mixte :****1) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (  $b_{eff}$  )**

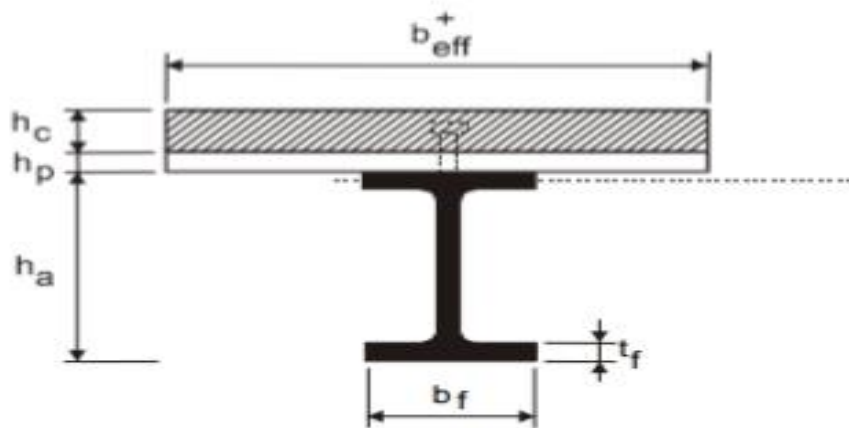
$$b_{eff} = \min\left(\frac{2L_0}{8}; e\right)$$

Avec :

$L_0=L = 4.5$  m : la longueur de la solive

$e$  : entres axes des solives ;  $e = 1.2$  m

$$b_{eff} = \min\left(\frac{2 \times 4.5}{8}; 1.2\right) = \min(1.125; 1.2) = 1.125 \text{ m}$$



**Figure II.4:** La largeur participante de la dalle en béton (beff)

#### D. Vérification a l'ELU

##### 1) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1377 \times 4.5}{2} = 3098.25 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 23.9 \times 10^2 - ((2 \times 91 \times 8) + (5.3 + 9) \times 8) = 819.6 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 275 \text{ MPa} \quad \gamma_{m_0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{819.6 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 11829.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3098.25 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11829.9 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### 2) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1377 \times 4.5^2}{8} = 3485.53 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{275 \times 166.4}{1.1} = 4160 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 3485.53 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4160 \text{ daN.m}$       Condition vérifiée

### E. Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z)

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23.9 \times \frac{2750}{1.1} = 59750 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton :

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left( 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

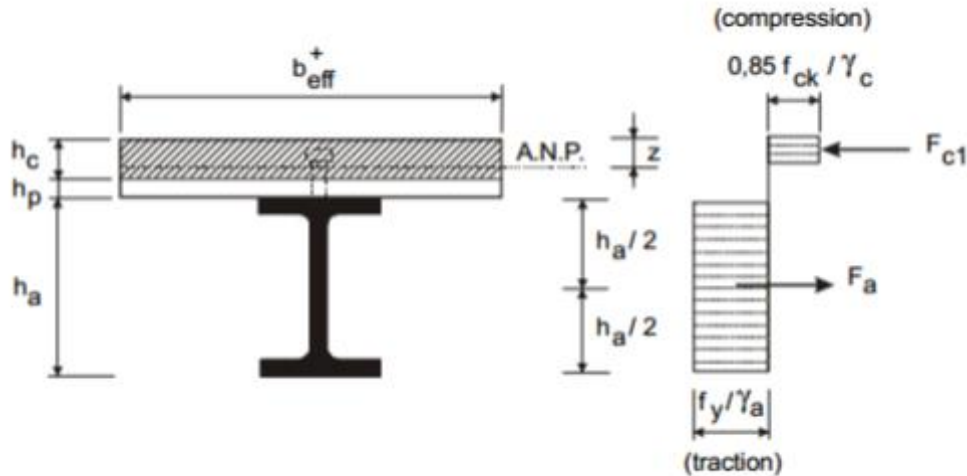
Avec :

$$h_c = h - h_p = 120 - 40 = 80 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_b = 112.5 \times 8 \left( 0.85 \times \frac{250}{1.5} \right) = 127500 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$  donc l'axe neutre se situe dans la dalle en béton.



**Figure II.5 :** distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive)

### F. Calcul de la position de l'axe neutre

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{59750}{112.5 \times 0.85 \times \frac{250}{1.5}} = 3.75 \text{ cm} = 37.5 \text{ mm} < h_c = 80 \text{ mm}$$

### G. Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 59750 \left( \frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.08 - \frac{0.0375}{2} \right) = 11427.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3485.53 \text{ daN.m} < M_{pl.Rd} = 11427.2 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### H. Vérification a l'ELS :

#### 1) Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

L = la portée de la solive

I<sub>h</sub> = le moment d'inertie homogénéisé (de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E = module d'élasticité de l'acier.

I<sub>a</sub> = inertie propre de l'IPE 180 I<sub>y</sub> = 1317 × 10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

A<sub>a</sub> = 23.9 × 10<sup>2</sup> mm<sup>2</sup>

H<sub>a</sub> = 180 mm

h<sub>c</sub> = 80 mm

b<sub>eff</sub> = 1125 mm

- L'aire de la section homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} = 2390 + \frac{1125 \times 80}{13.77} = 8925.95 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 8925.95 \times (90 + 40) = 1160372.2 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = \frac{1125 \times 80^2}{2(13.77)} = 261437.9 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 1160372.2 \text{ mm}^2 > \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n} = 261437.9 \text{ mm}^2$$

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

$$Z_e = \frac{A_a}{A_h} \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{A_h \times 2n} = \frac{2390}{8925.95} \left( \frac{180}{2} + 40 + 80 \right) + \frac{1125 \times 80^2}{8925.95 \times 2 \times 13.77}$$

$$Z_e = 85.51 \text{ mm}$$

- **Le moment d'inertie homogénéisée :**

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

$$I_h = \left[ 1317 \times 10^4 + 2390 \left( \frac{180}{2} + 40 + 80 - 85.51 \right)^2 \right] + \left[ \frac{1125 \times 80}{13.77} \times \left( \frac{80^2}{12} + \left( 85.51 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 6723.25 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a :

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 13.77 \times 450^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 6723.25} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{450}{250} = 1.8 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.52 \text{ cm} < f_{adm} = 1.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$M_{sd} = 4819.36 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 60886.36 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### A. Vérification a l'ELS :

#### 1) Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.842 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 93051.07} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

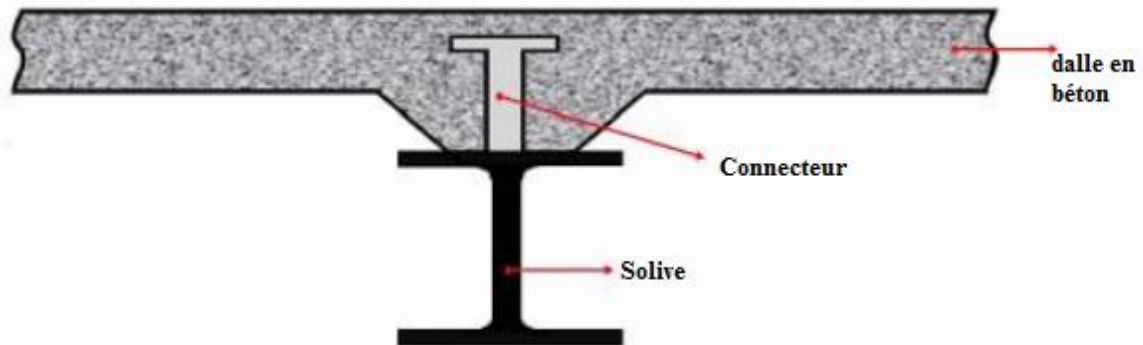
$$f_{max} = 0.52 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc l'**IPE180** convient pour les solives

**II.3.Calcul de la connexion acier-béton :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

En d'autres termes, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible



**Figure II.6:** la position d'un connecteur.

**A. Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode 4 :**

On choisit des connecteurs de diamètre tel que ne doit pas être inférieur à  $1.25 d$  et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à  $0.20 d$ , ni la hauteur minimal inférieure à  $0.15 d$

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre ( $D$ ) d'au moins  $1,5d$  et d'une hauteur ( $ht$ ) d'au moins  $0,4d$  et de hauteur totale ( $H \geq 4d$ ), où  $d$  : est le diamètre du fut du goujon ( $d \geq 16\text{mm}$ ).

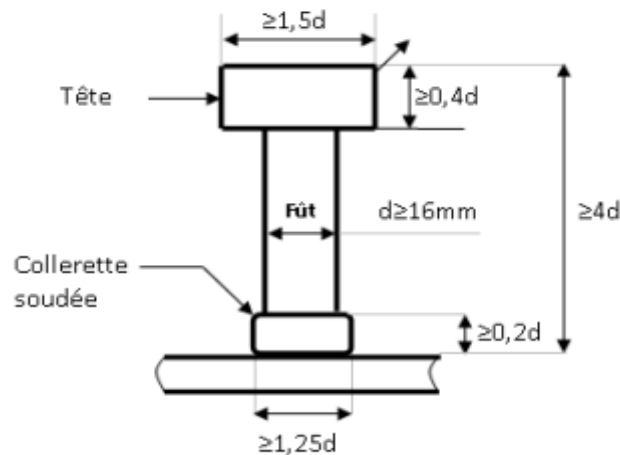
On utilise des goujons en acier de diamètre  $d = 22 \text{ mm}$ . Et de hauteur totale " $H = 90 \text{ mm}$ ". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de  $f_u = 360 \text{ MPA}$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1.5 \times d = 33 \text{ mm}$$

$$d = 22\text{mm}$$

$$H > 4d \quad H > 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \text{ soit } H = 90 \text{ mm}$$



**Figure II.7:** Dimensions minimales des goujons

### B. Calcul du nombre de connecteurs n:

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{rd}$  (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}}$$

Avec :

$V_1$  : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

$P_{rd}$  : La résistance de calcul d'un connecteur.

### C. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_1 = F_{cf} \quad (\text{EC4 formule 6.6})$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0.85 \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s}} \right.$$

**Aa**: aire de l'élément structural IPE180 = 23.9 cm<sup>2</sup>

**hc** : section efficace de béton :  $b_{\text{eff}} \times t = 1125 \text{ cm}^2$

**A<sub>se</sub>** = 0 L'aire de toute armature longitudinale comprimée

**fy** : 275 MPa (S275)

**γ<sub>a</sub>** : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

**γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

**γ<sub>s</sub>**: coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

**F<sub>ck</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{23.9 \times 2750}{1.1} = 59750 \text{ daN} \\ \frac{0.85 \times 8 \times 100 \times 250}{1.5} = 113333 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :  $V_1 = F_{cf} = 59750 \text{ daN}$

#### D. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur $P_{rd}$ :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0.8 \times f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{Cisaillement du goujon} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} & \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

**$F_{ck}$**  : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

**$E_{cm}$**  = 22000 ( $F_{ck} / 10$ )<sup>0.3</sup> = 31476 Mpa : module de Young instantané du béton.

**$F_u$**  = 360 N/mm<sup>2</sup> : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$d$  = 22 mm : Le diamètre du fût du goujon.

$h_g$  = 90 mm : La hauteur hors-tout du goujon.

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h_g}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4, \text{ donc } \alpha = 1$$

**$\gamma_v$**  = 1.25 : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 360 \times \frac{3.14 \times 22^2}{4 \times 1.25} = 8753.82 \text{ daN} \\ 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} = 9960.77 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :  **$P_{rd} = 8753.82 \text{ daN}$**

D'où le nombre des connecteurs  $N$  est :

$$N \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{59750}{8753.82} = 6.82 \text{ on opte pour } N = 7 \text{ goujons}$$

**E. Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :**

Le nombre de connecteur  $N$  est uniformément réparti sur une longueur critique  $L_{cr}$ . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives :

Donc :  $L_{cr} = \frac{L}{2}$  alors l'espacement des connecteurs  $S$  est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{450}{2 \times 7} = 32.14 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de **32 cm**



**FigureII.8:** distance entre goujon

**Conclusion :**

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **12 cm** posée sur des solives **IPE180**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **22mm**, espacées de **32.14cm** entre eux

# Chapitre III : Etude des escaliers



### III.1 / Introduction :

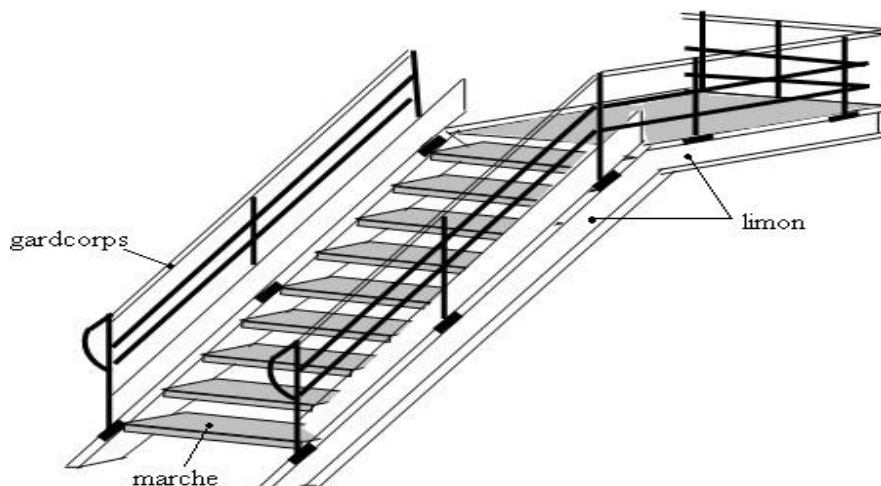
Dans ce chapitre, nous allons calculer les escaliers de notre structure. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

### III.2 / Etude des escaliers :

#### III.2.1/ Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Longtemps réservé aux escaliers extérieurs et intérieurs pour sa durabilité et sa résistance aux intempéries, le métal s'invite aujourd'hui de plus en plus dans nos intérieurs.

- ✓ **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ✓ **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ✓ **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ✓ **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ✓ **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.



**Figure III.1:** vue en plan de l'escalier

#### III.2.2 / Pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, le giron(G) et la contre marche (H).

### 1) Choix des dimensions :

FORMULE DE BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$-16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

### 2) Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage :  $h = 4 \text{ m}$
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $(6 \times 2.5) \text{ m}^2$
- La largeur de volée est :  $l = 1.2 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche  $H = 17 \text{ cm}$
- Nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{400}{17} = 23.5$$

$$n = 24 \text{ marches}$$

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec :( 12 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est :  $g = 30 \text{ cm}$

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30(12-1) \text{ L} = 330 \text{ cm} = 3.3 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \beta = h / g = 17 / 30 = 0.55 \text{ donc : } \beta = 29.05^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L = 12 \times 17 / \sin 29.05 = 4.2$$

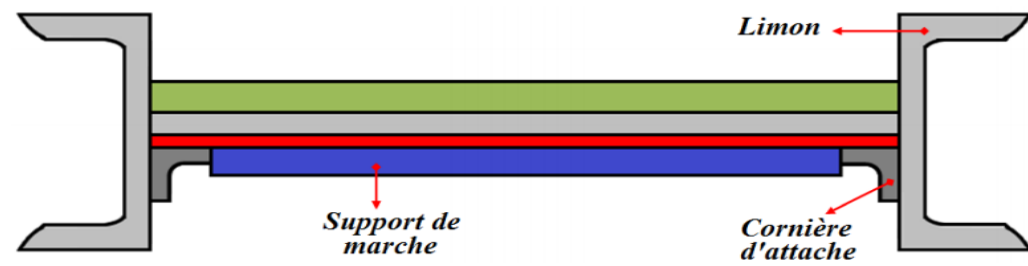
### 3) Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \longrightarrow \text{formule de BLONDEL est vérifiée}$$

### III.2.3 / Dimensionnement des éléments porteurs :

#### 1) Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon



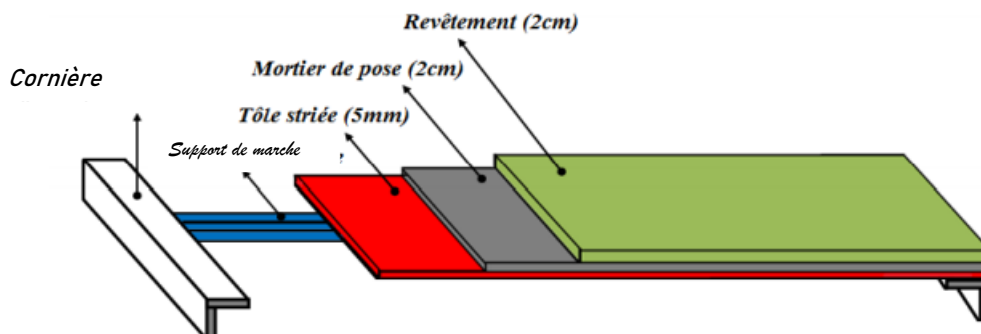
**Figure III .2:** Disposition des cornières

La longueur de la marche  $L = 1,2 \text{ m}$

La largeur de la marche  $l = G = 0,30 \text{ m}$

Les cornières sont en acier S275

- $f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).



**Figure III.3:** charges reprises par la cornière

**1-a /Détermination de la section de cornière :**

- **Evaluation des charges :**

Les charges permanentes :

- Tôle striée (5mm) ..... G1= 45 daN/m<sup>2</sup>
- Mortier de ciment (2cm) ..... G2= 40 daN/m<sup>2</sup>
- Revêtement (2cm) ..... G3= 40 daN/m<sup>2</sup>

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.30 = 37.5 \text{ daN/m}$$

Charges d’exploitation :

$$Q = 250 \times 0,30 = 75 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$$

**1-b /Pré dimensionnement des supports de marches :**

- **Condition de flèche :**  $f \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est  $f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$  et la flèche admissible  $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 q l^3 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 112.5 \times 120^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 3.6 \text{ m}^4$$

On adopte la cornière **L 40 x 40 x 4** Avec : **Iy = 4.47 cm<sup>4</sup>**

**Tableau III.1 : Caractéristique et dimension de L40 x 40 x 4**

<b>h=b (mm)</b>	<b>t (mm)</b>	<b>r1 (mm)</b>	<b>r2 (mm)</b>	<b>d (mm)</b>
40	4	6	3	1,26
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>P (daN/m)</b>	<b>Iy=Iz (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>W<sub>el,y</sub>=W<sub>el,z</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>iy=iz (cm)</b>
3.08	2.42	4.47	1.55	1,21

Donc la charge permanente G devient ( **on inclue le poids de la cornière**) :

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0.30 + 2.42 = 39.92 \text{ daN/m}$$

$$G = 39.92 \text{ daN/m}$$

⇒ **Vérification à L'ELU :**

**Les combinaisons des charges :**

• **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 39.92 + 1,5 \times 75 = 166.39 \text{ daN/m}$$

1) **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{166.39 \times 1,20}{2} = 99.84 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{3.08 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 4445.59 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 99.84 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 4445.59 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2) **Vérification du moment fléchissant (résistance) :**

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{ysd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{166.36 \times 1,20^2}{8} = 29.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27.5 \times 1.55}{1,1} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} = 29.94 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 38.75 \text{ daN.m} \text{ ( Condition vérifiée )}$$

⇒ **Vérification à L'ELS :**

• **ELS :**

$$q = G + Q = 39.92 + 75 = 114.92 \text{ daN/m}$$

1) **Vérification à la flèche :**

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y} \dots\dots\dots \text{Cornière sur deux appuis}$$

$$- f_{\max} = \frac{5 \times 114.92 \times 10^{-2} \times 120^4}{384 \times 2100000 \times 4.47} = 0.331 \text{ cm}$$

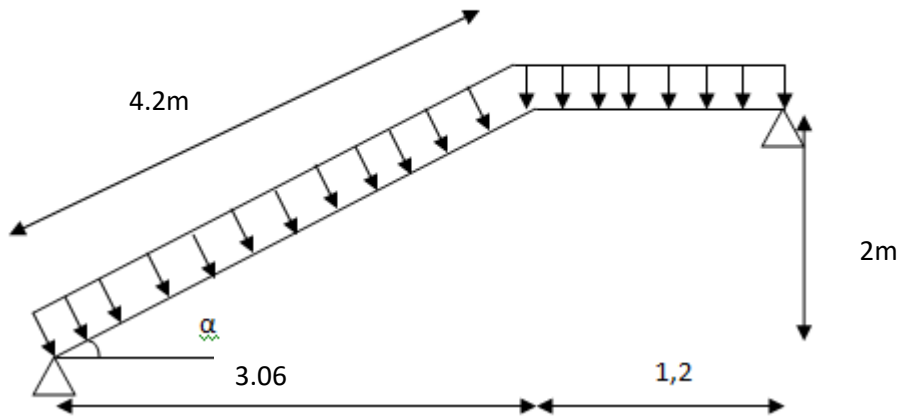
$$- f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{120}{300} = 0.4 \text{ cm}$$

**$f_{\max} = 0.33 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.40 \text{ cm}$  ( Condition vérifiée)**

**❖ Conclusion :**

Les cornières L 40 x 40x 4 convient comme cornière d'attache.

**III.2.4 / Dimensionnement de limon :**



**Figure III.5 :** Distribution des charges sur un limon

**1) Evaluation des charges :**

**a) Volée :**

**a) Charges permanentes : (Sauf poids de profile)**

- ✓ Poids des cornières (40 x 40 x 4 ) :.....2.42daN/m
- ✓ Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose :.....40daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Revêtements carrelages :.....40daN/m<sup>2</sup>
- ✓ Garde-corps (cloison) :.....100daN/m

- Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) + 2 \times 2,42/0,3 \times 1,2/2 + 100 = \mathbf{184.68 \text{ daN/m}}$$

- Charge totale pour 1 limon :

-  $G = \mathbf{184.68 \text{ daN/m}}$

a) Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon :

-  $Q = 250 \times \frac{1,20}{2} = \mathbf{150 \text{ daN/m}}$

$Q = \mathbf{150 \text{ daN/m}}$

b) **Palier :**

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de solive)

- ✓ Tôle CofraPlus 55 .....  $G_1 = 13 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Dalle en béton (10cm) .....  $G_2 = 300 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Mortier de pose .....  $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Revêtement (2cm) .....  $G_4 = 40 \text{ daN/m}^2$

- La charge total:

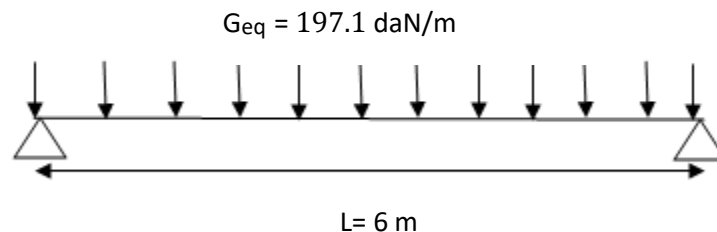
$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (13 + 300 + 40 + 40) \times 2,5 = \mathbf{394.2 \text{ daN/m}}$$

- La charge total pour 1 Limon:

$$G_T = G / 2 = 394,2 / 2 = \mathbf{197.1 \text{ daN/m}}$$

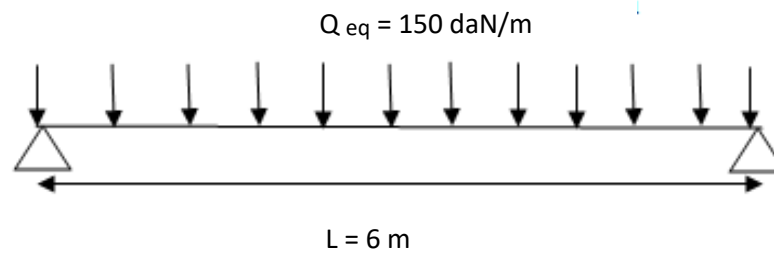
2) Calcul de la charge équivalente :

La charge la plus défavorable  $G = 197.1$



- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{eq} = 250 \times 1,2 / 2 = 150 \text{ daN/m}$$



### III.2.5 / Pré dimensionnement des limons :

#### 1) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$ , Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } f = l / 300 \text{ Avec :}$$

**q : la charge pondéré**

#### 2) Combinaison de charge :

- **ELS**

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 197.1 + 150$$

$$q = 347.1 \text{ daN/m}$$

✓ Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

✓  $L = 6.6 \text{ m} = 660 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 347.1 \times 600^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1394.6 \text{ cm}^4$$

On opte a un UPN 200

**Tableau III.2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200**

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
200	75	8.5	11.5	11.5	6	151	32.2	25.3
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	
1910	191	7.7	228	148	27	2.14	51.8	

#### Vérification à l'ELU

- **ELU**

$$q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq} = 1.35 \times 197.1 + 1.5 \times 150$$

$$q = 491.09 \text{ daN/m}$$

### La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - t_w}{t_f} = 7.42 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

$$\bullet \frac{d}{t_w} = 17.76 < 72\varepsilon = 66,55 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

### Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{491.09 \times 6^2}{8} = 2209.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 228 \times 10^{-2}}{1,1} = 5700 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2209.9 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 5700 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{491.09 \times 6}{2} = 1473.27 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{17.71 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 22562.18 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1473.27 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 22562.18 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

❖ **Calcul du moment critique au déversement :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}{6600^2} \sqrt{\frac{9,07 \times 10^9}{148 \times 10^4} + \frac{6600^2 \times 80769,23 \times 11,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 30035092.7 \text{ N.mm} = 3003.509 \text{ daN.m}$$

❖ **Calcul de l'élanement géométrique  $\lambda_{LT}$  :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 228 \times 10^3}{30035092.7}} = 125.37$$

❖ **Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{125.37}{86,388} = 1.45$$

❖ **Détermination de  $\chi_{LT}$  :**

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1.451 - 0,2) + 1.451^2] = 2.87$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.87 + [2.87^2 - 1.451^2]^{0,5}} = 0,267$$

**D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,267 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 1522.26 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2209.5 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 1522.26 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ non vérifier

Donc on change le profilé et on opte pour un **UPN 260**

**Tableau III.3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260**

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
260	90	10	14	14	7	200	48.30	37.9
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	
4820	371	9.99	442	317	47.7	2,56	91.6	

#### La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = 5,71 \text{ mm} < 9\varepsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

- $\frac{d}{tw} = 20 < 72\varepsilon = 66,55$  donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

#### Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{491.09 \times 6^2}{8} = 2209.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 442 \times 10^{-2}}{1,1} = 11050 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2673.98 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 11050 \text{ daN.m}$  ( Condition vérifiée )

#### Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{491.09 \times 6}{2} = 1473.27 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{27.12 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 39144.34 \text{ daN}$$

**$V_{sd} = 1473.27 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 39144.34 \text{ daN}$  .....vérifier**

### **Vérification au déversement**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta W_{x} W_{pl,y} x f_y}{\gamma_{m0}}$$

❖ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_{1x} \frac{\pi^2 \times E \times IZ}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times IZ}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}{6600^2} \sqrt{\frac{33,3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{6600^2 \times 80769,23 \times 25,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 51169613.77 \text{ N.mm} = 5116.96 \text{ daN.m}$$

❖ **Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{51169613.77}} = 133.73$$

❖ **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{112.461}{86,388} = 1.548$$

❖ **Détermination de  $\chi_{LT}$  :**

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1.548 - 0,2) + 1.548^2] = 3.189$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{3.189 + [3.189^2 - 1.548]^{0,5}} = 0.223$$

**D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,223 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 2464.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2209.5 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 2464.15 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

❖ **Conclusion :**

L'UPN 260 convient comme limons.

**III.2.6 / Etude de la poutre palière des limons :**

1) **Evaluation de charges :**

❖ **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :**

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

**Combinaison à ELU :**

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 197.1 + 1,5 \times 150) \times 6/2 = 1473.25 \text{ daN}$$

**Combinaison à ELS:**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (197.1 + 150) \times 2.7 = 937.17 \text{ daN}$$

❖ **Charge équivalente :**

**ELS:**

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 937.17}{4} + 100 = 1037.17 \text{ daN/ml}$$

**ELU:**

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 1473.25}{4} + 1,35 \times 100 = 1608.25 \text{ daN/ml}$$

## 2) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq \bar{f}$ . Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{300}$$

Avec :

✓ q : la charge non pondérée

q = 1037.17 daN/m

✓ Le module d'élasticité E = 2.1 x 10<sup>6</sup> daN / cm<sup>2</sup>

✓ L = 2.7 m = 270 cm

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 1037.17 \times 270^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 379.7 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPN140**

**Tableau III.4:** Dimension et caractéristique de l'IPN140

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r 1	r 2	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
140	66	5.7	8.6	5.7	3.4	109.1	18.3	14.3
Iy (cm <sup>4</sup> )	Wel,y(cm <sup>3</sup> )	iy (cm)	Wpl,y(cm <sup>3</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Wel,z(cm <sup>3</sup> )	iz (cm)	Wpl,z(cm <sup>3</sup> )	
573	81.9	5.61	95.4	35.2	10.7	1.4	17.9	

## 3) Vérification à l'ELU :

❖ **La classe de la section :**

**Semelle comprimée :**

$C = (b/2) / tf = 3.83 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$  donc la semelle est de classe 1.

**Ame fléchi :**

$d / tw = 19.48 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$  donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

### a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1608.25 \times 2.7^2}{8} = 1465.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 95.4 \times 10^{-2}}{1,1} = 2385 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1465.52 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 2385 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1608.25 \times 2.7}{2} = 2171.14 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8.67 \times 2750}{1.1\sqrt{3}} = 12514.06 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2171.14 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 12514.06 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**c) Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

❖ **Calcul du moment critique au déversement :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 35,2 \times 10^4}{2700^2} \sqrt{\frac{1,54 \times 10^9}{35,2 \times 10^4} + \frac{2700^2 \times 80769,23 \times 4,32 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 35,2 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 22389012.62 \text{ N.mm}$$

❖ **Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 95,4 \times 10^3}{22389012.62}} = 93,92$$

❖ **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

-  $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$

Avec :

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{29,435}{86,388} = 1,08$

❖ **Détermination de  $\chi_{LT}$ :**

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

Et :  $\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN :

$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 ( 1,08 - 0,2) + 1,08^2 ] = 1,86$

$\chi_{LT} = \frac{1}{1,86 + [1,86^2 - 1,08^2]^{0,5}} = 0,29$

**D'où :**

$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,29 \times 1 \times 95,4 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 691,65 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 1465,52 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 691,665 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ non vérifier

On opte pour un **IPN180**

**Tableau III.5:** Dimension et caractéristique de l'IPN180

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
180	82	6.9	10.4	6.9	3.4	146	27.9	21.9
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )		W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
1450	214	8	250	35.		19.8	1.71	33.2

**4) Vérification à l'ELU :**

❖ **La classe de la section :****Semelle comprimée :**

$C = (b/2) / t_f = 3.94 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$  donc la semelle est de classe 1.

**Ame fléchi :**

$d / t_w = 19. \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$  donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

**d) Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1608.25 \times 2.7^2}{8} = 1465.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 250 \times 10^{-2}}{1,1} = 6250 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1465.52 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 6250 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1608.25 \times 2.7}{2} = 2171.14 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{13.35 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 19269.06 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2171.14 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 19269.06 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**f) Vérification au déversement :**

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

❖ **Calcul du moment critique au déversement :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

- It : Moment d'inertie de torsion

- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 81,3 \times 10^4}{2700^2} \sqrt{\frac{5,92 \times 10^9}{81,3 \times 10^4} + \frac{2700^2 \times 80769,23 \times 9,58 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 81,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 52699190,91 \text{ N.mm}$$

❖ **Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 250 \times 10^3}{52699190,19}} = 99,12$$

❖ **Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$  pour les sections de classes 1 et 2

$$- \lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{99,12}{86,388} = 1,15$$

❖ **Détermination de  $\chi_{LT}$  :**

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

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 2,03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,03 + [2,03^2 - 1,15^2]^{0,5}} = 0,27$$

**D'où :**

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.27 \times 1 \times 250 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 1687.89 \text{ daN.m}$$

**$M_{sd} = 1465.52 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 1687.89 \text{ daN.m}$  .....vérifier**

On opte un **IPN180**

## CONCLUSION :

Un mémoire, autrement dit projet de fin d'étude, est une phase très importante, si ce n'est pas la plus importante phase dans le cycle de formation de l'ingénieur.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique l'enseignement théorique reçu au cours de notre cursus universitaire ainsi que de nous familiariser avec les différentes normes et règlements régissant le domaine de construction métallique tel que les Eurocode , le CCM97 ,le RNV2013 , le RPA2003.....etc. Et ainsi que les différents logiciels de calcul et dessin (robot, Autocad , TEKLA...)

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquent au cours de sa vie.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Enfin, le mémoire de fin d'étude reste l'étape clé dans un cursus d'étude supérieures, ce fut pour nous l'occasion de mettre en avant notre compréhension des enseignements reçus dont l'objectif est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et leurs biens.

# Références bibliographiques

📖 -Le Règlement Algérien **Neige et Vent** version **2013** (pour l'étude Climatique).

📖 -**Eurocode 03**, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

📖 - **EUROCODE 4** Conception et dimensionnement des structures mixtes

📖 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites DTU BAEL 91 revisees 99

📖 - D.T.R.B.C.2.48 Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003.

📖 - D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et d'exploitation

📖 -Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré- dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)

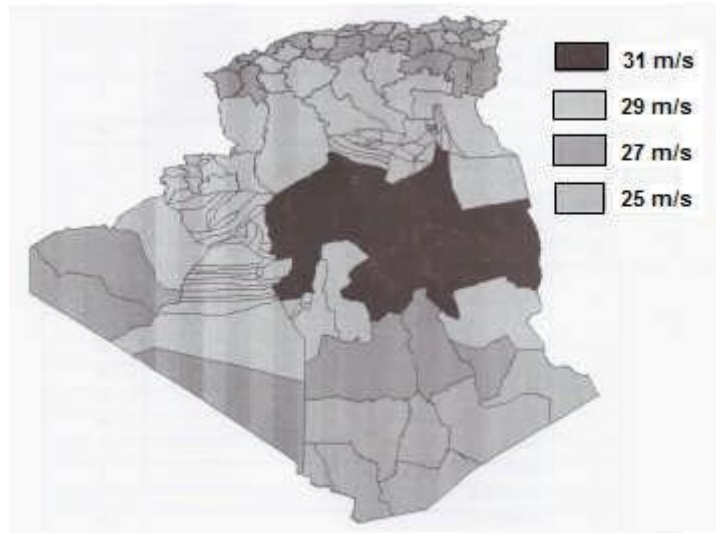
📖 -Les thèses de fin d'études.

📖 -Logiciels :

- Robot structure 2019.

- Autocad 2016.

La carte RNV 2013 montrée sur la figure 2 et le tableau 3, découpe l'Algérie en 4 régions, avec des vitesses de vent allant de 25 m/s à 31 m/s par palier de 2 m/s.



Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en Algérie.

#### Classifications des zones du vent en Algérie

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
10	BOUIRA	I	34	B. B. ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	EL TARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZI OUZOU	I	39	EL OUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUK AHRAS	I
18	JIJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AIN DEFLA	I
21	SIKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDI BEL ABBES	I	46	A.TIMOUCHEM	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

**ANNEXE : Coefficients de topographie (RNV 2013 §2.4.5 P.54)**

Site	$C_t$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

**ANNEXE : Catégories de terrain**

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	$\varepsilon$
<b>0</b> mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
<b>III</b> Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

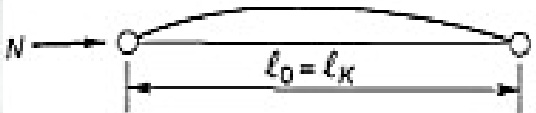
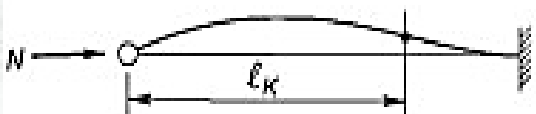

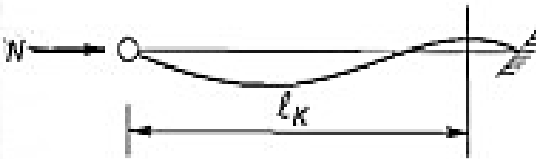



**ANNEXE : Valeur du coefficient d'exposition  $C_e(z)$**

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

**ANNEXE : coefficients de pression extérieur pour toitures à deux versants**

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

**ANNEXE : Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis**

Conditions d'appuis	$m$	$l_K$
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	$l_0$
 <p>encastrement parfait</p>	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
 <p>encastrement élastique</p>	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	$l_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

ANNEXE : Tableaux des profilés

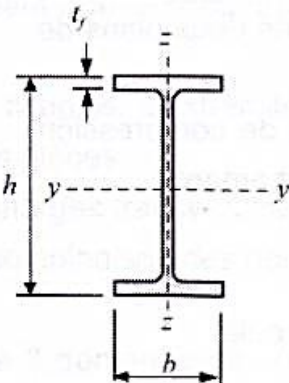
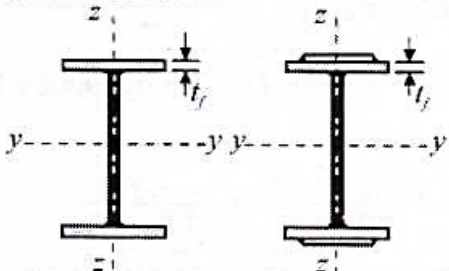
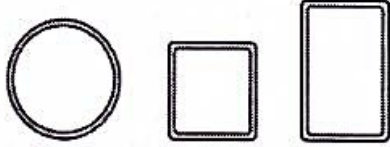
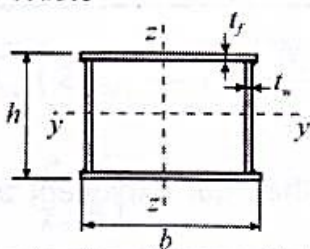
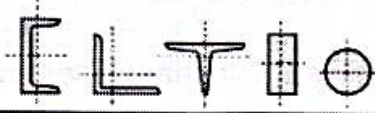
Profilés IPE

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial $N_{Sd}$ (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial $N_{Sd}$ (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		$h_p$	$b_p$	$t_p$	Proj.	$h_r$	$b_r$	$d_r$		$h_p$	$b_p$	$t_p$	Proj.	$h_r$	$b_r$	$d_r$		
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100		
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100		
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100		
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100		
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100		
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110		
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120		
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135		
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145		
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150		
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165		
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180		
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195		
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215		
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240		
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270		
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295		
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320		

Profilés HEA

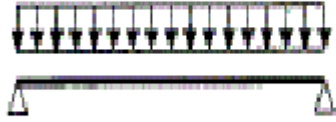
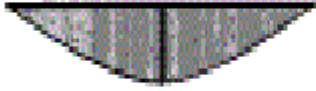
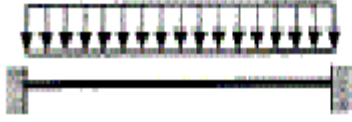


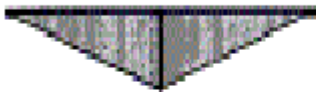


Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$									$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$								
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial $N_{Sd}$ (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial $N_{Sd}$ (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)				
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		$h_p$	$b_p$	$t_p$	Proj.	$h_r$	$b_r$	$d_r$		$h_p$	$b_p$	$t_p$	Proj.	$h_r$	$b_r$	$d_r$		
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100		
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100		
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100		
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100		
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110		
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125		
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135		
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150		
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160		
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150		
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160		
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195		
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210		
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220		
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245		
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270		
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300		
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	325	295		
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320		
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350		
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375		
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425		
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475		

**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ <sup>1</sup>	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{va}$ <sup>1</sup>	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

<sup>1</sup> Voir 5.5.1.4 et figure 5.5.2

ANNEXE : Valeurs du coefficient de réduction  $\chi$  (ksi):

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	$C_1$	$C_2$
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,69	1,50

**ANNEXE : Courbe de flambement a :**

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

**ANNEXE : Courbe de flambement b :**

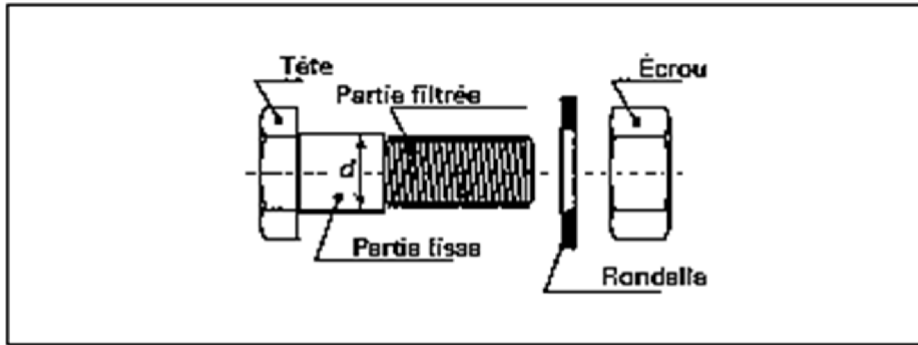
$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE : Valeurs du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe c

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

**Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

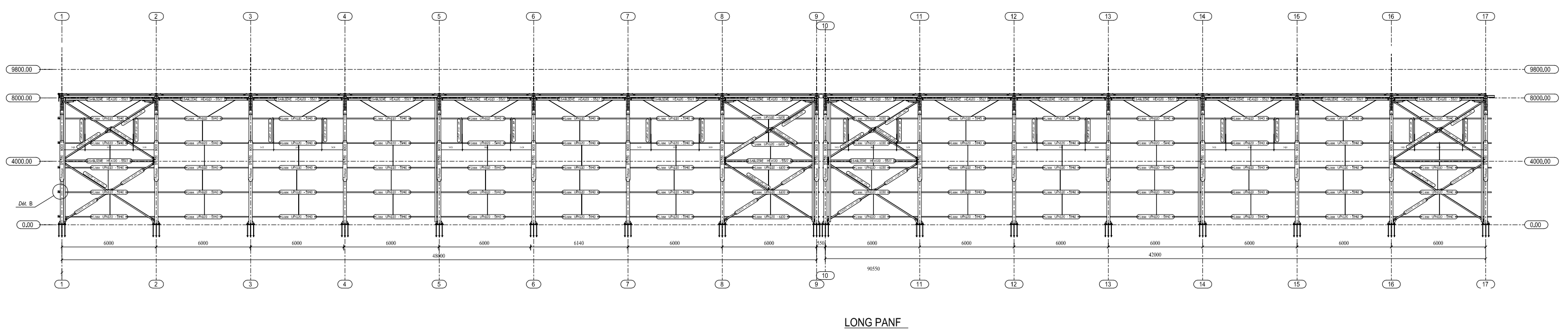
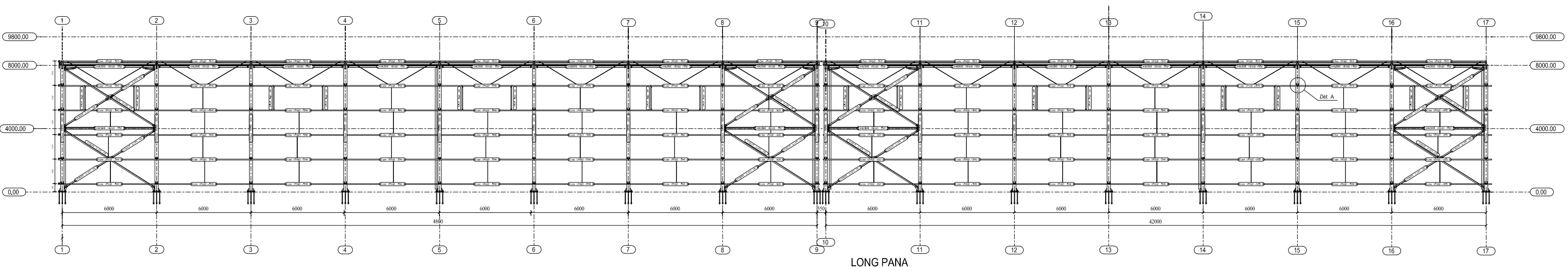


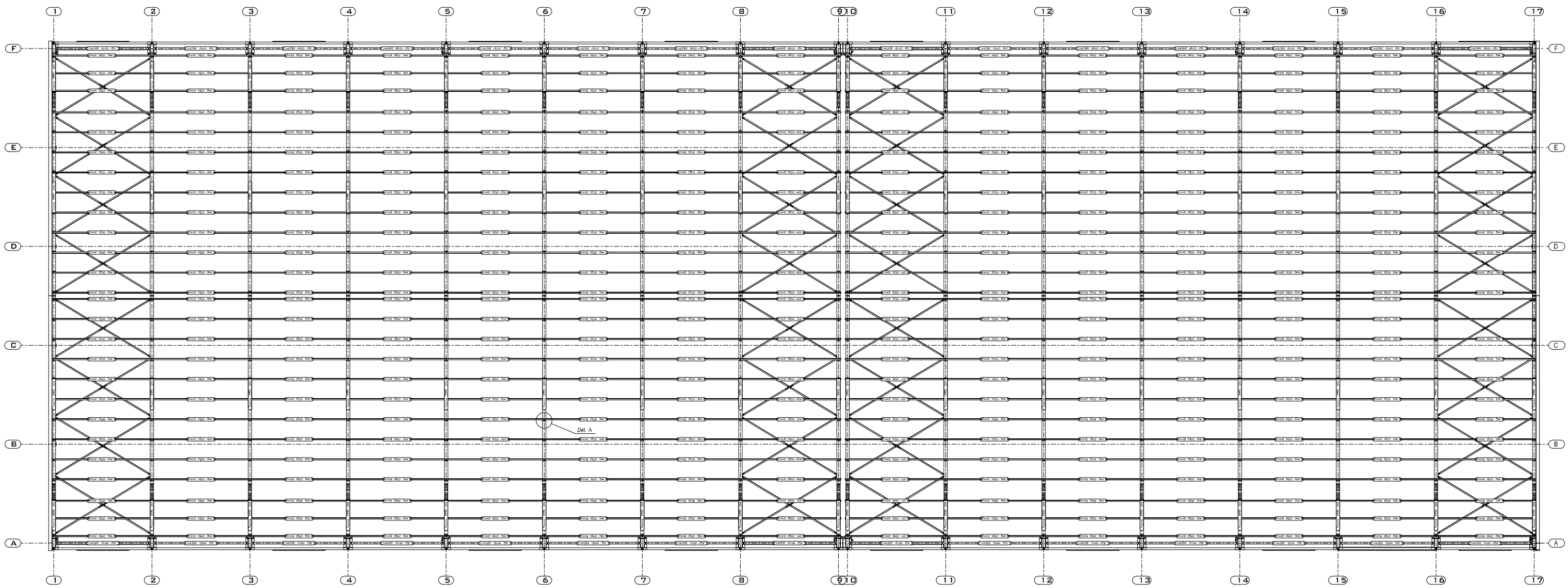
**Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

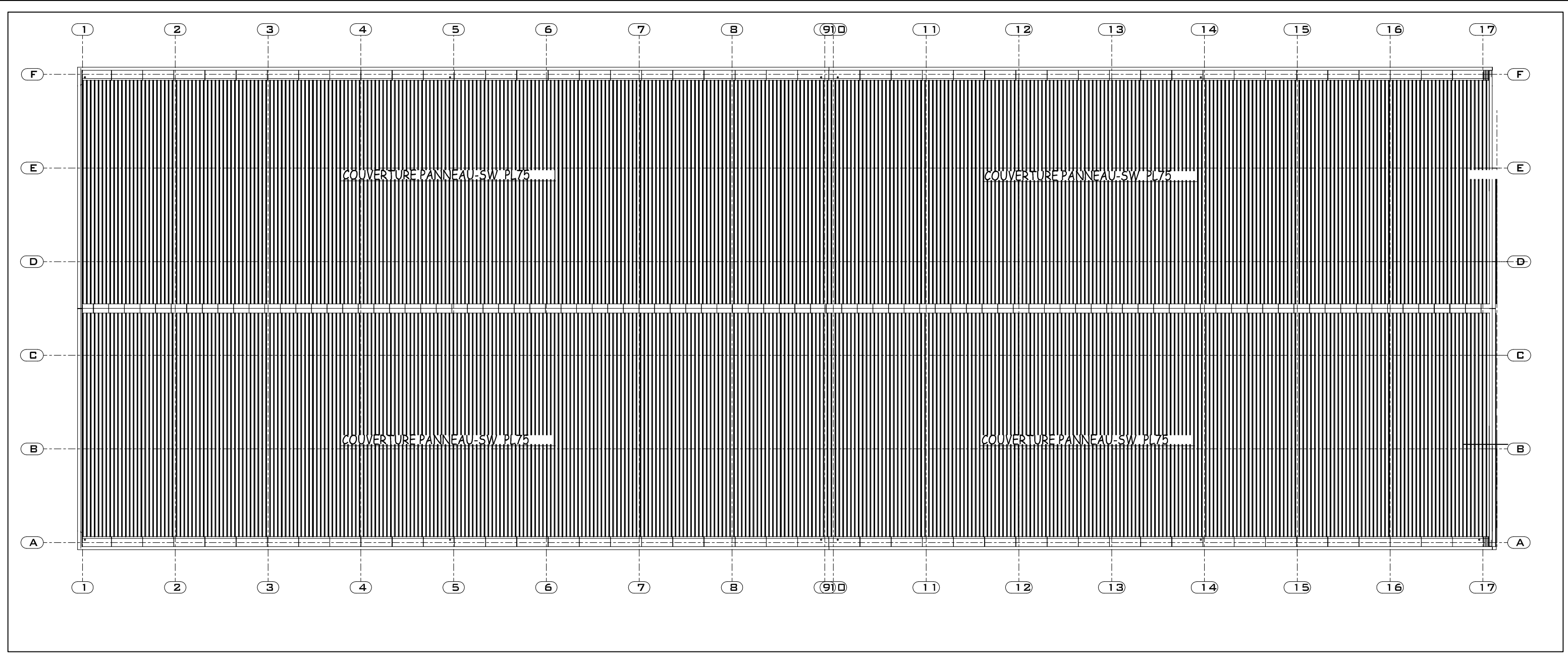
**Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires**

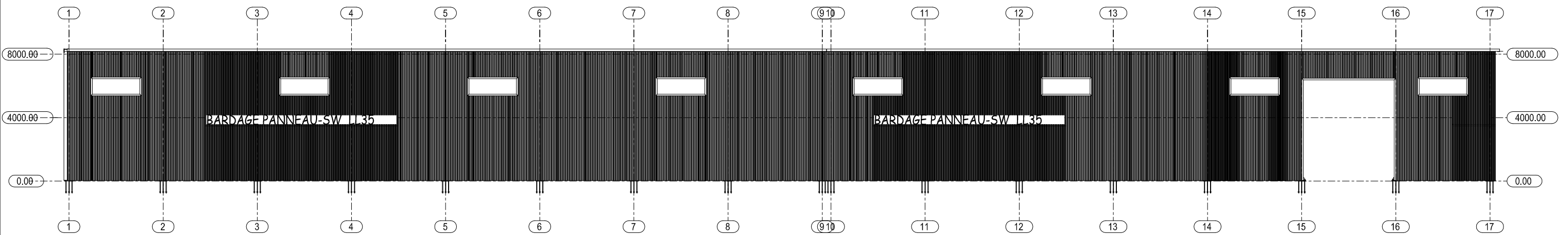
Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
$\varnothing$ rondelle ..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle ..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou ..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête ..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale $A_n$ ..... (mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_s$ ..... (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561



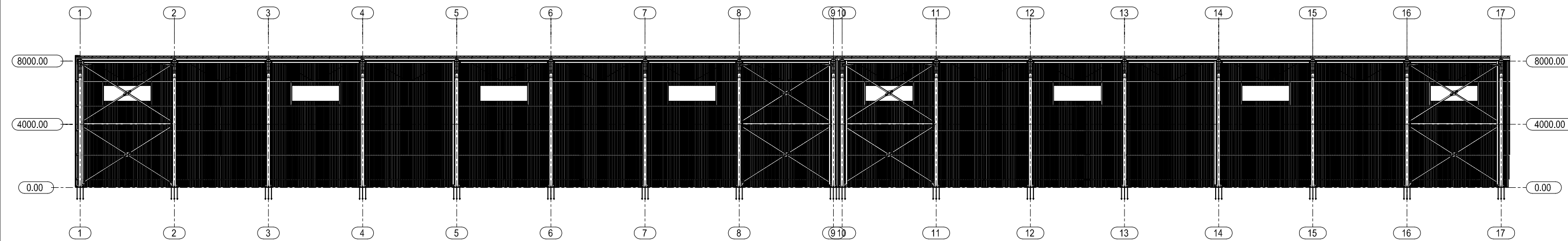


**REPERAGE TOITURE**

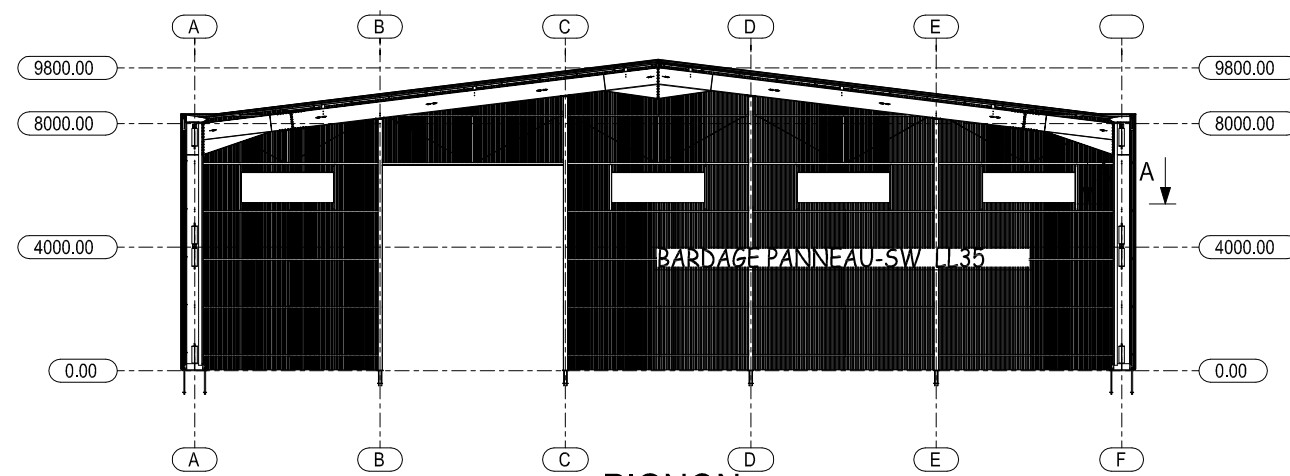




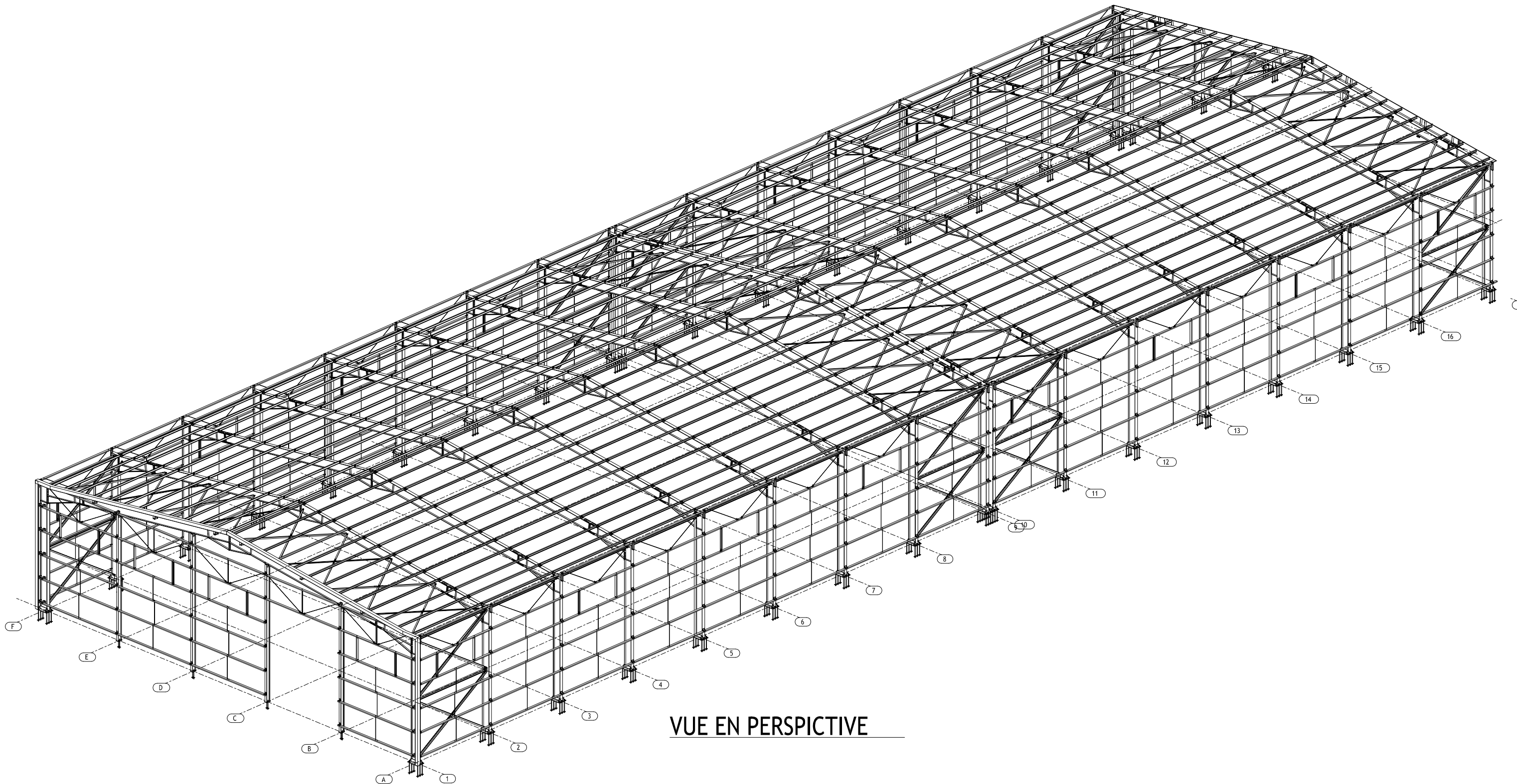
LONG PANA



LONG PANF



PIGNON



VUE EN PERSPECTIVE