

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la construction  
Département de Génie Civil

# Mémoire de Fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil*

**OPTION** : Construction métallique

## Thème

Calcul d'un hangar métallique à usage  
industriel

Réalisé par :

**ZERROUKI ABDELAZIZ**

**TAGOULMIMT SAID**

Suivi par :

**Mr : S.ILOULI**

Année universitaire 2020/2021



# Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous remercions:

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail et nous avoir aidés à arriver jusqu'au bout.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier vivement tous nos enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation particulièrement :

Notre promoteur Mr ILLOULI Saïd pour son suivi et ses remarques.

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont porté à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université

MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU pour nous avoir accompagnés pendant notre parcours universitaire.

Enfin, nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail





# *Dédicace*

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :*

*A tous les membres de ma famille.*

*A tous mes collègues de travail.*

*Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.*

*Mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*A Tous mes enseignants.*

*A toute la promotion de génie civil 2021 et plus particulièrement la  
promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui*

*Nous avons partagé nos meilleurs moments.*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

***TAGOULMIMT Said***



# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes grands parents*

*A ma chère mère .*

*A mon cher papa.*

*Mes chers frères et sœurs.*

*A mon binome Said et sa famille .*

*A tous mes amis*

*( Cylia.Lilia.Moh.Kahina.Slimane.)*

*A toute la promotion CM*

*Zerrouki Abdelazize*

## Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>Chapitre 1</b>	
I-1 Introduction.....	1
I-2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I-2 Matériaux utilisés.....	3
I-3 Règlements utilisée.....	5
<b>Chapitre 2</b>	
II-1 Introduction.....	6
II-2 Etude du vent.....	6
II-2-1 Détermination des différents paramètres et coefficients calcul.....	7
II-2-2 Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	11
II-3 Etude la neige .....	26
II-3-1 Introduction.....	26
II-3-2 Demain d'application.....	26
II-4 Action d'ensemble.....	28
II-4-1 Cas de vent perpendiculaire au long pan ( $V_2$ ) .....	28
II-4-2 Cas de vent perpendiculaire au pignon ( $V_1$ ) .....	31
<b>Chapitre III</b>	
III-1 INTRODUCTION .....	37
III-2 Etude des pannes .....	37
III-3 Vérification à l'état limite ultime (ELU) .....	40
III-3-1 Vérification à l'état limite de service (ELS) .....	46
III-4 Etude de liernes de la toiture.....	48
III-5 Etude de l'échantignole.....	50
III-6 Etude de lisses de bardages .....	52
III-7 Les liernes.....	59
III-8 Calcul des potelets .....	60
CONCLUSION.....	65

## Chapitre IV

IV-1 INTRODUCTION.....	66
IV-2 Disposition des contreventements .....	66
IV-3 Evaluation des efforts horizontaux .....	66
IV-4 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets .....	67
IV-5 Effort de traction dans les diagonales .....	68
IV-6 Vérification à la résistance ultime de la section .....	68
IV-7 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité .....	69
IV-8 Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	75
IV-9 Pré-dimensionnement de la poutre sablière .....	76

## Chapitre V

V-1 INTRODUCTION.....	79
V-2 Méthode statique équivalent .....	79
V-3 Evaluation de la force sismique suivant la direction X.....	79
V-4 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	84
V-5 Les sollicitations dues au vent plus défavorables (sens V1 pignon).....	85
CONCLUSION .....	85

## Chapitre VI

VI-1 INTRODUCTION .....	86
VI-2 Vérification de la traverse « Ferme en treille » .....	86
VI-2-1 Détermination des charges et la surcharge agissant sur la ferme.....	87
VI-2-2 Calcul des efforts revenant aux nœuds.....	89
VI-2-3 Calcul des efforts dans les barres .....	89
VI-2-4 Vérification des membrures supérieure.....	98
VI-2-5 Vérification des membrures inférieure .....	100
VI-2-6 Vérification des diagonales.....	101
VI-2-7 Vérification des montants .....	103
VI-2-8 Calcul de poids réel de la ferme .....	105
VI-3 Calcul des poteaux.....	106

VI-3-1 Introduction.....	106
VI-3-2 Effort des poteaux .....	106
VI-3-3 Calcul des poteaux .....	106
VI-3-4 Effet des charges verticales sur portique.....	107
VI-3-5 Calcul des moments à la tête des poteaux .....	108
CONCLUSION.....	116

## **Chapitre VII**

VII-1 INTRODUCTION.....	117
VII-2 Assemblage poteau HEB240 avec éléments de treillis.....	117
VII-3 L'attache des membrures 2L 100*100*12 avec le poteau HEB 240.....	119
VII-4 Assemblage poteau HEB240 sablière HEA100.....	121
VII-5 Assemblage des éléments de la ferme .....	122
VII-6 Calcul des bases des poteaux .....	124

## **Chapitre VIII**

VIII-1 INTRODUCTION.....	128
VIII-2 Méthode de travail.....	128
VIII-3 Etapes de modélisation.....	128
VIII-4 Modélisation géométrique.....	129
VIII-5 Combinaison d'action.....	130
VIII-6 Résultat des vérification à l'aide du logiciel robot ..	130

## **Chapitre XI**

XI-1 INTRODUCTION.....	143
XI-2 Caractéristique des matériaux .....	143
XI-3 Dimensionnement des fondations .....	144
XI-4 Etude des longrines .....	148
X-1 PROTECTION DE LA STRUCTURE.....	150
X-2 La stabilité au feu SF peut être obtenue par un de ces procédés .....	150

CONCLUSION GENERALE



# Liste des figures

## CHAPITRE I

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

**Figure I.2** : Diagramme des effort-déformation de l'acier

## CHAPITRE II

**Figure II.1** : Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique.

**Figure II.2** : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$ .

**Figure II.3** : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

**Figure II.4** : Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1

**Figure II.5** : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1

**Figure II.6** : la répartition  $C_{pe}$  qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1

**Figure II.7** : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

**Figure II.8** : Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2

**Figure II.9** : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V2

**Figure II.10** : coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante.

**Figure II.11** : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

**Figure II.12** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

**Figure II.13** : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

**Figure II.14** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

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

**Figure II.16** : Coefficients de forme – toiture a versant multiples.

**Figure II.17** : Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V2

**Figure II.18** : stabilité transversale.

**Figure II.19** : Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V1

**Figure II.20** : Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V1

**Figure II.21** : stabilité longitudinale.

## CHAPITRE III

**Figure III. 1 :** Disposition de la panne sur la toiture.

**Figure III.2:** Orientation des charges sur les pannes.

**Figure III.3 :** Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

**Figure III. 4 :** Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

**Figure III. 5 :** Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

**Figure III.6 :** Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

**Figure III.7 :** Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

**Figure III.8 :** Panne de toiture en flexion.

**Figure III.9 :** Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

**Figure III.10 :** Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

**Figure III.11:** Déversement d'une panne de toiture.

**III.12 :** Vérification de la flèche.

**Figure III.13 :** Dispositions des liernes.

**Figure III.14 :** Efforts dans les liernes.

**Figure III.15 :** Disposition de l'échantignole.

**Figure III.16 :** Disposition des lisses de bardages.

**Figure III.17 :** Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan.

**Figure III.18 :** La répartition des charges sur les lisses de long pan.

**Figure III.19 :** poutre sur deux appuis (z-z).

## CHAPITRE IV

**Figure IV.1 :** poutre au vent.

**Figure IV.2 :** palée de stabilité.

**Figure IV.3 :** Schéma statique de la poutre sablière

## CHAPITRE VI

**Figure VI.1 :** les fermes plus courantes.

**Figure VI.2 :** les composants de la ferme.

**Figure VI.3 :** la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture.(cas de vent dans le sens V2)

**Figure VI.4 :** calcul des efforts par la méthode des nœuds.

## **CHAPITRE VII**

**Figure VII.1 :** assemblage poteau HEB 240 avec élément de treillis.

**Figure VII.2 :** Assemblage membrures supérieure et inférieures CAE 100×12 avec poteau HEB 240.

**Figure VII.3 :** Assemblage poteau HEB240 sablière HEA100.

**Figure VII.4 :** Assemblage montant, diagonal et gousset.

**Figure VII.5 :** base des poteaux.

**Figure VII.6 :** pied de poteau articulé.

**Figure VII.7 :** pied de poteau encastré.

**Figure VII.7 :** tige d'ancrage.

## **CHAPITRE VIII**

**Figure VIII.1 :** étapes de modélisation à l'aide de logiciel robot.

**Figure VIII.2 :** vue en 3d de la structure.

## **CHAPITRE IX**

**Figure XI.1 :** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

**Figure XI.2 :** Dimensionnement de la semelle.

**Figure XI.3 :** Ferrailage des semelles isolées.



# Liste des tableaux

## CHAPITRE I

**Tableau I.1:** valeur nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$  des aciers.

## CHAPITRE II

**Tableau II.1 :** Paramètres de la catégorie de terrain .

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

**Tableau II.3 :** Les valeurs de pression dynamique de pointe  $q_{dyn}(z_e)$ .

**Tableau II.4 :** Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales ( $S$  en  $m^2$ ).

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

**Tableau II.6:** les surfaces des zones chargées pour la toiture ( $S$  en  $m^2$ ).

**Tableau II.7:** Les valeurs  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V1.

**Tableau II.8 :** Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2.

**Tableau II.9 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, vent dans le sens V2.

**Tableau II.10:** les surfaces des zones chargées pour la toiture, vent dans le sens V2.

**Tableau II.11 :** Les valeurs  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

**Tableau II.12 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, Cas de vent dans le sens V1.

**Tableau II.13:** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, vent dans le sens V1.

**Tableau II.14 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

**Tableau II.15:** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

**Tableau II.16 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

**Tableau II.17 :** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

**Tableau II.18 :** Coefficients de forme – toiture a versant multiples.

**Tableau II.19 :** les forces de la résultante selon le vent V2.

**Tableau II.20 :** les forces de la résultante selon le vent V1.

## CHAPITRE III

**Tableau III.1:** Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

**Tableau III.2:** Caractéristiques géométriques de l'UAP 140.

**Tableau III.3:** Caractéristiques géométriques de HEB 160.

## **CHAPITRE V**

**Tableau V.1 :** valeurs des pénalités  $P_q$ .

**Tableau V.2 :** Charges permanentes  $W_{Gi}$  de toute la structure.

## **CHAPITRE VI**

**Tableau VI.1 :** Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture.

**Tableau VI.2 :** Nature des efforts pour toutes les barres d'une ferme.

**Tableau VI.3 :** Les combinaisons pour toutes les barres d'une ferme.

**Tableau VI.4 :** Caractéristiques du DCAE 100x100x12.

**Tableau VI.5 :** Caractéristiques du DCAE 100x100x12.

**Tableau VI.6 :** Caractéristiques du DCAE 70 x70 x 7.

**Tableau VI.7 :** Caractéristiques du DCAE 70 x70 x 7.

**Tableau VI.8 :** charges de vent (plus défavorables).

## **CHAPITRE VIII**

**Tableau VIII.1:** récapitulatif des éléments utilisés.

# Liste Des Notations

## Charge :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

E : Surcharge d'entretien.

## Sollicitation :

Msd : Moment fléchissant de calcul.

Nsd : Effort normal.

Vsd : Effort tranchant.

Npl,Rd : Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

Vpl,Rd : Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

Mpl,Rd : Moment fléchissant de résistance plastique

## Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

d : Diamètre des boulons.

d0 : Diamètre des trous de fixation.

As : Section des boulons.

fub : Résistance a la traction des boulons.

fyb : Limite d'élasticité des boulons.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

fy : Limite élastique du matériau.

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

## Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

Iy : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

tf : Épaisseur de la semelle.

tw : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

Wpl,y : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

Gp : Poids propre.

## Autres symboles :

$\gamma_{M0}$  : Facteur partiel de sécurité du matériau.

$\Psi$  : Coefficient de combinaison.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_1$  : Élancement Eulérien.

$\chi$  : Facteur de réduction pour flambement.

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction pour déversement.

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

$\lambda_{LT}$  : Elancement réduit pour le flambement.

$\chi_{y,z}$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement

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

$\lambda_{y,z}$  : Elancement géométrique pour le mode de flambement.

$\lambda_{y,z}$  : Elancement réduit pour le mode de flambement.

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

$\beta_{My,z}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  : Coefficient de rugosité

$C_p$  : Coefficient de pression

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur

$C_e$  : Coefficient d'exposition

$C_d$  : Coefficient dynamique

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier

$G$  : Charge permanente

$K_0$  : Coefficient de flambement

$K_T$  : Facteur de terrain

$L$  : Longueur

# Introduction générale

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité : Construction métallique à l'Université MOULOUD MAMMERIE « TIZI-OUZOU », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un hangar industriel en charpente métallique à Tizi-Ouzou situé à Draa Ben Khedda. Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hangar a été conçu en charpente métallique.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie.

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

## I.1 INTRODUCTION :

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

### a. Avantages :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

### b. Inconvénients

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le coût élevé.

## I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar multiple en charpente métallique. La toiture est composée de halls à doubles versants symétriques.

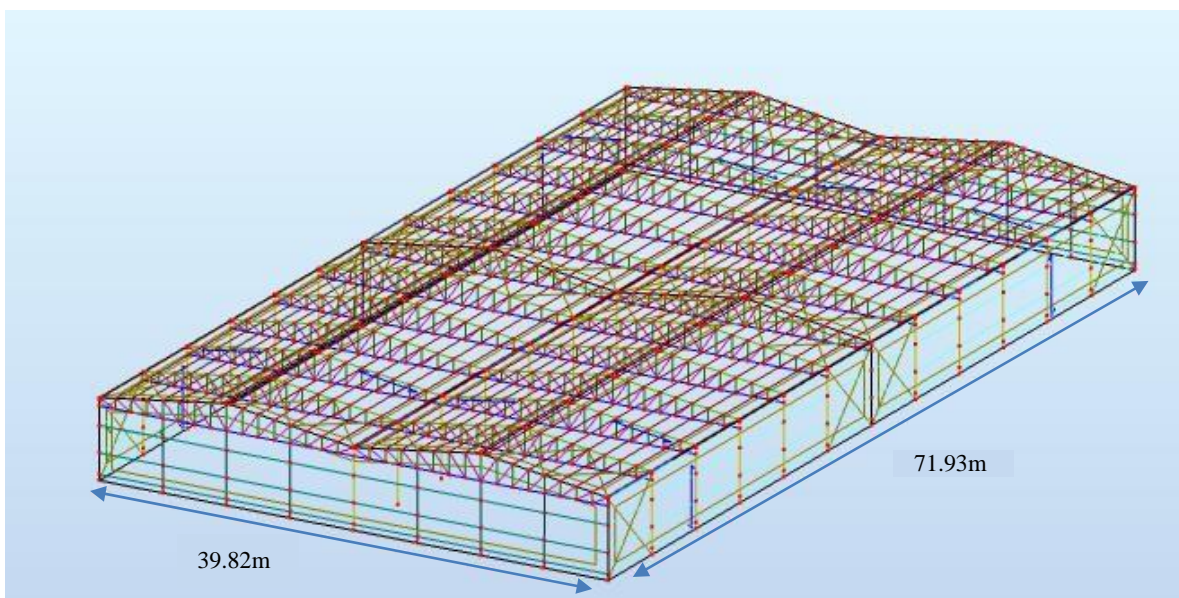
Il y a quatre accès par des portails, deux sur la façade principale et deux sur la façade latérale droite, et un accès de secours sur le pignon ainsi que des fenêtrures sur les différentes façades.

L'ouvrage est situé à Draa Ben Khedda, Wilaya de « Tizi Ouzou ». La structure est d'une surface de  $2864,25 \text{ m}^2$ , et fait  $39,82 \text{ m}$  de largeur, soit deux baies de  $19,91 \text{ m}$  et  $71,93 \text{ m}$  de longueur avec un espacement entre portiques de  $5,95 \text{ m}$  ce qui fait le total de neuf (14) portiques.

### ➤ Les données géométriques :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La hauteur totale (au faitage) ..... **H1=7,40 m.**
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) ..... **H2=6,00 m.**
- La pente de versant ..... **08°**
- La longueur de la structure ..... **L1= 71,93 m.**
- La largeur de la structure ..... **L2=39,82 m.**



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

➤ **Les données concernant le site :**

Le projet est implanté dans un terrain plat à draa ben khedda, Wilaya de « Tizi ousou ». Les données du site sont :

- Altitude : 200 m.
- Zone de neige : Zone A.
- Zone du vent : Zone I.
- Zone sismique : Zone II, Groupe d'usage 2.
- Contrainte admissible du sol est de 1,8 bars (sol meuble).8

### **I.3 Matériaux utilisés :**

#### **A. Acier de construction :**

##### ❖ **Définition :**

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matière première naturelle tirée du sous-sol (mine de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,....etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité et corrosion...).

##### ❖ **Essais de contrôle des aciers :**

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

##### ➤ **Les essais destructifs :**

Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- Essai de dureté.
- Essai de résilience.
- Essai de pliage.
- Essai de fatigue.
- Essai de traction.

##### ➤ **Les essais non destructifs (essais métallographiques) :**

Qui renseignent sur la composition et les structures des aciers. Ce sont :

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

##### ❖ **Les propriétés de l'acier doux :**

##### ➤ **La résistance :**

Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par (Eurocode3) et (CCM97).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

**Tableau I-1** : valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$  des aciers.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	$F_y(\text{N/mm}^2)$	$F_u(\text{N/mm}^2)$	$F_y(\text{N/mm}^2)$	$F_u(\text{N/mm}^2)$
Fe360	235	360	215	340

➤ **Ductilité** : CCM97

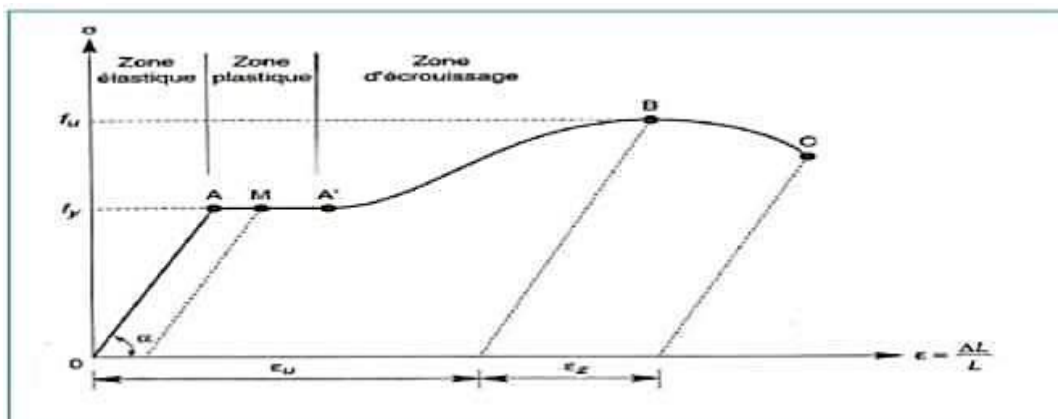
L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

La contrainte à la rupture en traction  $f_u$  doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité  $f_y$ .

L'Allongement à la rupture  $\epsilon_u$  sur une longueur de  $5.65\sqrt{A}$  doit être supérieur à 15 %.

Avec : A est la section transversale initiale.

L'allongement à rupture  $\epsilon_u$ (correspondant à  $f_u$ ) doit être supérieur à 20 fois l'allongement  $\epsilon_u$ (correspondant à  $f_y$ )



**Figure I.2** : Diagramme des effort-déformation de l'acier

**Propriétés mécanique :**

- La résistance a la traction :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Masse volumique :  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Module de Young :  $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité transversal :  $G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$

**B. Béton :****➤ Définition :**

C'est un matériau constitue par le mélange de ciment, granulats et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange « béton ». On utilise ce matériau poursa bonne tenue en compression. Ces caractéristiques sont :

Le béton utilisé est de classe C25 :

La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$

MPaPoids volumique :  $\rho = 2400 \text{ Kg/ m}^3$

Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ MPa}$ .

**I.4/Règlements utilisés :**

**CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.

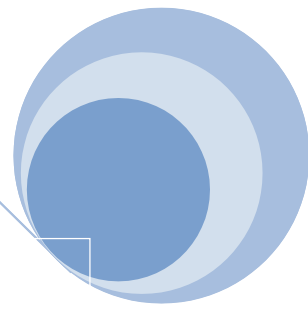
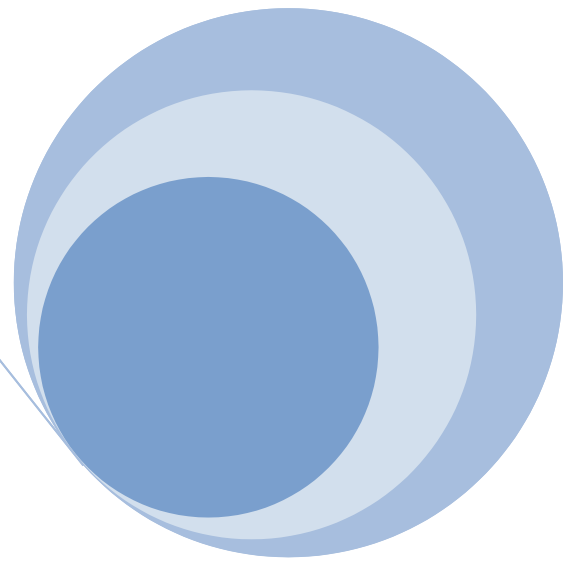
**BAEL91** : Calcul des structures en Béton Armé

**DTR C2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.

**RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.

**RNV 2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

**Eurocode 3** : (calcul des structures métalliques).



# Chapitre II :

## Etude climatique



## II.1 Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (**RNV2013**).

## II.2 Etude du vent :

### ❖ Action du vent :

Tout ouvrage en construction métallique doit résister à différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction.
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✓ La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

### ❖ Direction du vent :

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

Notre projet est un hangar à multiples versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

❖ **Les caractéristiques géométriques du hangar multiples :**

- La longueur  $l=71,93$  m.
- La largeur  $b= 39,82$  m
- La hauteur des parois verticales  $h= 6$ m
- La hauteur totale  $H= 7,40$ m.
- La hauteur de la toiture  $h= 1,40$ m
- La pente des multiples versants est égale à  $\alpha=14,34\%$  soit  $\alpha = 8^\circ$

❖ **Les surfaces :**

$$\text{Surface d'un pignon } (39,82 \times 6) + \left(\frac{9,955 \times 1,4}{2}\right) \times 4 = 266,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'un long-pan } (71,93 \times 6) = 431,58 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'un versant de la toiture } (10,05 \times 71,93) = 722,89 \text{ m}^2$$

❖ **Les ouvertures :****a. Pignon :**

Avant : deux portes de camion  $(4 \times 4) \text{ m}^2$

6 impostes de  $(3 \times 0,80) \text{ m}^2$

Arrière : petite porte  $(1,04 \times 2,4) \text{ m}^2$

5 impostes de  $(0,80 \times 0,80) \text{ m}^2$

**b. Long pan :**

Long pan droite : deux porte de camion  $(5 \times 4,80) \text{ m}^2$

9 impostes  $(3 \times 0,80) \text{ m}^2$

Long pan gauche : petite porte  $(1,04 \times 2,4) \text{ m}^2$

5 impostes  $(0,80 \times 0,80) \text{ m}^2$

Les deux directions principales du vent :

(Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.

(Sens V2) : le vent perpendiculaire au long-pan

**II.2.1. Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :**❖ **La région :**

Le projet est situé à Tizi-Ouzou, et selon le RNV2013 et classée en zone I, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$Q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2 \quad (\text{RNV2013})$$

❖ **Catégorie du terrain :**

Notre structure est implantée à la commune de Draa Ben Khedda et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie 2.

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	KT	Z0 (m)	Zmin(m)	ε
2	0.190	0.05	2	0.52

**KT**: facteur de terrain

**Z0**: paramètre de rugosité

**Zmin** : hauteur minimale

**ε** : Coefficient dynamique

❖ **Coefficient de topographie CT :**

Dans notre cas, le coefficient de topographie **CT** :

**CT=1 (RNV 2013).**

❖ **Calcul du coefficient dynamique Cd :**

Le coefficient Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Cd** est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à **15m**

**(H =7,40 m).**

On prend : **Cd=1 (RNV 2013).**

On a :  $C_d < 1,2$

Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

• **Détermination de la pression aérodynamique qj :**

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

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{RNV2013})$$

**q<sub>dyn</sub>**: Pression dynamique du vent (N/m<sup>2</sup>)

**C<sub>pe</sub>**: Coefficient de pression extérieur.

**C<sub>pi</sub>**: Coefficient de pression intérieur.

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

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

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

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

$Z_j$  : hauteur de référence.

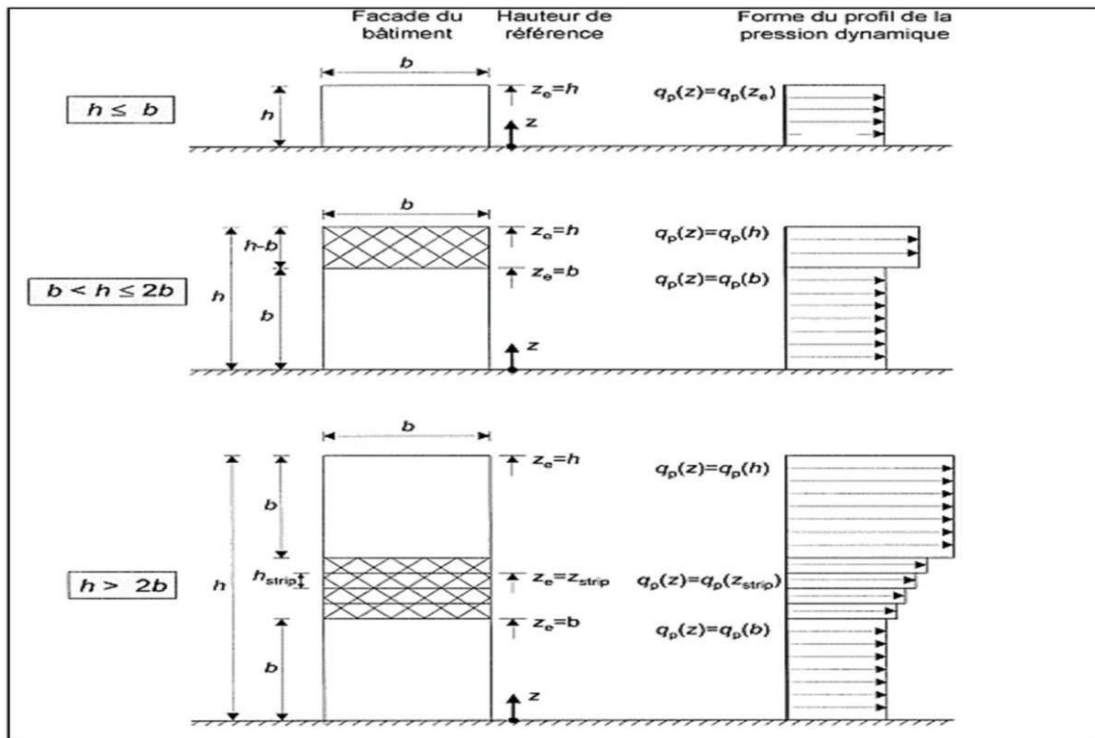


Figure II.1 : Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique (RNVA 2013).

**Hauteur de référence  $Z_e$ :**

✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminée comme indiqué par (RNVA 2013).

Dans notre cas la hauteur des parois  $h=6$  m, et la largeur  $b=39,82$  m

$h \leq b \quad \longrightarrow \quad Z_e = h = 6$  m

✓ Pour les toitures, et selon (RNVA 2013);  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments :

$Z_e = H = 7,40$  m

❖ **Coefficient de rugosité  $C_r$  :**

Le Coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent

$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$  pour  $Z_{\min} \leq Z \leq 200$  m

$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)$  pour  $Z < Z_{\min}$

- **Parois verticales :**

$$K_t = 0,19 \quad Z = 6(\text{m}) \quad Z_0 = 0,05(\text{m}) \quad Z_{\min} = 2(\text{m})$$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{6}{0,05}\right) = 0,909$$

- **La toiture :**  $Z = 7,40(\text{m})$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,19 \times \ln\left(\frac{7,40}{0,05}\right) = 0,949$$

- ❖ **Intensité de turbulence  $I_v(Z)$  :**

L'intensité de la turbulence est définie l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

- **Parois verticales :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0,05}\right)} = 0,21$$

- **La toiture :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7,40}{0,05}\right)} = 0,20$$

- ❖ **Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Dans notre cas on a ( $CT = 1$ ), et un terrain de catégorie 2.

Alors les valeurs des coefficients d'expositions  $C_e$  sont déterminées par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

- **Parois verticales :**

$$C_e(Z) = (1)^2 \times (0,909)^2 \times [1 + 7(0,21)] = 2,04$$

- **La toiture :**

$$C_e(Z) = (1)^2 \times (0,949)^2 \times [1 + 7(0,20)] = 2,16$$

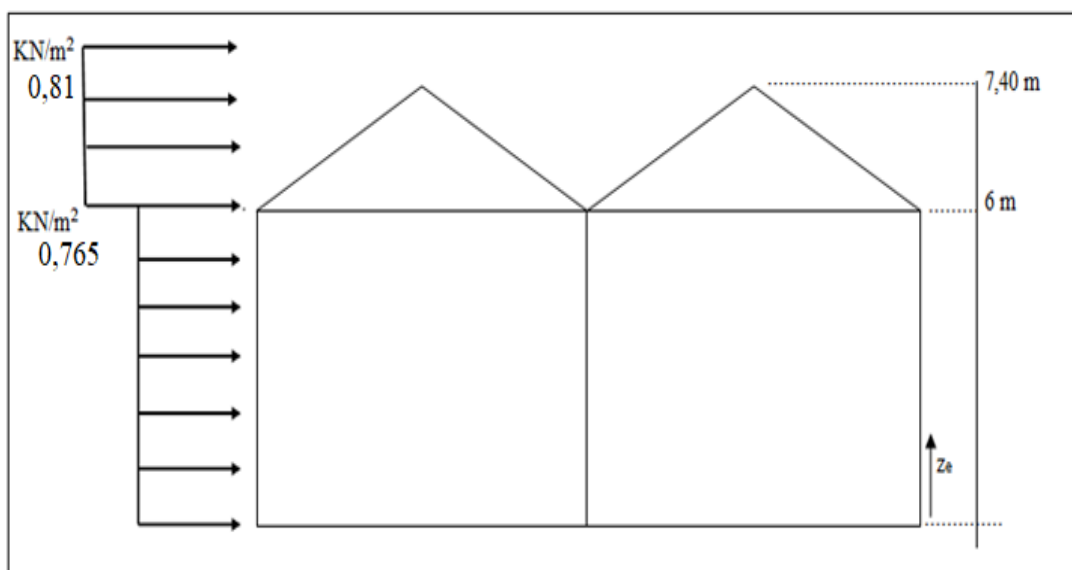
Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	6	2,04
Toiture	7,40	2,16

**Tableau II.2 :** Les valeurs du Coefficient d'exposition Ce en Fonction de Z.c) Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_{\text{dyn}}(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z) \quad (\text{KN/m}^2)$$

Niveau	Q <sub>réf</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Ce(z)	q <sub>dyn</sub> (ze)[KN/m <sup>2</sup> ]
Parois verticales	0.375	2,04	0,765
Toiture : (Ze= 7,40 m)	0.375	2,16	0,81

**Tableau II.3 :** Les valeurs de pression dynamique de pointe q<sub>dyn</sub> (ze)



**Figure II.2:** La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Ze

### II.1.2. Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> :

Les coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C<sub>pe,1</sub> et C<sub>pe,10</sub>

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$$

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

$$C_{Pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10m^2$$

Tel que :

S: est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>.

❖ **Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :**

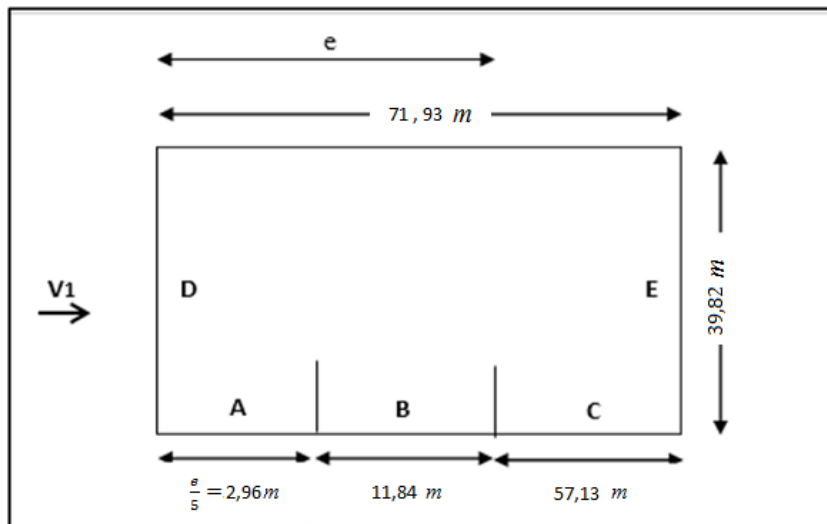
- **Calcul de C<sub>pe</sub> pour les parois verticales :**

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit : Pour le sens V1 et V3 :

$$d = 71,93m$$

$$b = 39,82m \quad e = \min [b ; 2h] = \min [39,82 ; 14,8] = 14,8m \rightarrow e = 14,8m.$$

$$h = 7,40m \quad \text{Et on a : } e > e \quad \frac{e}{5} = 2,96; \quad \frac{4e}{5} = 11,84m ; \quad d - e = 57,13m$$



**Figure II.3 :** Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m <sup>2</sup> )	2,96×6 =17,76	11,84×6 =71,04	57,13×6 =342,78	(39,82×6)+ [(1,4× 9,955)2] =266,794	D=E =266,794

**Tableau II.4 :** Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m<sup>2</sup>).

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à **10m<sup>2</sup>**

Donc :

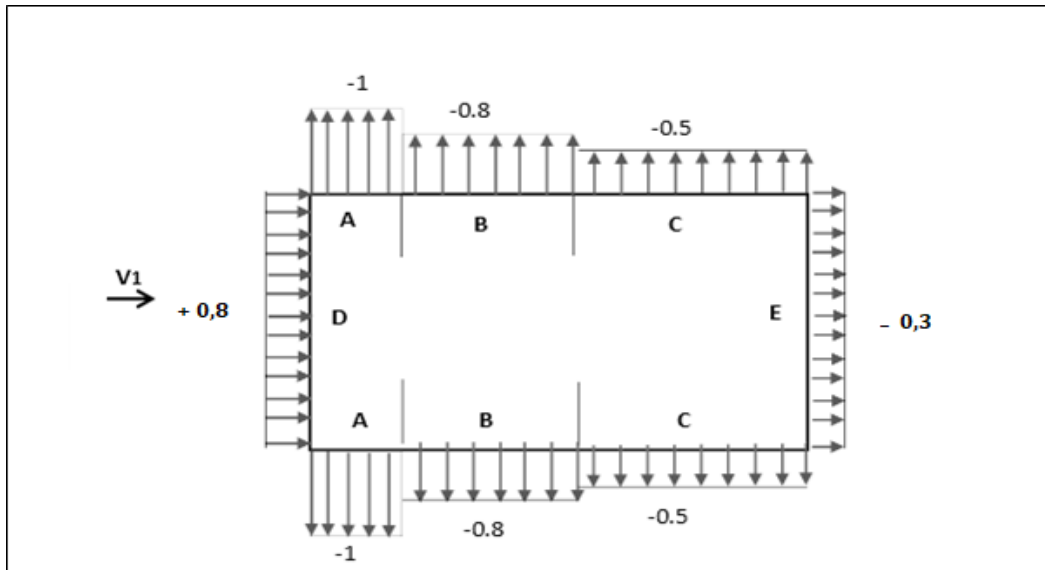
**C<sub>pe</sub> = C<sub>pe10</sub>** pour chaque zone (Selon RNVA 2013 ).

✓ Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 :

On va déterminer les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

**Tableau II.5 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens  $V_1$ .



**Figure II.6 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens  $V_1$ .

• **Calcul de  $C_{pe}$  pour la toiture :**

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ , et dans notre cas :

- ✓ Le vent est perpendiculaire au pignon (sens  $V_{et}V_{31}$ ) et parallèle aux génératrices donc ;

$$\theta = 90^\circ$$

- ✓ La toiture est à deux versants avec une pente de **14,34%** ce qui nous donne un angle de  $\alpha=8,16^\circ$

Pour  $\theta=90^\circ$ , on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$d=71,93m$$

$$b=39,82m \quad e = \min [b, 2h] = \min [39,82 ; 14,8] = 14,8m \quad \rightarrow \quad e=14,8m.$$

$$h=7,40m ; \quad \frac{e}{4} = 3,70m \quad ; \quad \frac{e}{10} = 1,48m \quad ; \quad \frac{e}{2} = 7,40m$$

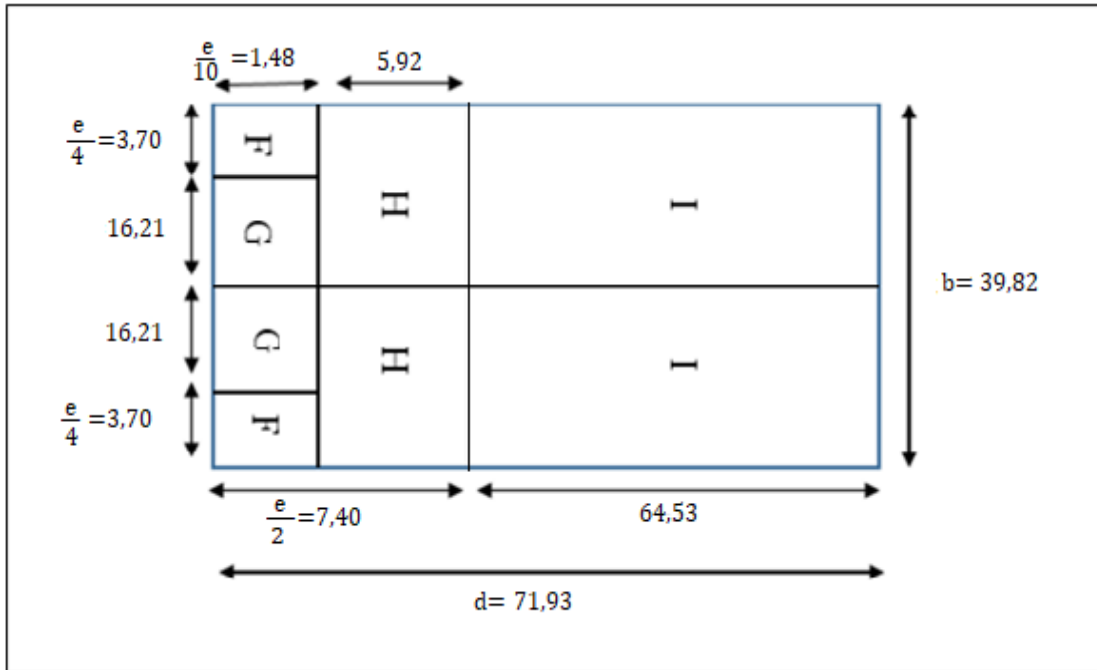


Figure II.5 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

❖ Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en m <sup>2</sup> )	1,48 × 3,70 =5,476	16,21×1,48 =23,99	5,92 × 19,91 =117,86	64,53 × 19,91 =1284,79

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m<sup>2</sup>).

On remarque que :

- ✓ La surfaces de la zone de pression F de la toiture sont entre 1m<sup>2</sup> et 10m<sup>2</sup> (1m<sup>2</sup><S<10m<sup>2</sup>) donc :  $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10}-C_{pe1}) \log (s)$ .
- ✓ Et les surfaces des zones de pression G et H et I sont supérieures à 10m<sup>2</sup>(S≥10m<sup>2</sup>).

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

- ✓ Les valeurs des coefficients d'expositions  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{la formule d'interpolation}$$

- ✓  $\alpha=15^\circ$  tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

**AN :**

**Zone F :**

$$C_{pe1} = -2,2 + \frac{-2+2,2}{15-5} (8-5) = -2,14$$

$$C_{pe10} = -1,6 + \frac{-1,3+1,6}{15-5} (8-5) = -1,51$$

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s)$$

$$C_{Pe} = -2,14 + (-1,51 + 2,14) \log 5,476 \quad C_{Pe} = -1,67$$

**Zone H :**  $117,86\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,7 + \frac{-0,6+0,7}{15-5} (8-5) = -0,67$$

**Zone G :**  $23,99\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1,3 + \frac{-1,3+1,3}{15-5} (8-5) = -1,3$$

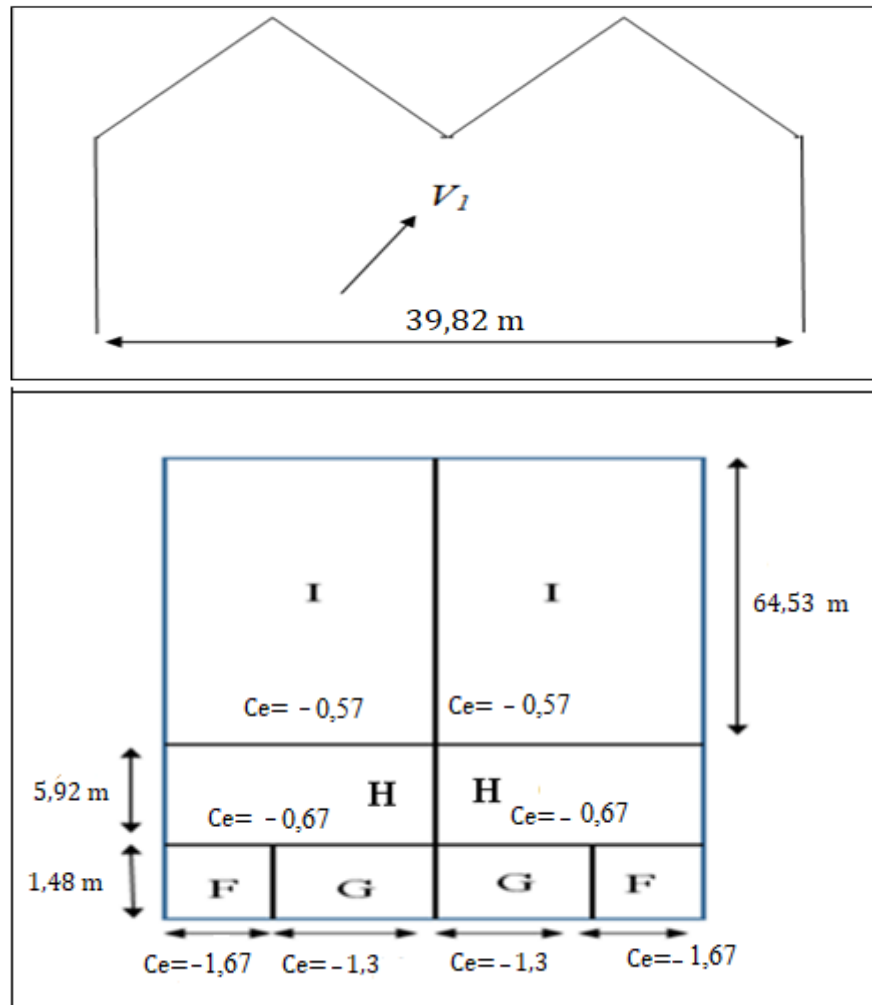
**Zone I :**  $1284,79\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,5+0,6}{15-5} (8-5) = -0,57$$

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

Zone s	F	G	H	I
C <sub>pe</sub>	-1,67	-1,3	-0,67	-0,57

**Tableau II.7 :** Les valeurs de C<sub>pe</sub> qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.



**Figure II.6 :** la répartition  $C_{pe}$  qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens  $V_1$ .

❖ **Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens  $V_2$ ):**

• **Calcul de  $C_{pe}$  pour les parois verticales :**

D'après le règlement (RNVA 2013), on divise les parois comme suit : Pour le sens  $V_2$  et  $V_4$  :

$$d = 39,82 \text{ m}$$

$$b = 71,93 \text{ m} \quad e = \min [b, 2h] = \min [71,93 ; 14,8] = 14,8 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e = 14,8 \text{ m.}$$

$$h = 7,40 \text{ m} \quad \text{Et on a : et } d > e \quad \frac{e}{5} = 2,96 \text{ m} ; \quad \frac{4e}{5} = 11,84 \text{ m} ; \quad d - e = 25,02 \text{ m}$$

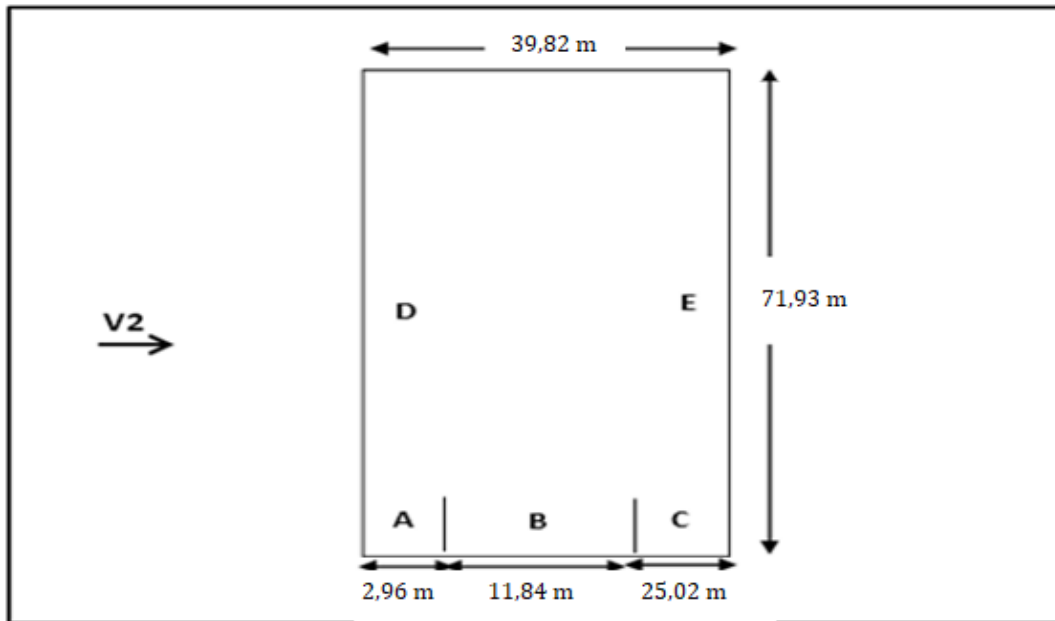


Figure II.7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2 .

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m <sup>2</sup> )	2,96×6 =17,76	11,84×6 =71,04	25,02×6 =150,12	71,93×6 =431,58	D=E =431,58

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales casde vent dans le sens V2 .

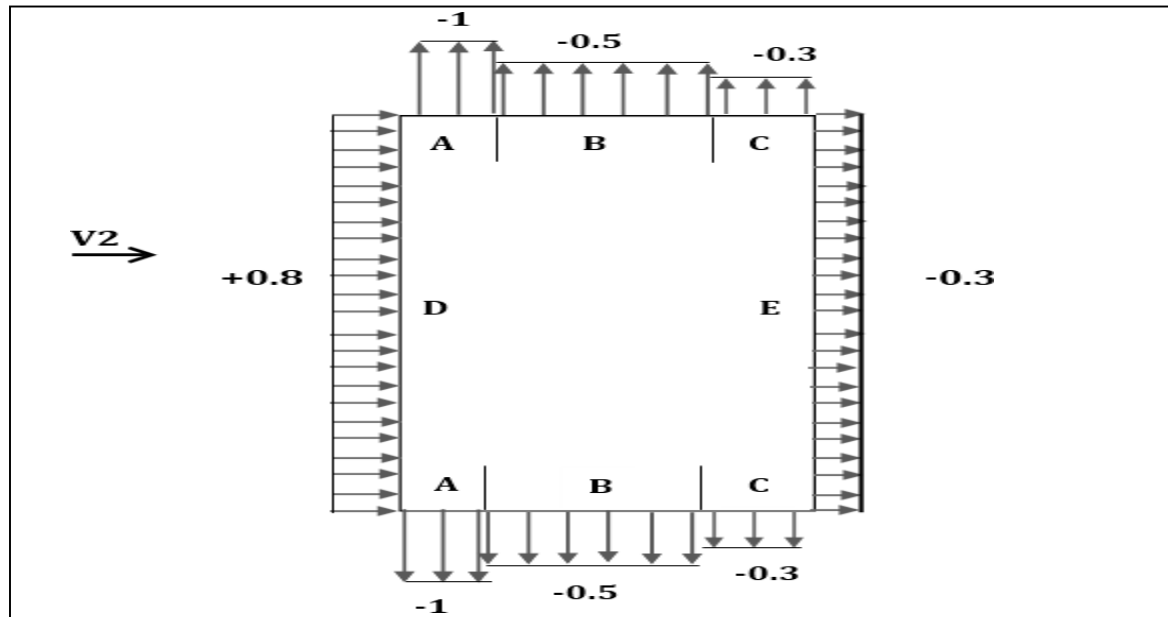
On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup>,Donc

$C_{pe} = C_{pe10}$  pour chaque zone.

On va déterminer les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.9 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales casde vent dans le sens V2.



**Figure II.8:** Les valeurs de  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone des parois verticales sens  $V_2$ .

- **Calcul de  $C_{pe}$  pour la toiture :**

La direction du vent est définie par l'angle  $\theta$ , et dans notre cas :

- ✓ Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens  $V_2$ ) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc :

$\theta = 0^\circ$  (Selon RNV 2013).

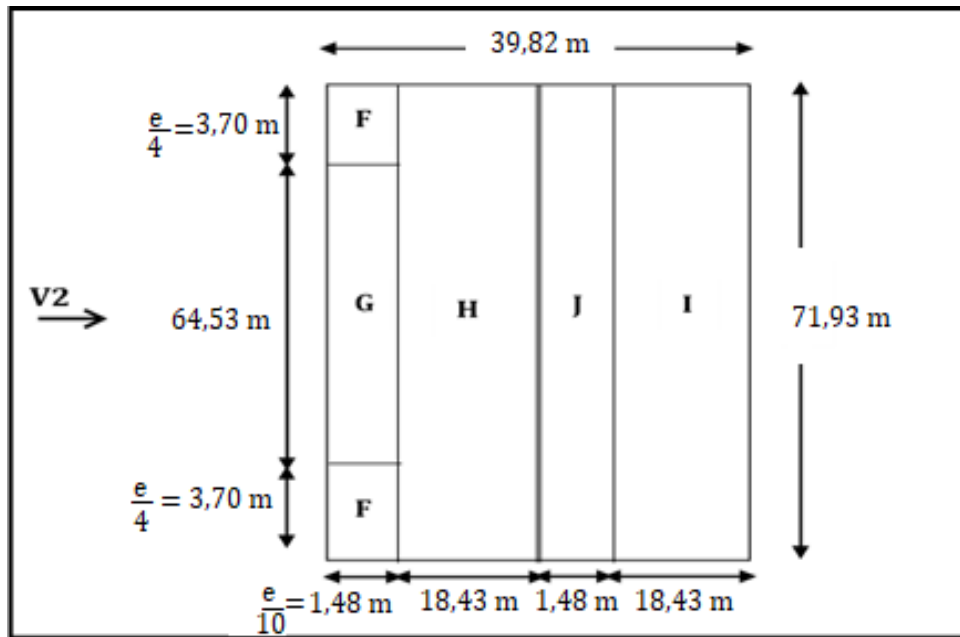
- ✓ La toiture est à deux versants avec une pente de 14,34% ce qui nous donne un angle de  $\alpha = 8^\circ$  ( RNV2013).

Pour  $\theta = 0^\circ$ , on va définir les différentes zones de pression **F, G, H, I** et **J** qui sont représentées sur la figure suivante :

$$d = 39,82 \text{ m}$$

$$b = 71,93 \text{ m} \quad e = \min [b, 2h] = \min [71,93 ; 14,8] = 14,8 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e = 14,8 \text{ m.}$$

$$h = 7,40 \text{ m} \quad \text{Et on a : et } d > e \quad \frac{e}{4} = 3,70 \text{ m} \quad ; \quad \frac{e}{10} = 1,48 \text{ m}$$



**Figure II.9:** La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V2.

❖ **Calcul des surfaces et des coefficients  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone**

Zone	F	G	H	J	I=H
Surface (en $m^2$ )	5,476	95,50	1325,67	106,45	1325,67

**Tableau II.10:** les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V2

On Remarque que :

La surface de zone de pression **F** de la toiture, elle est entre  $1m^2$  et  $10m^2$

( $1m^2 < S < 10m^2$ ) donc :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ .

Et les surfaces des zones de pression **G, H, I** et **J** sont supérieures à  $10m^2$  ( $S \geq 10m^2$ ).

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

Les valeurs des coefficients d'expositions  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du (RNVA2013) et ( $\theta = 0^\circ$ ).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{la formule d'interpolation}$$

**AN :**

**Zone F :**  $1\text{m}^2 < S = 5,476\text{m}^2 < 10\text{m}^2$

$$C_{pe1} = -2,5 + \frac{-2+2,5}{15-5} (8-5) = -2,35$$

$$C_{pe1} = 0 + \frac{0,2+0}{15-5} (8-5) = +0,06$$

$$C_{pe10} = -1,7 + \frac{-0,9+1,7}{15-5} (8-5) = -1,46$$

$$C_{pe10} = 0 + \frac{0,2+0}{15-5} (8-5) = +0,06$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s)$$

$$C_{pe} = -2,35 + (-1,46 + 2,35) \log 5,476$$

$$C_{pe} = -1,69$$

$$C_{pe} = 0,06 + (0,06 - 0,06) \log 5,476$$

$$C_{pe} = +0,06$$

**Zone G :**

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1,2 + \frac{-0,8+1,2}{15-5} (8-5) = -1,08$$

$$C_{pe} = +0,06$$

**Zone H :**

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,3+0,6}{15-5} (8-5) = -0,51$$

$$C_{pe} = +0,06$$

**Zone J:**

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-1+0,6}{15-5} (8-5) = -0,72$$

$$C_{pe} = C_{pe10} = +0,2 + \frac{0-0,2}{15-5} (8-5) = +0,14$$

**Zone I :**

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,4+0,6}{15-5} (8 - 5) = -0,54$$

Zone	F	G	H	J	I
❖ ❖ ❖ ❖	<b>-1,69</b>	<b>-1,08</b>	<b>-0,51</b>	<b>-0,72</b>	<b>-0,54</b>
	<b>+0,06</b>	<b>+0,06</b>	<b>+0,06</b>	<b>+0,14</b>	

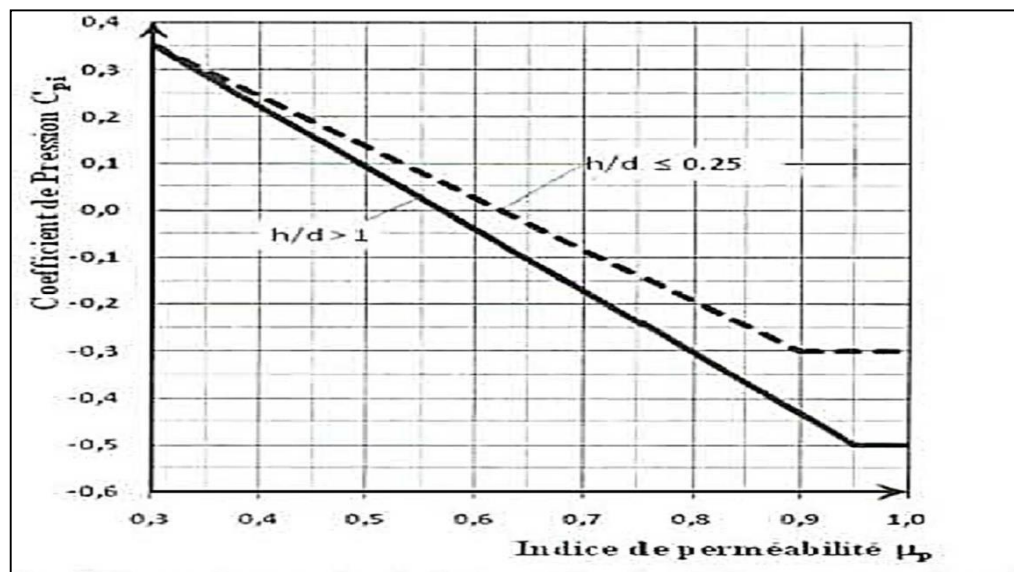
**Tableau II.11 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

❖ **Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

➤ **Toutes les ouvertures sont ouvertes :**

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de (RNVA 2013). Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par :

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



**Figure II.10 :** coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante.

• **Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :**

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

$$\mu_p = \frac{2(1,04 \times 2,4) + 2(5 \times 4,80)}{2(4 \times 4) + 2(1,04 \times 2,4) + 2(5 \times 4,80)}$$

$$\mu_p = \frac{52,992}{84,992} = 0,62$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{7,40}{71,93} = 0,1 < 0,25 \quad \text{D'après la figure 5.14 de RNVA 2013}$$

Donc  $C_{pi} = -0,045$

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :**

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

$$\mu_p = \frac{2(4 \times 4) + 2(1,04 \times 2,4)}{2(4 \times 4) + 2(1,04 \times 2,4) + 2(5 \times 4,80)}$$

$$\mu_p = \frac{36,992}{84,992} = 0,43$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{7,40}{39,82} = 0,18 < 0,25$$

Donc  $C_{pi} = +0,26$

➤ **Toutes les ouvertures sont fermées :**

- **Pignon V1 :**

$$\mu_p = 0 \quad \text{d'où} \quad C_{pi} = 0,8$$

- **Long pan V2 :**

$$\mu_p = 0 \quad \text{d'où} \quad C_{pi} = 0,8$$

❖ **Calcul de la pression aérodynamique**

D'après le règlement **RNVA2013**, les pressions  $q_j$  sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{KN/m}^2)$$

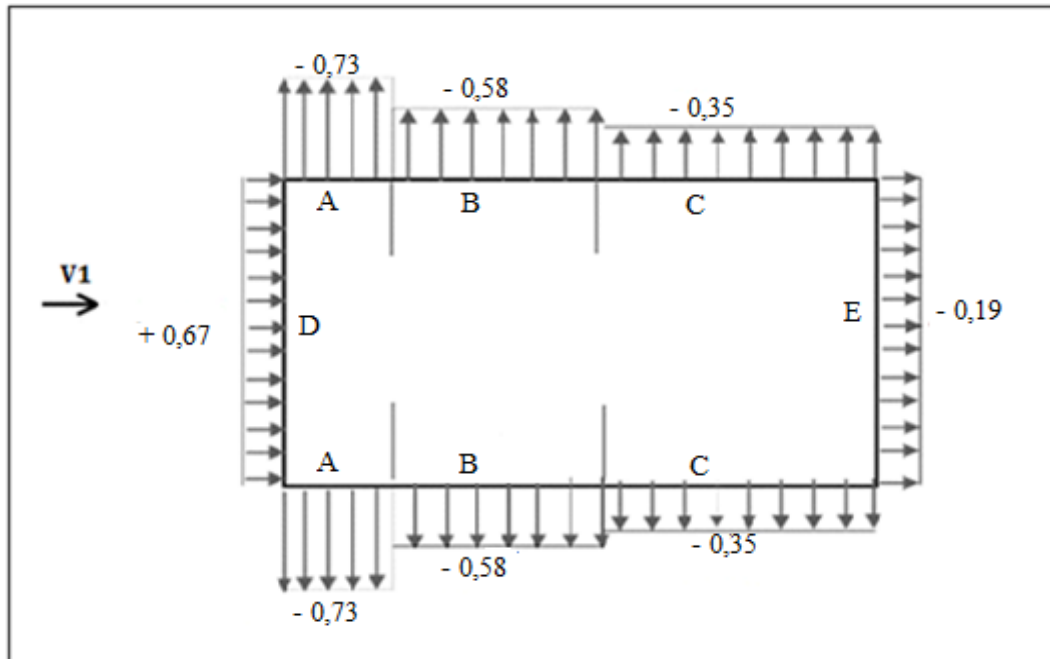
➤ **Toutes les ouvertures sont ouvertes :**

a. **Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :( entièrement ouvertes)**

- **Parois verticales :**

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$Q_j$ [KN/m]
A	0,765	-1	-0,045	-0,955	-0,73
B	0,765	-0,8	-0,045	-0,755	-0,58
C	0,765	-0,5	-0,045	-0,455	-0,35
D	0,765	+0,8	-0,045	0,845	0,67
E	0,765	-0,3	-0,045	-0,255	-0,19

**Tableau II.12 :** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V1

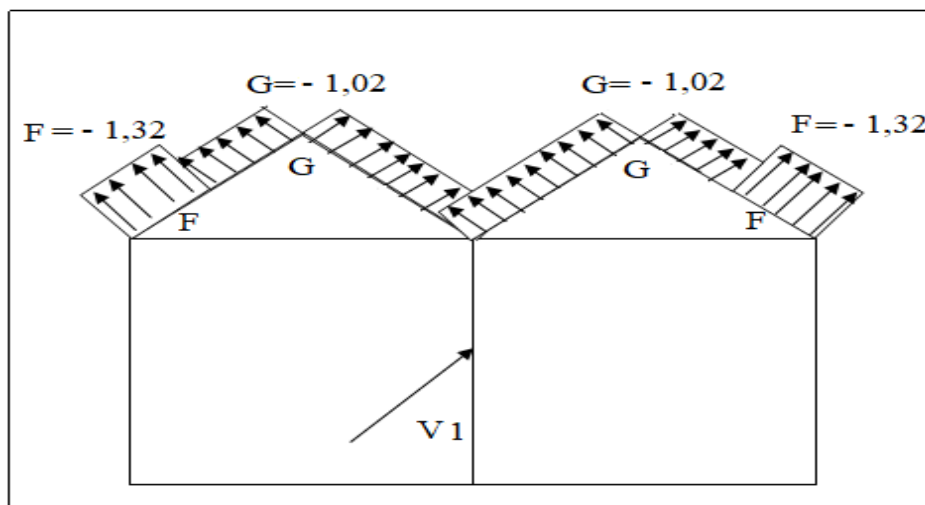


**Figure II.11** : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

• Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]
F	0,81	-1,67	-0,045	-1,625	-1,32
G	0,81	-1,3	-0,045	-1,255	-1,02
H	0,81	-0,67	-0,045	-0,625	-0,51
I	0,81	-0,57	-0,045	-0,525	-0,43

**Tableau II.13** : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.



**Figure II.12** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

## b. Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :

- Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]
A	0,765	-1	0,26	-1,26	-0,96
B	0,765	-0,8	0,26	-1,06	-0,81
C	0,765	-0,5	0,26	-0,76	-0,58
D	0,765	+0,8	0,26	+0,54	+0,41
E	0,765	-0,3	0,26	-0,56	-0,43

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V2.

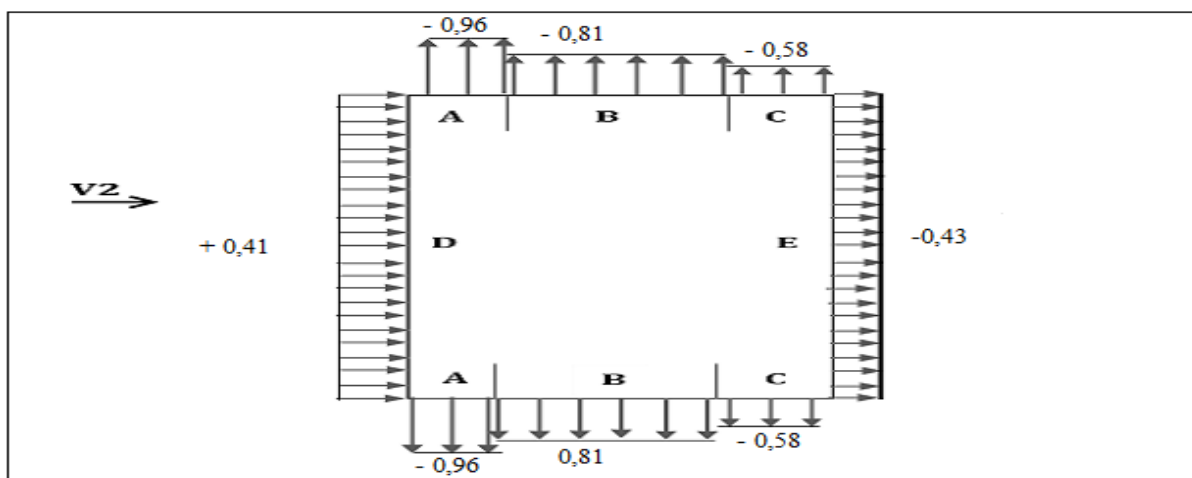
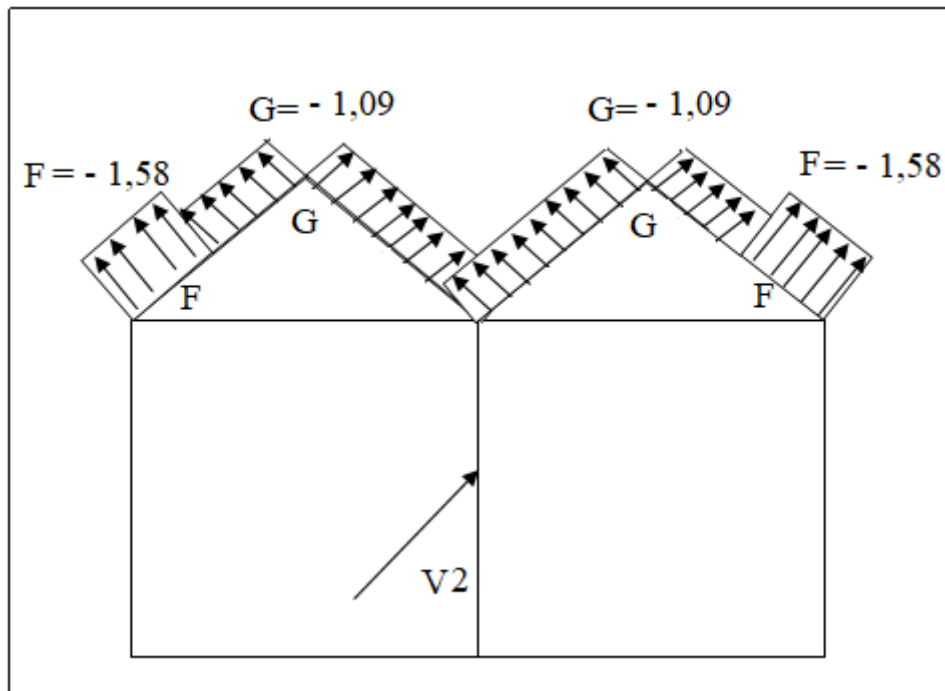


Figure II.13: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2

- Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]
F	0,81	-1,69	0,26	-1,95	-1,58
		+0,06	0,26	-0,32	-0,26
G	0,81	-1,08	0,26	-1,34	-1,09
		+0,06	0,26	-0,32	-0,26
H	0,81	-0,51	0,26	-0,77	-0,62
		+0,06	0,26	-0,32	-0,26
J	0,81	-0,72	0,26	-0,98	-0,97
		0	0,26	-0,26	-0,21
I	0,81	-0,54	0,26	-0,8	-0,65
		+0,14	0,26	-0,12	-0,09

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.



**Figure II.14:** La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

➤ **Toutes les ouvertures sont fermées :**

a. **Vent pignon V1 :**

• **Parois verticales :**

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{p_i}$	$C_{pe}-C_{p_i}$	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]
A	0,765	-1	0,8	-1,8	-1,38
B	0,765	-0,8	0,8	-1,6	-1,22
C	0,765	-0,5	0,8	-1,3	-0,99
D	0,765	0,8	0,8	0	0,00
E	0,765	-0,3	0,8	-1,1	-0,84

**Tableau II.16 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

• **Toiture :**

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]
F	0,81	-1,69	0,8	-2,49	-2,02
		+0,06	0,8	-0,74	-0,6
G	0,81	-1,08	0,8	-1,88	-1,52
		+0,06	0,8	-0,74	-0,6
H	0,81	-0,51	0,8	-1,31	-1,06
		+0,06	0,8	-0,74	-0,6
J	0,81	-0,72	0,8	-1,52	-1,23
		0	0,8	-0,8	-0,65
I	0,81	-0,54	0,8	-1,34	-1,09
		+0,14	0,8	-0,66	-0,53

**Tableau II.17** : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

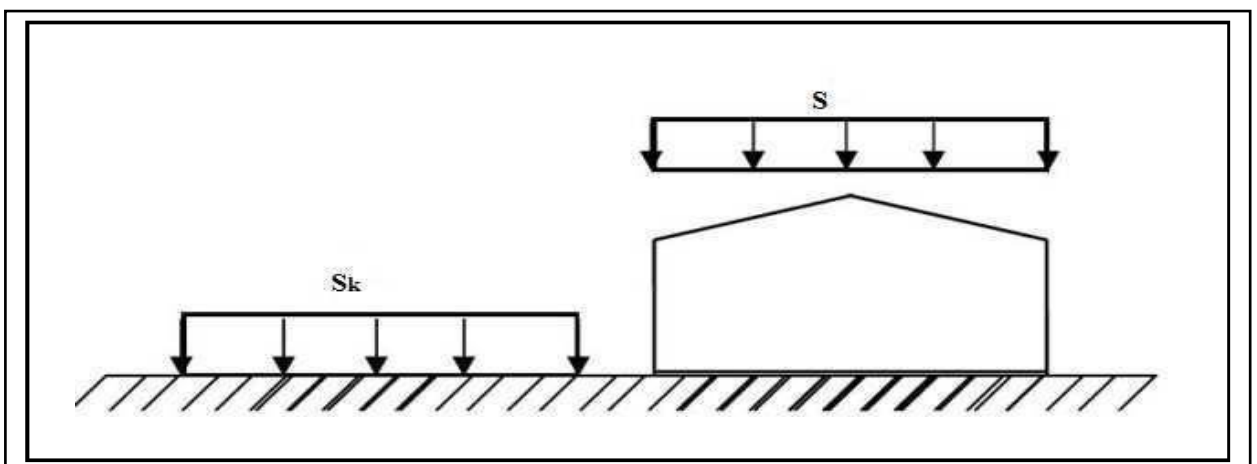
## II.3 Etude de la neige

### II.3.1. Introduction :

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

### II.3.2. Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions à Tizi- Ouzou situées à une altitude inférieure ou égale à 200 m. (Selon RNV2013)



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

❖ **La charge de neige sur le sol**

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

Dans notre cas :

- ✓ Le projet est implanté à Tizi-Ouzou qui est classée en zone A selon la classification de (RNVA2013).
- ✓ Altitude géographique :  $H_G=200\text{m}$

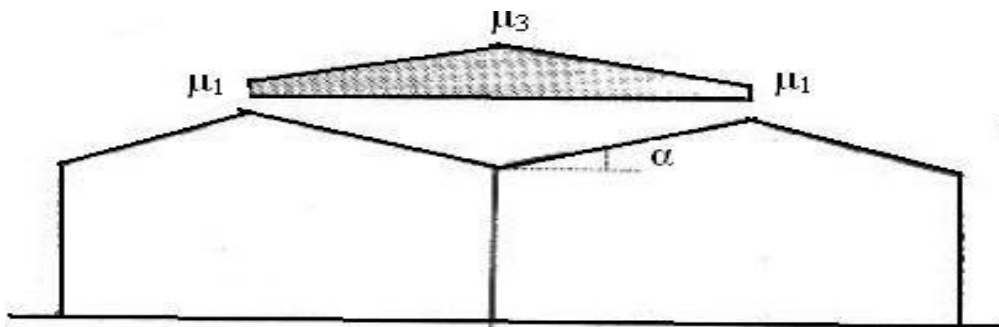
Donc :

$S_k$  est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.07 \times H_G + 15}{100} \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad (\text{RNVA2013}).$$

A.N :

$$S_k = \frac{0.07 \times 200 + 15}{100} = 0, \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

❖ **Coefficient de forme de la toiture :**

**Figure : II.16** : Coefficients de forme – toiture a versant multiples

- ✓ Il est en fonction de la forme de la toiture.
- ✓ Dans notre cas le hangar a une toiture a versants multiple avec une pente  $\alpha = 14,34^\circ$  ;

D'où  $0 \leq \alpha = 8,00^\circ \leq 30^\circ$

$\mu_1$  et  $\mu_3$  seront déduit du tableau suivant :

$\alpha$ angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
coefficient de forme $\mu_1$	0.8	$0.8 \times (60 - \alpha) / 30$
coefficient de forme $\mu_3$	$0.8 + 0.8 \times (\alpha) / 30$	1.6

**Tableau : II.18** : Coefficients de forme – toiture a versant multiples.

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$  et  $\mu_3 = 0.8 + 0,8 \times \left(\frac{\alpha}{30}\right)$

❖ **Calcul des charges de neige sur la toiture :**

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

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

D'où :

$$\mu = 0.8 + 0.8 \left(\frac{8}{30}\right) = 1,013$$

Donc la charge de la neige sur la toiture est :

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K \rightarrow S_1 = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_1 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K \rightarrow S_3 = 1,013 \times 0,29 = 0,294 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow S_3 = 0,294 \text{ KN/m}^2$$

## II.4 Action d'ensemble :

### II.4.1 Cas de vent perpendiculaire au long pan ( $V_2$ ) :

#### ❖ Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés.

Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (**Selon RNV2013**).

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

#### ▀ Calcul des surfaces parallèles au vent :

La surface d'un pignon :

$$S_{\text{pignons}} = [(7,40 - 1,4) \times 39,82] + \left(\frac{39,82 \times 1,4}{2}\right) \times 2 = 533,58 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{fr} = AB \times b$$

$$S_{fr} = 20,11 \times 71,93 = 1446,51$$

$$AB = \frac{d/2}{\cos \alpha} = \frac{d/2}{\cos \alpha} = 20,11 \text{ m}$$

**La surface totale des parois parallèles au vent :**

$$S = 533,58 + 1446,51 = 1980,09 \text{ m}^2.$$

#### ▀ Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(71,93 \times 6)] \times 2 = 863,16 \text{ m}^2.$$

#### ❖ Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$S = 1980,09 \text{ m}^2 < 4 \times 863,16 \text{ m}^2 = 3452,64 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

*L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent*

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

- Calculs de surface tributaires (projection horizontal V2 perpendiculaire au long pan) :

La toiture :

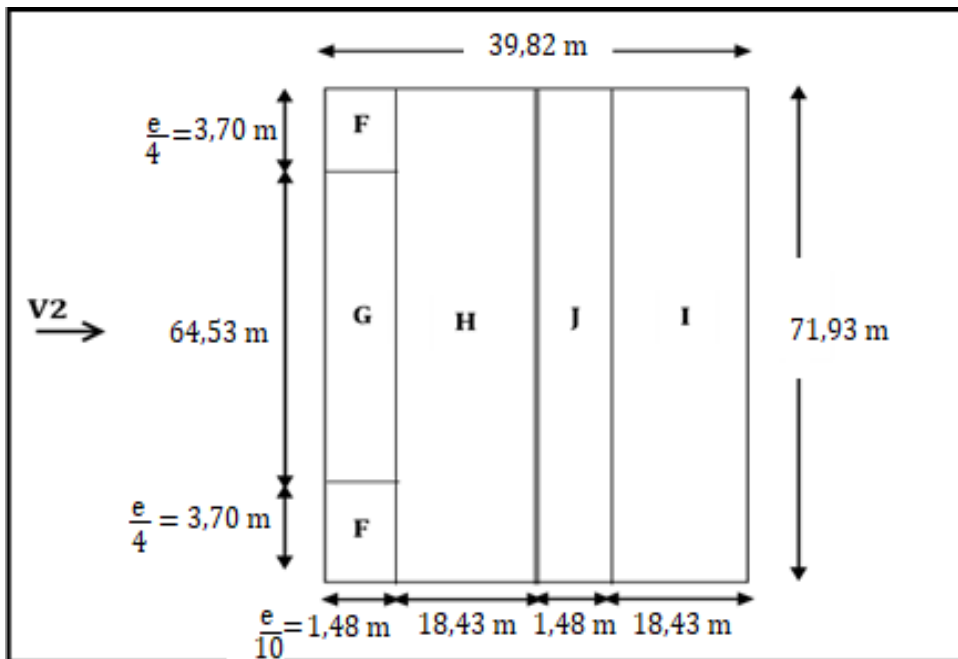


Figure II.17: Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V2

$$e = \min [; 2h ] = [71,93; 2 \times 7,40] = 14,8 \text{ m}$$

$$e = 14,8 \text{ m}$$

Les surfaces :

- $S_F = 3,70 \times 1,48 = 5,476 \text{ m}^2$
- $S_G = 64,53 \times 1,48 = 95,50 \text{ m}^2$
- $S_H = S_I = 18,43 \times 71,93 = 132567 \text{ m}^2$
- $S_J = 71,93 \times 1,48 = 106,46 \text{ m}^2$
- $S_E = S_D = 71,93 \times 6 = 431,58 \text{ m}^2$

**❖ Calcul de la stabilité d'ensembles :**

Stabilité transversal (grande face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II.19** : les forces de la résultante selon le vent V2

Elément	ZONE	Aréf [m <sup>2</sup> ]	Qj[KN /m <sup>2</sup> ]	Actions horizontales [KN]	Actions verticales [KN]
Parois .V	D	431,58	0,41	$431,58 \times 0,41 \text{tg}8 = 24,87$ ←	0
Parois .V	E	431,58	0,43	$431,58 \times 0,43 \text{tg}8 = 26,08$ →	0
Toiture	F1	5,476	1,58	$5,476 \times 1,58 \text{tg}8 = 1,22$ ←	$5,476 \times 1,58 = 8,65$ ↑
Toiture	F2	5,476	1,58	$5,476 \times 1,58 \text{tg}8 = 1,22$ ←	$5,476 \times 1,58 = 8,65$ ↑
Toiture	G	95,50	1,09	$95,50 \times 1,09 \text{tg}8 = 14,63$ ←	$95,50 \times 1,09 = 104,1$ ↑
Toiture	H	1325,67	0,62	$1325,67 \times 0,62 \text{tg}8 = 115,51$ ←	$1325,67 \times 0,62 = 821,92$ ↑
Toiture	J	106,46	0,97	$106,46 \times 0,97 \text{tg}8 = 14,51$ →	$106,46 \times 0,97 = 103,26$ ↑
Toiture	I	1325,67	0,65	$1325,67 \times 0,65 \text{tg}8 = 121,10$ →	$1325,67 \times 0,65 = 861,69$ ↑
Totals				4,24 →	1908,27 ↑

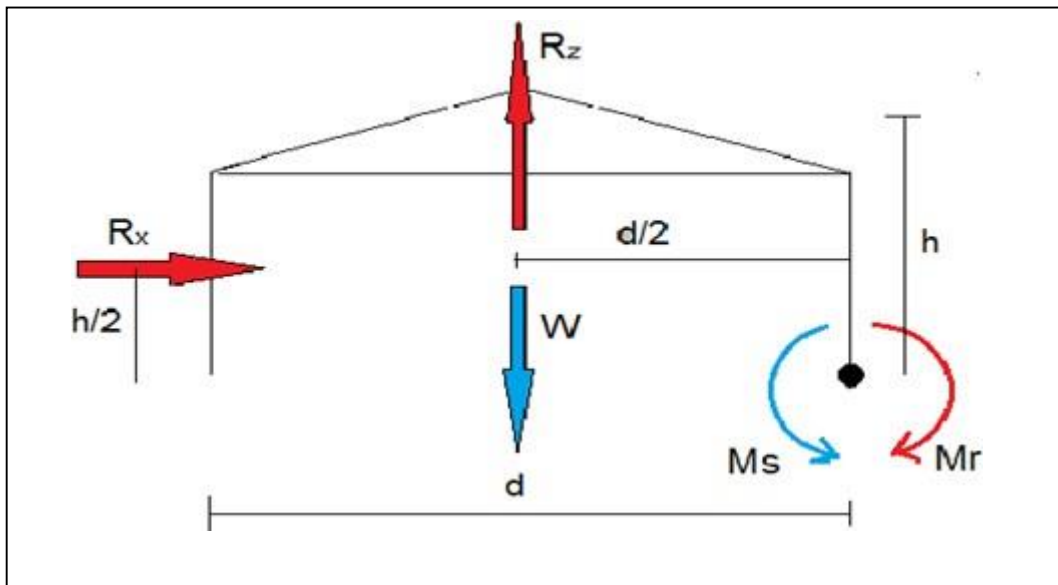


Figure II.18 : stabilité en renversement

a. Calcul du moment de renversement :

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

$$M_r = 4,24 \times 3,7 + 1908,27 \times 19,91$$

$$M_r = 38009,34 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

$w$  : poids total de la surface du hangar multiple ( $w = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ).  $w = 0.5 \times S$

$$w = 0.5 \times 4232,586$$

$$w = 2116,29 \text{ KN}$$

$$M_s = 2116,29 \times \frac{39,82}{2} = 42135,39 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_s = 42135,39 \text{ KN.m} < M_r = 38009,34 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \text{La stabilité transversale est vérifiée.}$$

#### II.4.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon ( $V_1$ ):

##### ❖ Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ :

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

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

❖ **Calcul des surfaces parallèles au vent :**

- **La surface des deux parois verticales (long pan) :**

$$S_{\text{parois}} = 2[(h - f) \times d]$$

$$S_{\text{parois}} = 2 [(7,4 - 1,4) \times 71,93] = 863,16 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toit}} = \frac{b}{\cos \alpha} \times d$$

$$S_{\text{toit}} = \frac{b}{\cos \alpha} \times d$$

$$S_{\text{toit}} = 2892,40 \text{ m}^2$$

**La surface totale des parois parallèles au vent :**

$$S = 2892,40 + 863,16 = 3755,56 \text{ m}^2.$$

❖ **Calcul des surfaces perpendiculaires au vent et sous le vent :**

- **La surface d'un pignon :**

$$S_{\text{pignons}} = 2[(h-f) \times d + \frac{d \times f}{2}]$$

$$S_{\text{pignons}} = [(7,40 - 1,4) \times 39,82] + (\frac{39,82 \times 1,4}{2}) \times 2$$

$$S_{\text{pignons}} = 533,58 \text{ m}^2.$$

❖ **Vérification de la condition (RNVA2013)**

**L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent**

$$S = 3755,56 \text{ m}^2 > 4 \times 533,58 \text{ m}^2 = 2134,32 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

=> Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

❖ **Calcul de la force de frottement :**

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{fr}$$

**Cfr :** coefficient de frottement donné par le (RNVA 2013)

Dans notre cas :

Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi

perpendiculaires à la direction du vent.

Donc : **Cfr (toiture) = Cfr (parois verticales) = 0.04**

Min (2b ; 4h) = Min (2×39,82 ; 4×7,40) = 29,6 m

➤ **Parois verticales :**

$$A_{fr1} = 71,93 \times 42,33 \times 6 \times 2 = 863,16 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } F_{fr1} = 0,04 \times 863,16 \times 0,81 = 27,97 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_{fr1} = 27,97 \text{ KN}}$$

➤ **La toiture :**

$$A_{fr2} = 71,93 \times 10,05 \times 4 = 2891,586 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } F_{fr2} = 0,04 \times 0,765 \times 2891,586 = 88,48 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_{fr2} = 88,48 \text{ KN}}$$

• **La force de frottement totale :**

$$F_{fr} = (\text{toiture}) + (\text{paroi vertical}) = 88,48 + 27,97 = 116,45 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_{fr} = 116,45 \text{ KN}}$$

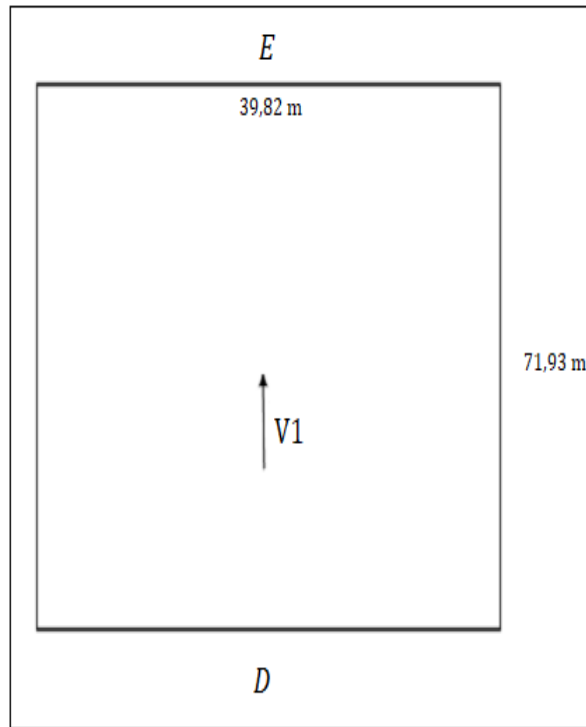
• **Calculs de surface tributaires (projection horizontal  $V_1$ perpendiculaire au pignon) :**

**a) Paroi vertical :**

$$e = \min [; 2h ] = [39,82; 2 \times 7,40] = 14,8 \text{ m}$$

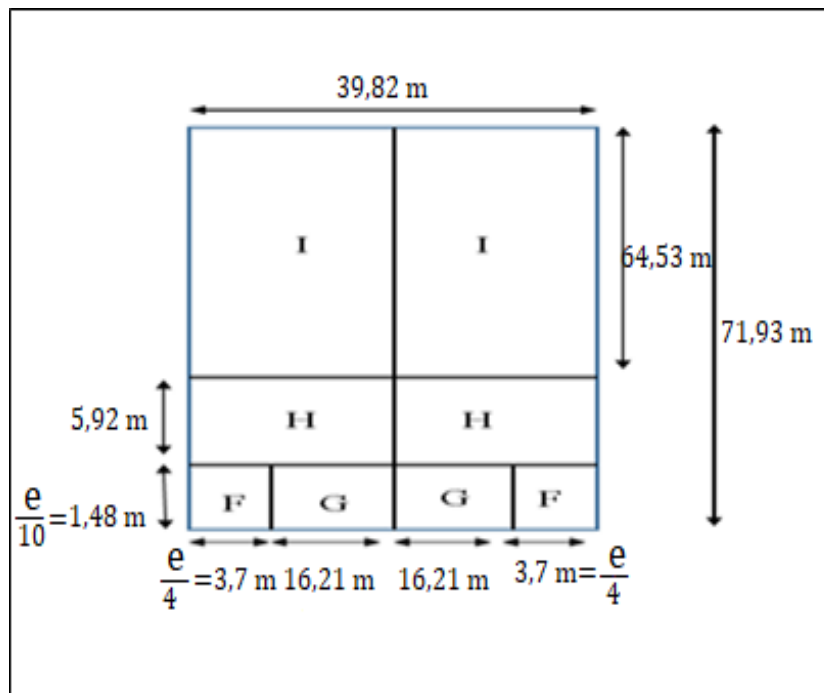
$$\mathbf{e = 14,8 \text{ m}}$$

$$S_D = S_E = (39,82 \times 6) + (19,91 \times 1,4) = 266,794 \text{ m}^2$$



**Figure II.19 :** Les répartitions des zones de pression sur des parois verticales sens V1

**b)La toiture :**



**Figure II.20 :** Les répartitions des zones de pression sur la toiture suivant sens V1











**Les surfaces :**

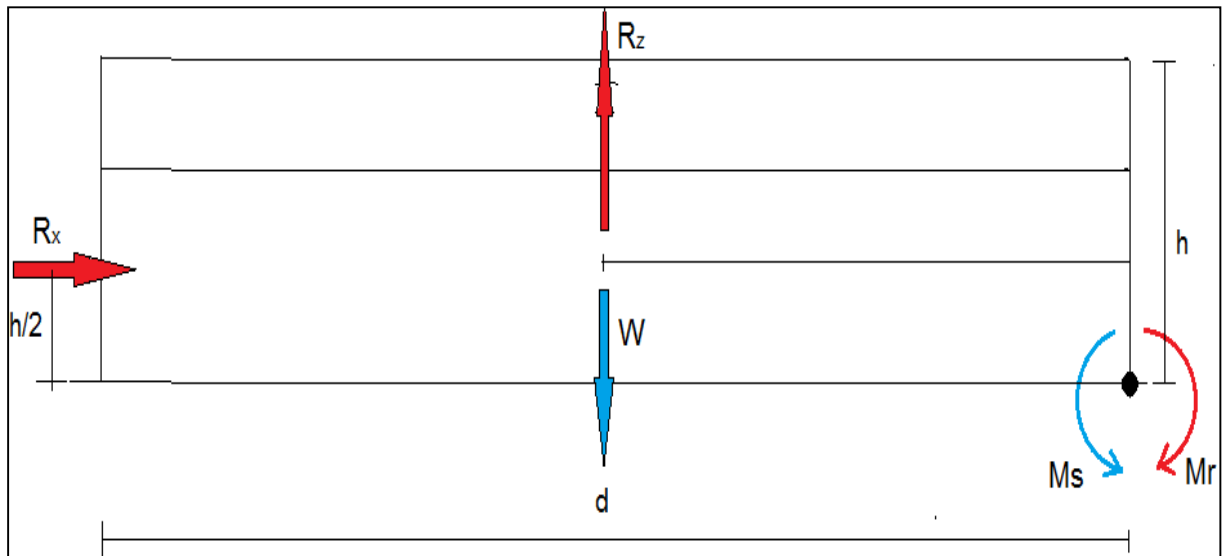
- $S_F = 3,70 \times 1,48 = 5,476 \text{m}^2$
- $S_G = 32,42 \times 1,48 = 47,98 \text{m}^2$
- $S_H = 39,82 \times 5,92 = 235,73 \text{m}^2$
- $S_I = 64,53 \times 39,82 = 2569,58 \text{m}^2$

**❖ Calcul de la stabilité d'ensembles :**

Stabilité longitudinale (petite face au vent) : Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V1 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.20** : les forces de la résultante selon le vent V1

Elément	ZONE	$Q_j$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$A_{\text{réf}}$ [m] <sup>2</sup>	Actions horizontales [KN]	Actions verticales [KN]
Parois .V	D	0,67	266,794	178,75 	0
Parois .V	E	0,19	266,794	50,69 	0
Toiture	F1	1,32	5,476	0	$1,32 \times 5,476 \cos 8 = 7,16$ 
Toiture	F2	1,32	5,476	0	$1,32 \times 5,476 \cos 8 = 7,16$ 
Toiture	G	1,02	47,98	0	$1,02 \times 47,98 \cos 8 = 48,46$ 
Toiture	H	0,51	235,73	0	$0,51 \times 235,73 \cos 8 = 119,05$ 
Toiture	I	0,43	2569,58	0	$0,43 \times 2569,58 \cos 8 = 1094,17$ 
Ffr				116,45 	0
Totals				244,51 	1276 



**Figure II.21:** stabilité longitudinale.

**a. Calcul du moment de renversement :**

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

$$M_r = 244,51 \times 3 + 1276 \times 35,965 = 46624,87$$

$$M_r = 46624,87 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar multiple estimé) :**

Avec :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

**w :** poids total de la surface du hangar multiple ( $w = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ).  $w = 0.5 \times S$

$$w = 0,5 \times S$$

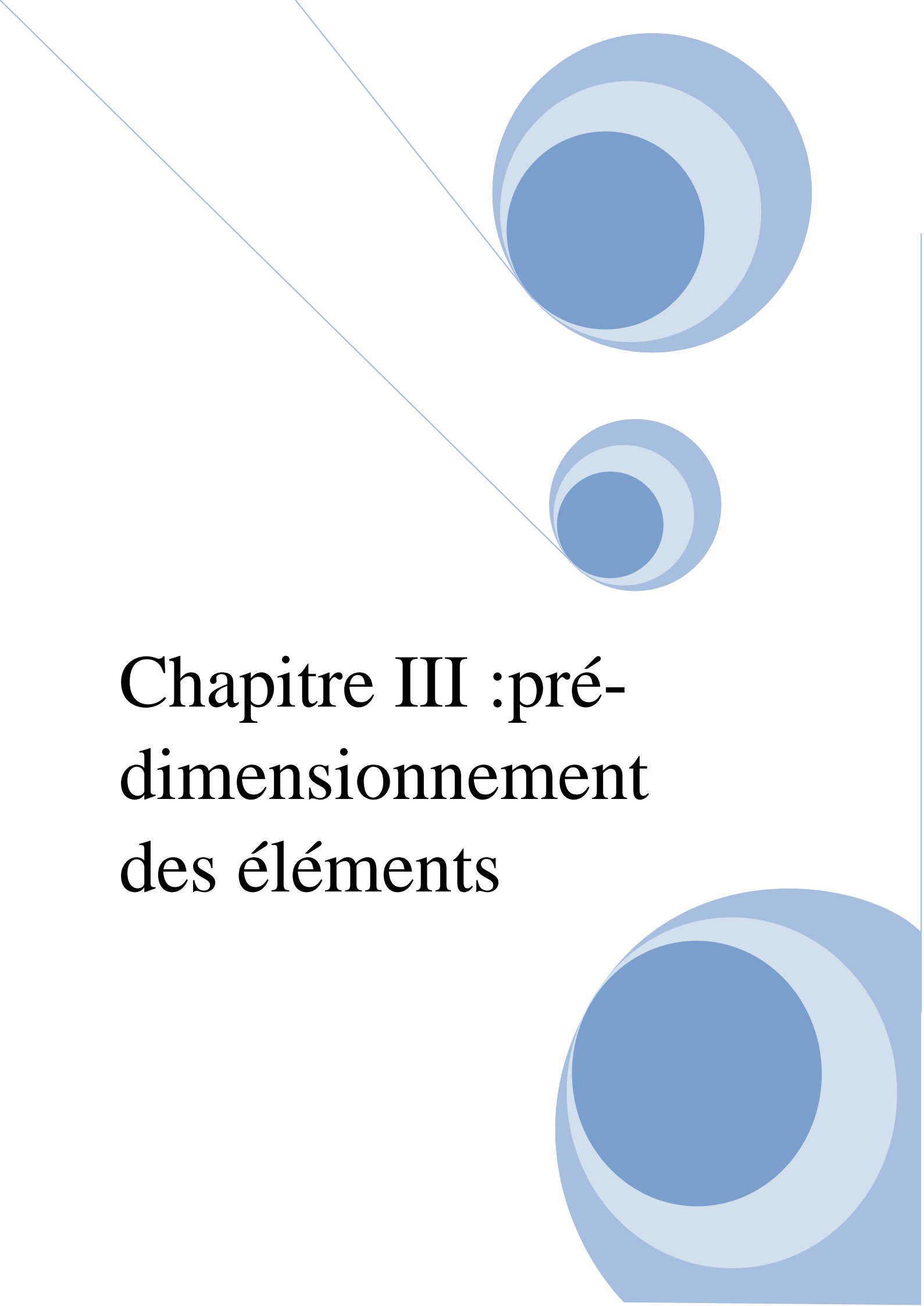
$$w = 2116,29$$

$$M_s = 2116,29 \times \frac{71,93}{2}$$

$$M_s = 76112,48 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 76112,48 \text{ KN.m} > M_r = 46624,87 \text{ KN.m}$   $\longrightarrow$  **La stabilité longitudinale est vérifiée**

A decorative graphic featuring three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings of different shades of blue. Two thin blue lines extend from the top-left corner towards the top-right circle. A large blue circle is partially visible at the bottom-right corner.

# Chapitre III : pré- dimensionnement des éléments

### III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profils pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de (l'Eurocode 03).

### III.2 Etude des pannes :

#### Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profils formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profils formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture:

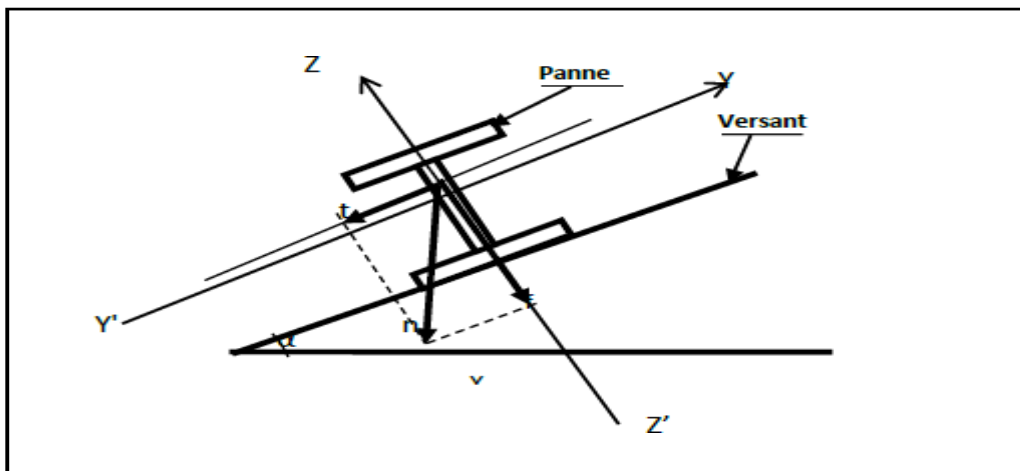


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

**Les données :**

- Espacement entre chaque panne  $e = 1,2\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L = 5,95\text{m}$ .
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 8^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....  $25\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose .....  $11\text{ kg/m}^2$
- Poids propre de la panne (estimé) .....  $12,9\text{kg/ml}$
- Les pannes sont en acier S235 donc  $f_y = 235\text{ N/mm}^2$  (la limite d'élasticité de l'acier)

**Principe de dimensionnement :**

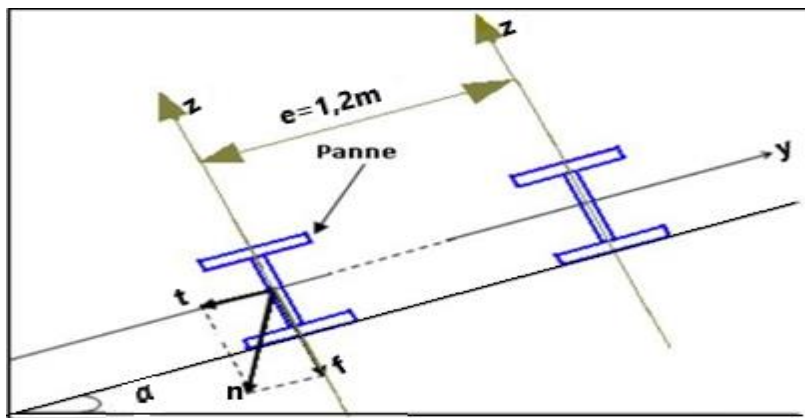
Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $t$  parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement);
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement);
- Aux conditions de la flèche(ELS).



**Figure III.2:** Orientation des charges sur les pannes.

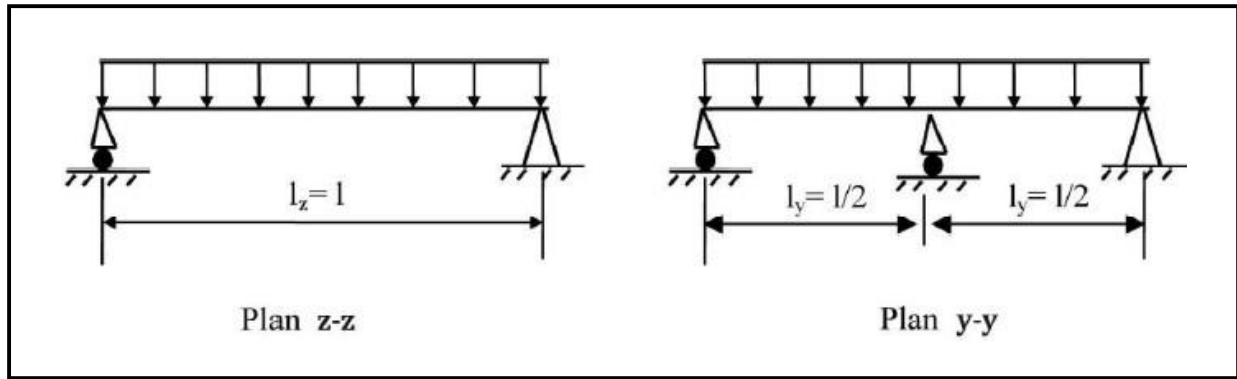


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

❖ Evaluation des charges et surcharges:

a. Les charges permanentes (G) :

Ees comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Panne}}$$

$$G = (0,25 + 0,11) \times 1,2 + 0,129$$

$$G = 0,561 \text{ KN/ml}$$

a) Surcharges d'entretien (E):

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à  $30^\circ$  on prend comme charge minimale  $60 \text{ kg/m}^2$  de la surface de la couverture.

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1,2$$

$$E = 0,72 \text{ KN/m}$$

b) Surcharges du vent (V):

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = -1,32 \text{ KN/m}^2 \uparrow$$

$$V = -1,32 \times 1,2 \uparrow$$

$$V = -1,58 \text{ KN/ml.}$$

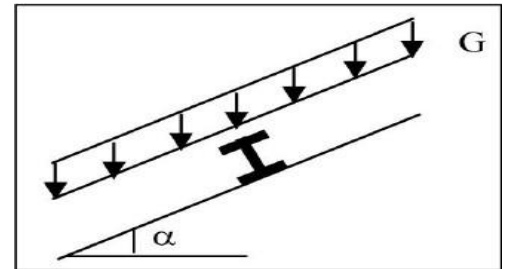


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

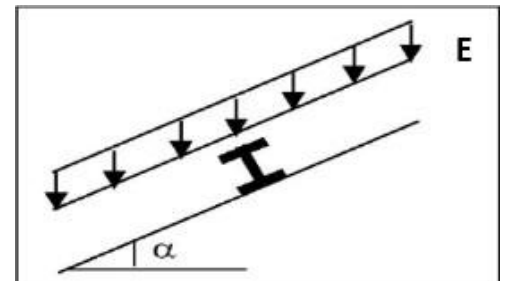


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

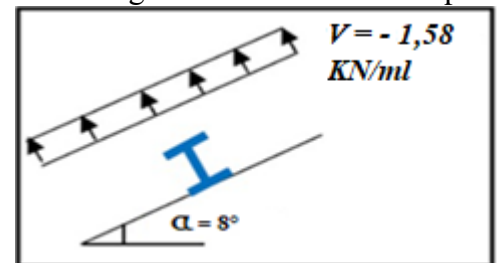
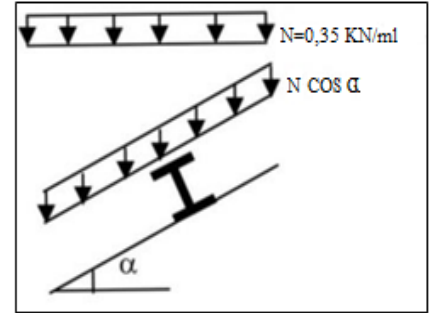


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

**c) Surcharges de la neige (N):**

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

$$S3 = 0,294 \text{ KN/m}^2$$



**Figure III.7.**schéma statique des Surcharges de la neige sur les pannes.

$$N = 0,294 \times 1,2$$

$$N = 0,353 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaisons des charges les plus défavorables :**

a) Action vers le bas ↓

$$Q_{sd,1} = (1.35G + 1.5E) \times \cos\alpha = 1,81 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = (1.35G + 1.5N) \times \cos\alpha = 1,27 \text{ KN/ml.}$$

**G = 0,561 kN/ml.**  
**E = 0,72 kN/ml.**  
**V = - 1,58 kN/ml.**  
**N = 0,353 kN/ml.**

b) Action vers le haut

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 0,561 \times \cos(8) - 2,37 = -1,81 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = 1,35G \times \sin(\alpha) = 0,757 \times \sin(8) = +0,105 \text{ KN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) \implies Q_{sd} = 1,81 \text{ KN/ml}$$

**III.3 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE140**.

Données concernant ce profilé :

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	Wpl,y cm <sup>3</sup>	Wpl,z cm <sup>3</sup>	Avz cm <sup>2</sup>	Avy cm <sup>2</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Iy cm <sup>4</sup>	Iw cm <sup>6</sup>
<b>IPE 140</b>	140	73	4,7	6,9	7	112,2	88,34	19,25	7,64	8,06	44,92	541,2	0,89x10 <sup>3</sup>

**Tableau III.1:**Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

• **Classe de la section :**

Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,29 < 10 \quad \longrightarrow \quad \text{semelle est de classe 01}$$

classe de l'ame

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{l'âme est de classe 01}$$

❖ **Vérification de la section à la résistance:**

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

• **Vérification à la flexion :**

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

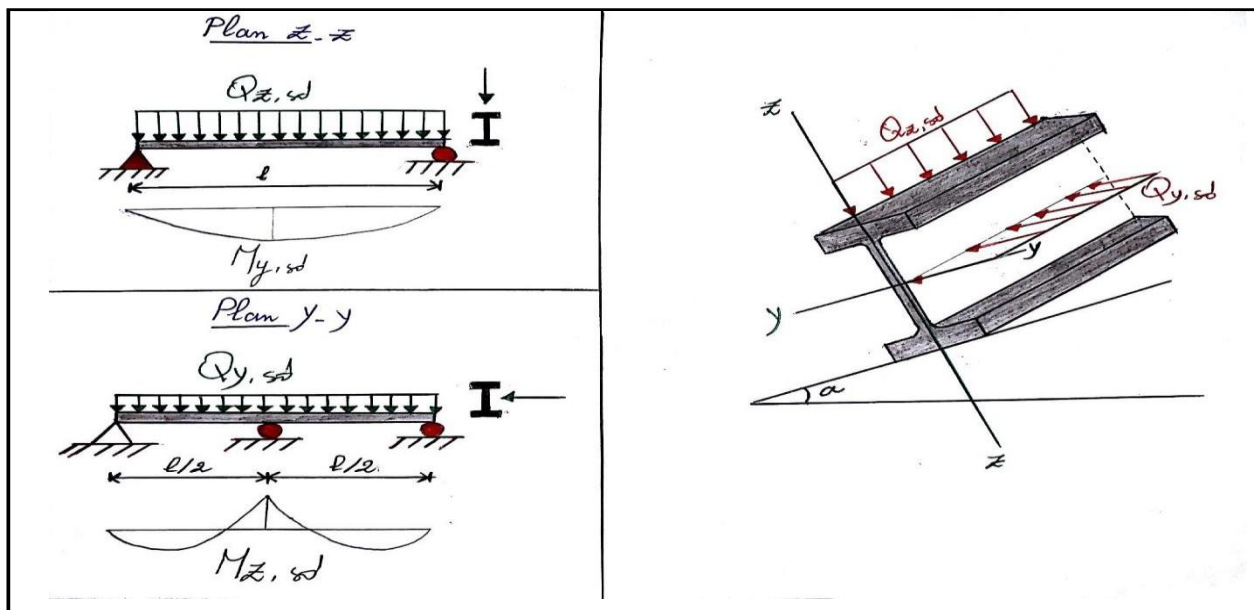
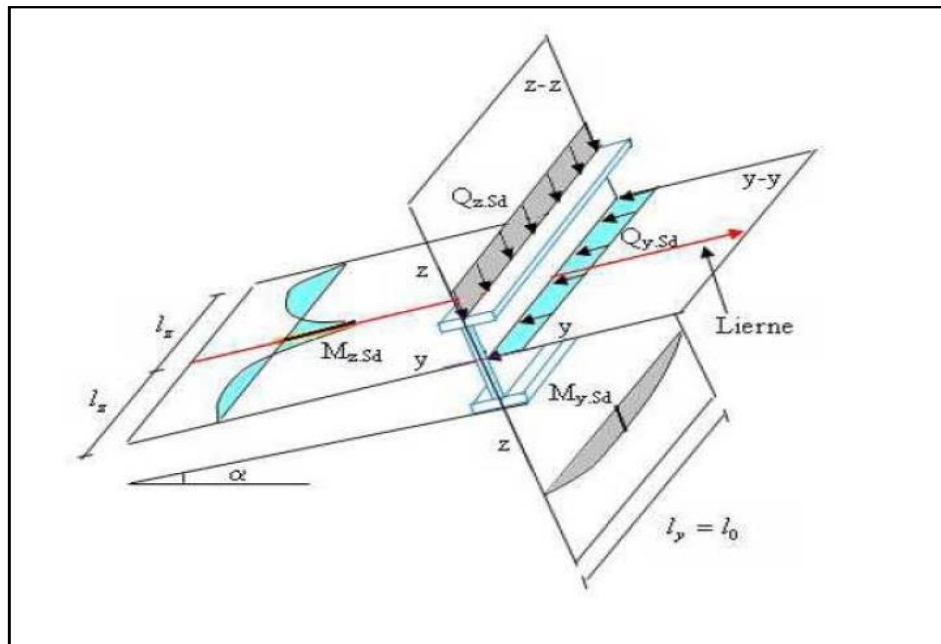


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion.



**Figure III.9 :** Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 , pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2** :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^{\beta} \leq 1,0$$

**My,sd**: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge  $Q_{z,sd}$ . **Mz,sd**: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge  $Q_{y,sd}$ . **Mply,Rd**: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

**Mplz,Rd**: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

**Qy,d**: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

**Qz,d**: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

**Wpl,y**: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

**Wpl,z**: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

Pour les sections en **I** et **H** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$   $\implies n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0$  donc  $\beta = 1$

• Flexion déviée :

$Q_{sd} = 1,81 \text{ KN/ml}$  (combinaison de charge maximale)

$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 1,81 \times \cos(8) = 1,79 \text{ KN/ml}$

$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 1,81 \times \sin(8) = 0,252 \text{ KN/ml}$

$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0,252 \times (\frac{5,95}{2})^2}{8} = 0,278 \text{ kN.m}$

$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{1,79 \times (5,95)^2}{8} = 7,92 \text{ kN.m}$

• (Déversement) flexion déviée:

$Q_{z, sd} = -1,81 \text{ KN/ml}$  ;  $M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{-1,81 \times (5,95)^2}{8} = 8 \text{ KN.m}$

$Q_{y, sd} = 0,105 \text{ KN/ml}$  ;  $M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0,105 \times 2,975^2}{8} = 0,116 \text{ KN.m}$

$M_{ply, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 18,87 \text{ KN.m}$  ;  $M_{plz, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 4,11 \text{ KN.m}$

$(\frac{7,92}{18,87})^2 + (\frac{0,278}{4,11})^1 = 0,24 < 1,0$  condition vérifiée

❖ Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03):

$V_{z, sd} \leq V_{plz, rd}$  et  $V_{y, sd} \leq V_{ply, rd}$

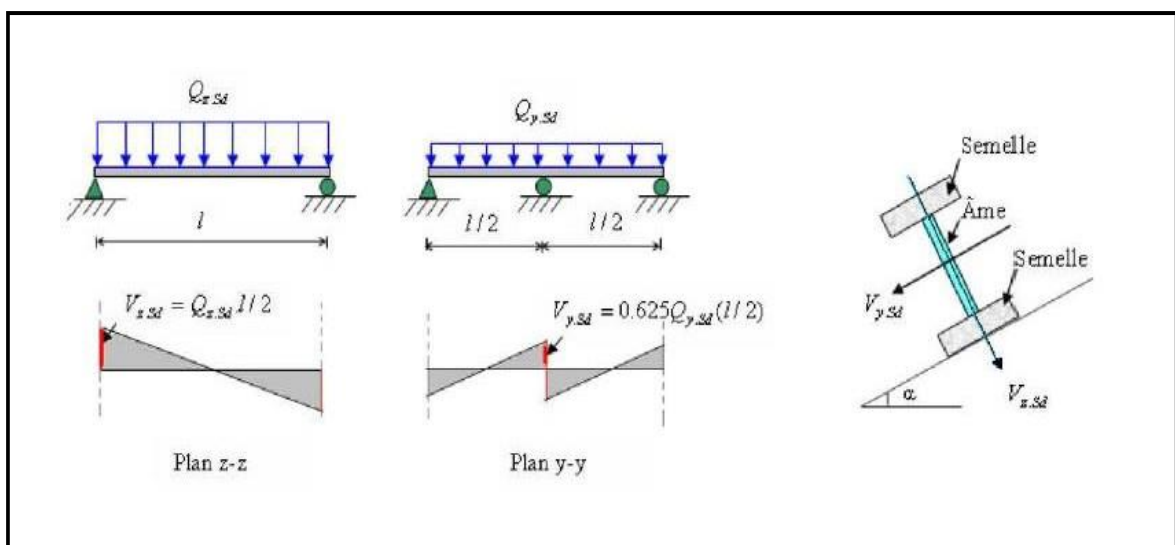


Figure III.10 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03):

$$V_{Z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad ; \quad V_{Z.sd} = \frac{Q_{z.sd}}{2} \times 1 \quad \Longrightarrow \quad V_{Plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Y.sd} \leq V_{ply.Rd} \quad ; \quad V_{Y.sd} = 0,625 Q_{y.sd} \times \frac{1}{2} \quad \Longrightarrow \quad V_{Ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

**V<sub>y.sd</sub>** : Effort tranchant dans le plan des semelles.

**V<sub>z.sd</sub>** : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

**V<sub>ply.Rd</sub>**: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**V<sub>plz.Rd</sub>**: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

**A<sub>vz</sub>** et **A<sub>vy</sub>**: Aire de cisaillement (profilé IPE140) en cm<sup>2</sup>

**γ<sub>M0</sub>**: Facteur de résistance en section (γ<sub>M0</sub> = 1.1)

**f<sub>y</sub>**: Limite d'élasticité d'acier (f<sub>y</sub> = 2350 dan/cm<sup>2</sup>)

$$V_{z.sd} = \frac{1,79 \times 5,95}{2} = \mathbf{5,32 \text{ KN}}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times (0,252) \times \frac{5,95}{2} = \mathbf{0,47 \text{ KN}}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{7,64 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = \mathbf{94,23 \text{ KN}}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{6,326 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = \mathbf{78,03 \text{ KN}}$$

$$V_{z.sd} = 5,32 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = \mathbf{94,23 \text{ KN}} \dots \dots \dots \mathbf{condition \text{ vérifiée}}$$

$$V_{y.sd} = 0,47 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = \mathbf{78,03 \text{ KN}} \dots \dots \dots \mathbf{condition \text{ vérifiée}}$$

❖ **Vérification au déversement :**

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

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

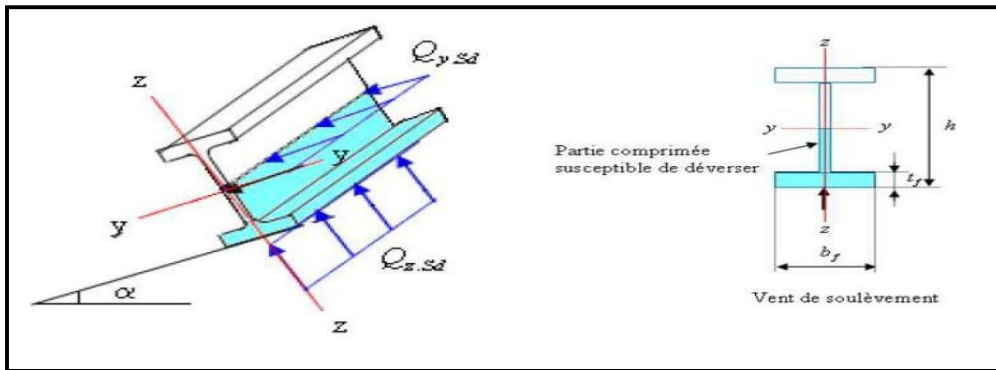


Figure III.11: Déversement d'une panne de toiture.

- Flexion simple:  $M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$

Flexion déviée :

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \leq 1,0$$

- Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cdot \cos \alpha - 1,5V \uparrow \quad (\text{soulevement})$$

$$Q_{y, sd} = 1,35G \cdot \sin \alpha \leftarrow$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} \quad (\text{sur trois appuis})$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad M_{plz, Rd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$Q_{z, sd} = 0,561 \cdot \cos 8 - 1,5 \times 1,58 = -1,81 \text{ KN} \rightarrow M_{y, sd} = \frac{0,105 \times 5,95^2}{8} = 0,46 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y, sd} = 1,35 \times 0,561 \cdot \sin 8 = 0,105 \text{ KN} \rightarrow M_{z, sd} = \frac{1,81 \times (\frac{5,95}{2})^2}{8} = 0,116 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{88,34 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 18,87 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{plz, Rd} = \frac{19,25 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 4,11 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment résistant au déversement ( $M_{b, Rd}$ )

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}$$

On peut utiliser la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1,0 \text{ section de classe 1 et 2.}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (f_y = 235 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{Et } \lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$C_1$  : facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

$C_1 = 1,132$  charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{297,5}{1,65}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{297,5/1,65}{\frac{14}{6,9}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 38 \quad \text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{38}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,40$$

Section laminée  $h/b = \frac{14}{73} = 0,22 \leq 1$  courbe de flambement a. ( $\alpha_{LT} = 0,21$ )

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21 (0,40 - 0,2) + 0,40^2 \right] = 0,60$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,60 + [0,60^2 - 0,40^2]^{0,5}} = 0,95$$

• **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

pour  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,40$  et pour la courbe de flambement a : on lit dans le tableau de (Ksi) la valeur de :  
 $\chi_{LT} = 0,9528$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT}, M_{ply, Rd} = 0,9528 \times 18,87 = \mathbf{17,51 \text{ KN.m}}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} = \frac{0,46}{17,51} + \frac{0,116}{4,11} = 0,055 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Et le profilé laminé choisit (IPE 140) est donc vérifié à l'état limite ultime.

**III-3-1 Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

❖ **Vérification de la flèche :** Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés).

**a. Action vers le bas :**

$$Q_{sd,1} = G + N = 0,561 + 0,353 = \mathbf{0,914 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{sd,1} = G + E = 0,561 + 0,72 = \mathbf{1,281 \text{ KN/ml}}$$

**b. Action vers le haut :**

$$Q_{sd,2} = G \cdot \cos \alpha - V = \mathbf{-1,02 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd,1} ; Q_{sd,2}) = \mathbf{1,281 \text{ KN/ml}}$$

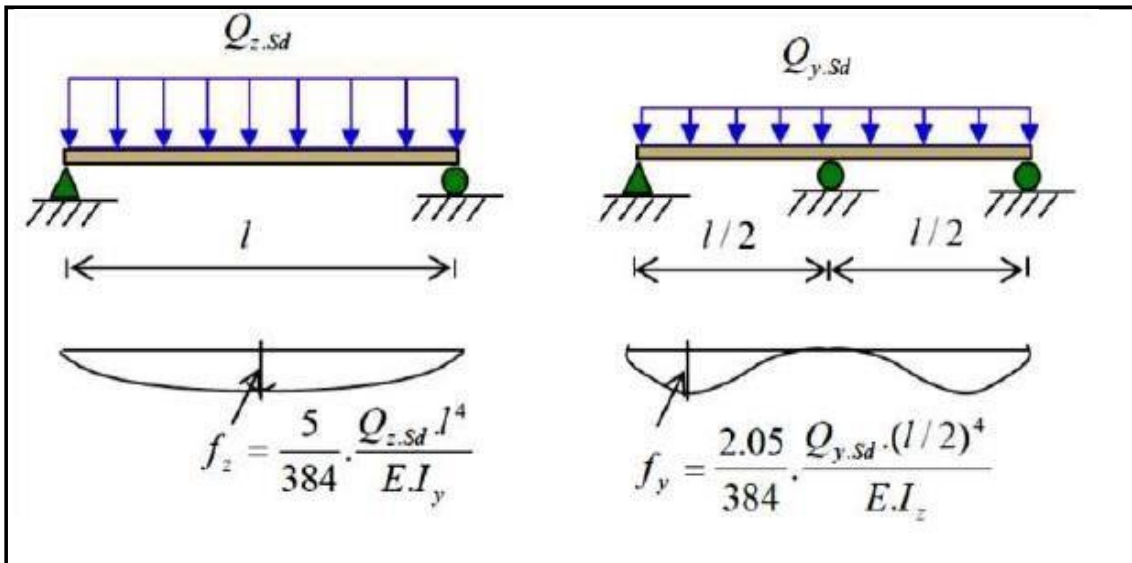


Figure III.12 : Vérification de la flèche.

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 1,281 \cos(8) = \mathbf{1,268 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 1,281 \times \sin(8) = \mathbf{0,178 \text{ KN/ml}}$$

– **Condition de vérification:**  $f_z \leq f_{adm}$  et  $f_y \leq f_{adm}$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :  $f_{adm} =$

$$\frac{l}{200} = \frac{595}{200} = 2,97 \text{ cm} \quad ; \quad f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{126,8 \times 10^{-2} \times 595^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 541,2} = \mathbf{1,82 < 2,97 \dots\dots\dots OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{297,5}{200} = 1,49 \text{ cm} \quad ; \quad f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} (l/2)^4}{E I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{17,8 \times 10^{-2} \times (595/2)^4}{2,1 \times 10^6 \cdot 44,92} = \mathbf{0,08 < 1,49 \dots\dots\dots OK}$$

**Conclusion :**

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on doit utiliser le profil **IPE 140** comme des pannes isostatiques avec lierne.

### III-4 Etude des liernes de la toiture :

#### Définition:

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

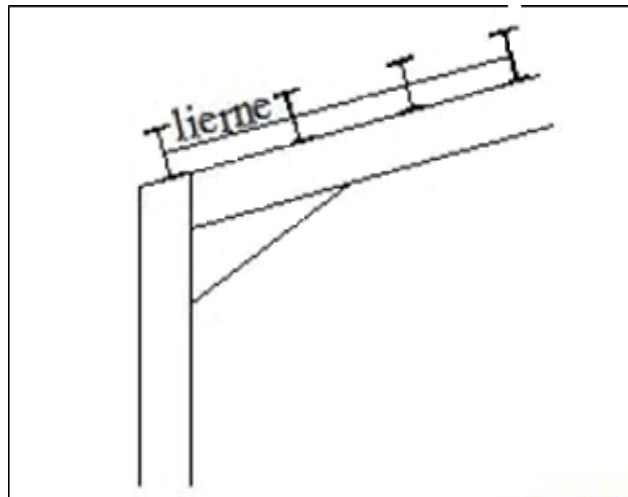


Figure III.13 : Dispositions des liernes.

#### ❖ Dimensionnement des liernes :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

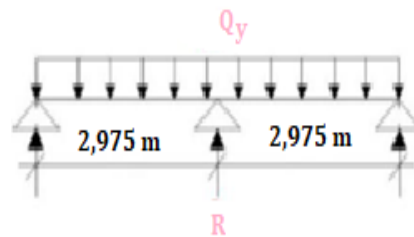


Figure III.14 : Charges et réaction sur appuis

$$R = 1.25Q_y \cdot s_d \times \frac{1}{2} = 1.25 (0,25) \times 2,975 = 0,93 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 0,25 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{sd} = 1,81 \text{ KN/ml} \quad \text{angle } (\alpha) = 8^\circ$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,93}{2} = 0,465 \text{ KN}$$

Effort dans les tronçons 2, L3, L4, L5, L6, L7.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 0,93 + 0,465 = 1,395 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 0,93 + 1,395 = 2,325 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 0,93 + 2,325 = 3,255 \text{ KN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 0,93 + 3,255 = 4,185 \text{ KN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 0,93 + 4,185 = 5,115 \text{ KN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 0,93 + 5,115 = 6,045 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L8

$$T_8 = 8,08 \text{ KN Avec : } \theta = \text{artg} \frac{1,2}{2,975} = 21,96^\circ$$

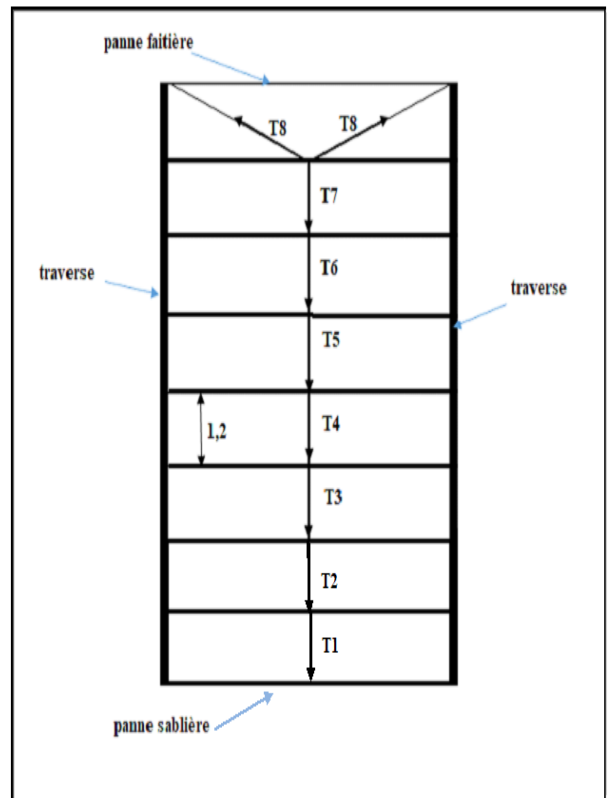


Figure III.15 : Efforts dans les liernes.

#### ❖ Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L8:  $T_8 = N_{sd} = 8,08 \text{ KN}$

Les liernes travaillent en traction  $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{8,08 \times 1,1}{0,235} = 37,82 \text{ mm}^2 = 0,378 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A = 0,378 \text{ cm}^2$$

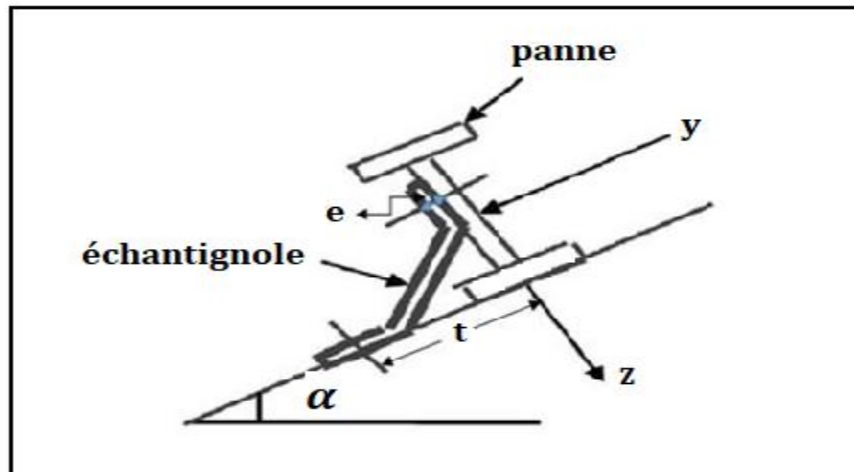
$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,378 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{0,378 \times 4}{\pi}} = 0,69 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \phi = 10 \text{ mm}$$

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

**III-5 Etude de l'échantignole :****Définition:**

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.



**Figure III.16 :** Disposition de l'échantignole.

❖ **Calcul des charges revenant à l'échantignole :**

- Effort de soulèvement:

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -1,81 \text{ KN/ml.}$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +0,105 \text{ KN/ml.}$$

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

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

Pour un IPE 140 :  $b = 7,3 \text{ cm}$

$$7,3 \leq t \leq 10,95 \text{ on adopte } e = 10 \text{ cm}$$

- Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times \frac{5,95}{2} = 5,38 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times \frac{5,95}{2} = 0,105 \times 2,975 = 0,312 \text{ KN}$$

- Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 10,76 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 R_y = 0,624 \text{ KN}$$

❖ **Calcul du moment de renversement :**

$$MR = Rz \times t + Ry \times \frac{h}{2} = 10,76 \times 10 + 0,624 \times 7 = 111,96 \text{ KN.cm}$$

❖ **Dimensionnement de l'échantignole:**

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante:

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

$M_{sd}$  = le moment sollicitant

$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$  (le moment de résistance élastique de la section)

• **Calcul de l'épaisseur de l'échantignole:**

$$MR = M_{sd} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{el} = \frac{MR \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{111,96 \times 1,1}{23,5} = 5,24 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} \quad \Longrightarrow \quad (\text{pour une section rectangulaire})$$

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

- Cornier 100×100×12
- $b = 100 + 100 + 8 = 208 \text{ mm}$  ; (épaisseur de gousset = 8 mm)

La largeur  $b$  calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L100×100×12  $\Longrightarrow$  (voir CH.8 : calcul des fermes).

$$e = \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{5,24 \times 6}{20,8}} = 1,23 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } e \approx 13 \text{ mm}$$

### III-6 Etude des lisses de bardages :

#### Définition :

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axe courant, portant sur les poteaux de portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

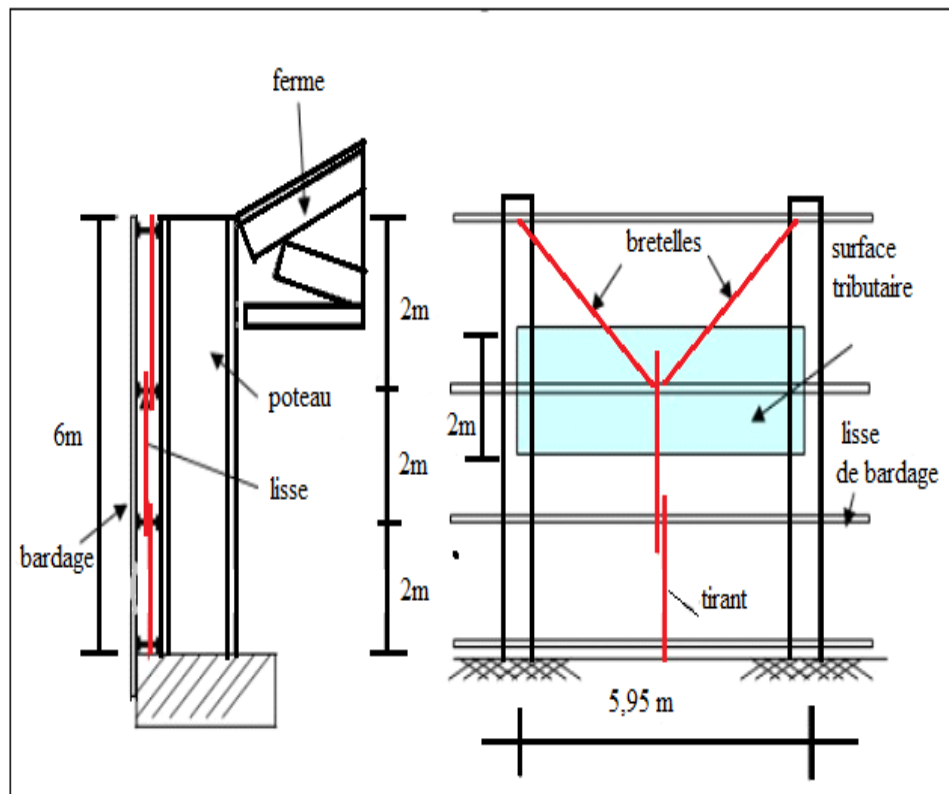


Figure III.16 : Disposition des lisses de bardages.

#### ❖ Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y. De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).

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

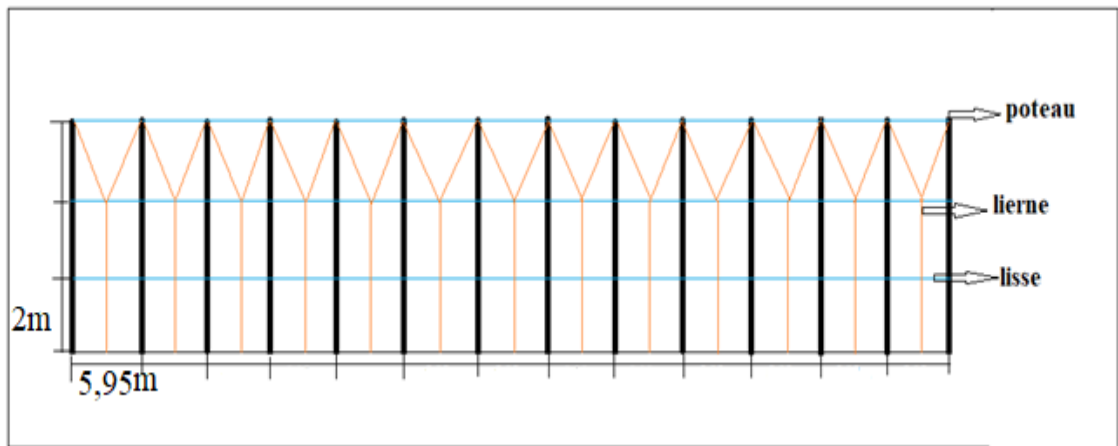
Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement);
- Condition de la stabilité (ELU : déversement);
- Condition de flèche(ELS).

❖ **Vérification de la lisse de long-pan :**

**Les données :**

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L = 5,95\text{m}$ .
- L'entre axe des lisses  $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ( $n = 3$ )
- Poids propre est de la couverture (panneaux sandwichs)..... $25\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'isolants..... $5\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose..... $11\text{kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UAP150)..... $17,93\text{kg/ml}$



**Figure III.17 :** Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

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

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{Lisse}}$$

$$G = (0,25 + 0,05 + 0,11) \times 2 + 0,179$$

$$G = 0,999 \text{ KN/ml}$$

$$G = 0,999 \text{ KN/ml}$$

**b) Surcharges climatiques du vent :** (suivant le plan de l'âme)

$$V = +0,532 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 0,532 \times 2$$

$$V = 1,064 \text{ KN/ml (pression)}$$

❖ **Combinaison de charges les plus défavorables :**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(0.999)$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(1,064)$$

$$Q_{y, sd} = 1,349 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1,596 \text{ KN/ml}$$

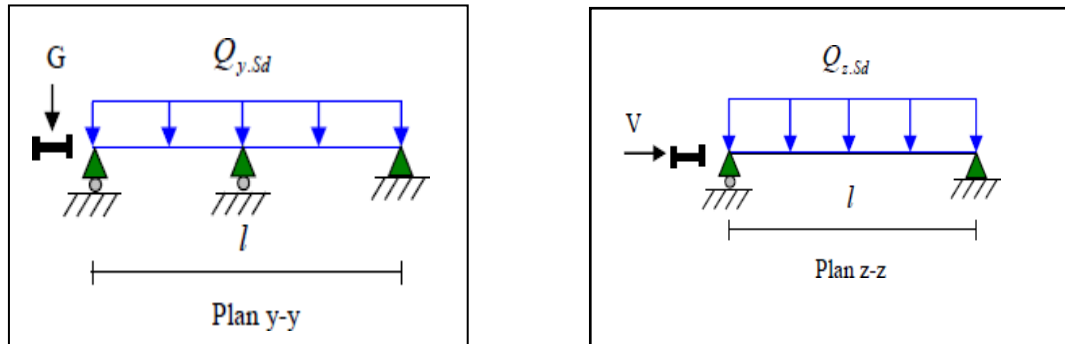


Figure III.18 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

❖ Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit l'UAP 150 Données concernant ce profilé :

Profilé UAP150	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	Wpl,y (cm <sup>3</sup> )	Wpl,z (cm <sup>3</sup> )	Avz (cm <sup>2</sup> )	Avy (cm <sup>2</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )
	150	65	7	10,3	10	109	125,3	38,78	11,28	13,33	93,25

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de UAP150.

**Classe de la section :**

-Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40}{10,4} = 3,88 < 10\varepsilon = 10 \times 1 = 10$$

semelle de classe 1.

-Classe de l'âme : (flèche)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{109}{7} = 15,57 < 72\varepsilon = 72 \times 0,99 = 71,28 \rightarrow \text{L'âme de classe 1.}$$

→ **section de classe 1.**

**a. Vérification à la résistance en section :**

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivante :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Dans notre cas : La section en I donc  $\alpha = 2$  et l'effort normal  $N_{sd} = 0$  donc :  $\beta = 1$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{1,5V \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,064 \times 5,95^2}{8} = 7,063 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} (l/2)^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,999 \cdot (5,95/2)^2}{8} = 1,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125,3 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 26,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,78 \times 235}{1,1} 10^{-3} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{7,063}{26,77}\right)^2 + \left(\frac{1,49}{8,28}\right)^1 = 0,25 \leq 1,0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### b. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{plz,Rd}$$

$$V_y \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_z = \frac{1,5V_l}{2} = \frac{1,5 \times 1,064 \times 5,95}{2} = 9,5 \text{ KN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y)}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{11,28 \cdot (235/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 139,13 \text{ KN}$$

$$V_y = 0,625(1,35G)(L/2) = 0,625 \times 1,35 \times 0,999 \times 5,95/2 = 2,51 \text{ KN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y)}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{13,33 \cdot (235/\sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-1} = 164,42 \text{ KN}$$

$$V_z = 9,5 \text{ KN} \leq V_{plz,Rd} = 139,13 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_y = 2,51 \text{ KN} \leq V_{ply,Rd} = 164,42 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### c. Vérification au déversement :

Il n'y a pas le risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (cas de vent de pression).

#### ❖ Vérification à l'état limite de service (ELS) :

##### • Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

##### ➤ Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad}$$

##### • Flèche verticale suivant yy (sur trois appuis)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{595/2}{200} = 1,49 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{0,999 \times 10^{-2} \cdot (595/2)^4}{2,1 \times 10^4 \cdot 93,25} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,21 \text{ cm} < f_{ad} = 1,49 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_y = 796,1 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 93,25 \text{ cm}^4$$

$$L = 595$$

- Flèche horizontale suivant  $zz'$  :(sur deux appuis)

$$f_z = \frac{5}{200} \frac{V.l^4}{E.I_z}$$

$$f_z = \frac{5}{200} \frac{0,798 \times 10^{-2} \cdot 595^4}{2,1 \times 10^4 \times 796,1} = 1,49 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,49 \text{ cm} < f_{ad} = 1,49 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

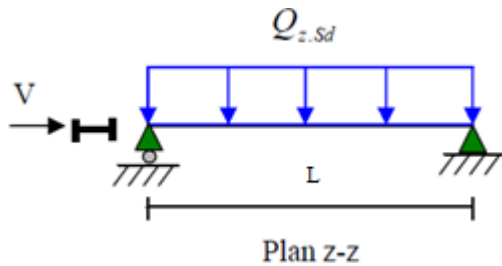


Fig. III.14 : poutre sur deux appuis (z-z)

### Conclusion :

Le profilé en UAP 150 est vérifié comme lisse de bardage de lang pan

#### ❖ Vérification de la lisse de pignon :

La lisse de pignon est soumise à un vent de dépression :

$$V = -0,509 \text{ KN/m}^2$$

L'entre axe des lisses est de 2m.

$$V = 0,509 \times 2 = 1,018 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Vérification à l'état limite ultime :

##### ❖ Vérification à la flexion bi-axiale :

L'UAP 150 est de classe 1 :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$$M_{ply,Rd} = 26,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 8,28 \text{ KN.m}$$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{1,5 V l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,018 \times 4,95^2}{8} = 4,67 \text{ KN.m}$$

- Pouter sur trois appuis :

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} (l|2)^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,999 \cdot (4,95|2)^2}{8} = 1,033 \text{ KN.m}$$

$$\left( \frac{4,67}{26,77} \right)^2 + \left( \frac{1,033}{8,28} \right) = 0,15 < 1,0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11,28 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} \times 10^{-1} = 139,13 \text{ KN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{13,33 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \times 10^{-1} = 164,42 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{(1,5V) \cdot l}{2} = \frac{1,5 \times 1,018 \times 4,95}{2} = 3,78 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) = 0,625 \times (1,35G) \cdot (l/2) = 2,09 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 3,78 \text{ KN} < V_{plz,Rd} = 139,13 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 2,09 \text{ KN} < V_{ply,Rd} = 164,42 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'élément au déversement :**

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule de vérification au déversement est donnée comme suit :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

- **Calcul du moment de résistance au déversement  $M_{b,Rd}$  :**

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \cdot \beta_w}{\gamma_{M1}} = X_{LT} \cdot \beta_w M_{ply,Rd}$$

On a la section de classe 1  $\beta_w = 1,0$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $X_{LT}$  :**

$X_{LT}$  est donné dans les tableau de X en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  selon la courbe de flambement appropriée.

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{[C_1]^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{495 / 2,02}{[1,132]^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{495 / 2,02}{150 / 10,25} \right)^2 \right]^{0,25}} = 132,55$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \quad (\text{acier S235})$$

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

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{132,55}{93,9} \right] \sqrt{1} = 1,41 > 0,4 \quad \text{il faut vérifier au risque de déversement}$$

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

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

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,41 - 0,2) + 1,41^2] = 1,621$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,621 + [1,621^2 - 1,41^2]^{0,5}} = 0,41 < 1$$

$$M_{by,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{by,rd} = 0,41 \times 1 \times 125,3 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1} = 10,98 \text{ KN.m}$$

$$\frac{4,67}{10,98} + \frac{1,033}{8,28} = 0,55 < 1,0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification à la flèche :**

**a. Flèche verticale suivant yy :** (sur trois appuis)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{495/2}{200} = 1,24 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{0,999 \cdot (495/2)^4}{2,1 \times 10^6 \times 93,25} = 0,1 \text{ cm}$$

$f_y = 0,1 \text{ cm} < f_{ad} = 1,24 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**b. Flèche horizontale suivant zz :** (sur deux appuis)

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{495}{200} = 2,475 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,018 \cdot (495)^4}{2,1 \times 10^6 \times 796,1} = 0,48 \text{ cm}$$

$f_z = 0,48 \text{ cm} < f_{ad} = 2,475 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**Conclusion :**

La lisse de pignon en UAP 150 est vérifiée à la sécurité.

**III-7 Les liernes :**

❖ **Calcul des liernes de long pan :**

- **Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :**

La réaction R au niveau de lierne.

$$R = 1,25(1,35G) \times l/2$$

$$R = 1,25(1,35 \times 0,999) \times 5,95/2 = 5,02 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le de tronçons de lierne  $l_1$  provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = 2,51 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_2$  :

$$T_2 = T_1 + R = 2,51 + 5,02 = 7,53 \text{ KN}$$

Effort dans la diagonale  $L_3$  :

$$2T_3 \cdot \sin \Theta = T_2$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \cdot \sin \alpha}$$

$$\Theta = \arctg \frac{2}{2,975} = 33,91^\circ$$

- **Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est  $L_2$ .

$$T_2 = 7,53 \text{ KN}$$

Nature de la sollicitation : tension à la résistance :

Résistance plastique de la section brute :

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$T_2 \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{T_2 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7,53 \times 1,1}{2350} = 0,352 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0,352 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,352}{\pi}} = 0,67 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre :  **$\phi = 0,70 \text{ cm}$ .**

**III-8 Calcul des potelets :**

❖ **Hypothèse de calcul :**

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage de la hauteur de la construction.

Le potelet le plus sollicité à des caractéristiques suivantes :

- L'écartement entre les potelets :  $d=4,95m$ .
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- Les potelets sont articulés en tête en pied.
- Hauteur de potelets :  $L 6m$ .
- Poids propre d'une lisse :  $G_I=0,179KN/m$ .
- Poids du bardage :  $0,25 KN/m^2$ .
- Poids propre de potelets :  $G= 0,426KN/m$ .

❖ **Détermination de sollicitation :**

**a. Charges verticales :**

Charge permanente :

Poids propre de bardage :  $G_{ps} = (0,25+0,11+0,05) \times 4,95 \times 6 = 12,17 KN$

Poids propre de la lisse en UAP :  $G_I = 0,179 \times 4 \times 4,95 = 3,54KN$

Poids propre des potelets :  $G_p = G_{DS} + G_I = 15,02 + 3,54 = 18,56 KN$

$G_p = 18,56 + 0,426 \times 6 = 21,11 KN$

**b. Charges horizontales :**

Effet de vent :

$V = -0,925 \times 4,95 = -4,58KN/m$

❖ **Pré-dimensionnement des potelets :**

On dimensionne les potelets sous la condition de la flèche « $f_z$ »;

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 4,58 \times 740^4}{384 \cdot 2,1 \times 10^6 \cdot 2492} = 3,41 cm \leq f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{740}{200} = 3,7 cm \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{458 \times 10^{-2} \cdot (7,4 \times 10^2)^3}{2,1 \times 10^6} = 2301,49 cm^4$$

On prendre :  $I_y = 2492 cm^4$

Ce qui correspond à un HEB 160 dont  $A = 54,3 cm^2$  et le poids  $G = 42,6 kg/m$ .

Profilé HEB160	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	tw	tf	r	d	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )
	150	65	7	10,3	10	109	125,3	38,78	11,28	13,33	93,25

**Tableau III.3 :** Caractéristiques géométriques de HEB 160.

- **Les charges permanentes :**

Poids propres de bardage : 0,25 KN/m<sup>2</sup>

Poids propre des lisses : 0,179 KN/m

Poids propre des potelets : 0,426 KN/m

❖ **Vérification à la résistance à l'effort axial de compression.**

**Classe de la section :**

Classe de l'âme : ( âme comprimé)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{8} = 13 < 33\varepsilon = 33 \quad \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Classe de la semelle : (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{80}{13} = 6,15 < 10\varepsilon = 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

La section est de classe 1 ;  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

❖ **Vérification de la section à la résistance :**

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd} = W_{pl,Rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{6,87 \times 6^2}{8} = 30,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{354 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 7562,72 \text{ daN.m} = 75,63 \text{ KN.m}$$

$M_{y,sd} = 30,91 \text{ KN.m} < M_{ply,Rd} = 75,63 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

❖ **Incidence de l'effort tranchant :**

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

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 4,58 = 6,87 \text{ KN/m}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{6,87 \times 6}{2} = 20,61 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 17,64 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{17,46 \times (2350/\sqrt{3})}{1,1} 10^{-2} = 215,36 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{20,61}{215,36} = 0,1 < 0,5$$

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

$$N_{sd} = 1,35 G = 1,35 \times 21,71 = 29,31 \text{ KN}$$

❖ **Incidence de l'effort normal :**

Si :  $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} ; 0.5AW.fy / \gamma M_0)$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5430 \times 0,235}{1,1} = \mathbf{1160,04 \text{ KN}}$$

$$0.25N_{pl, Rd} = \mathbf{290,01 \text{ KN}}$$

$$AW = (A - 2b \cdot t_f) = 54,3 - 2 \times 16 \times 1,3$$

$$= 12,7 \text{ cm}^2 \quad 0.5AW.fy/\gamma M_0$$

$$= 0.5 \times 12,7 \times 2350 / 1.1 = \mathbf{135,66 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = 29,31 \text{ KN} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 290,01 \text{ KN} ; 0.5AW.fy/\gamma M_0 = 135,66 \text{ KN})$$

$$N_{Sd} = 29,31 \text{ KN} \ll 0.5AW.fy/\gamma M_0 = 135,66 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

❖ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} N_{pl, Rd}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \leq 1.0$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z N_{pl, Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} M_{ply, Rd}} \leq 1.0$$

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

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

- a. Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2 et 3.}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9 ; \text{ élancement Eulérien}$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1 \times 600}{6,78} = 87,33 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \left[ \frac{87,33}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,93$$

Courbe de flambement  $\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 \leq 1,2$  axe de flambement y-y  $\rightarrow$  courbe de flambement b ;  $\alpha = 0,34$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34(0,93 - 0,2) + 0,93^2] = 1,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,05 + [1,05^2 - 0,93^2]^{0,5}} = 0,65$$

- b. Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors de plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4,05} = 49,38$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \left[ \frac{49,38}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,53 \quad ; \quad \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classes 1, 2 et 3}$$

Courbe de flambement  $\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 \leq 1,2$  axe de flambement z-z  $\rightarrow$  courbe de flambement c ;  $\alpha = 0,49$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49(0,53 - 0,2) + 0,53^2] = 0,72$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,72 + [0,72^2 - 0,53^2]^{0,5}} = 0,83$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,65 ; 0,83) = 0,65$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93,9$$

$\lambda_{LT}$  : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{200 / 4,05}{1,132_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200 / 4,05}{16 / 1,3} \right)^2 \right]^{0,25}} = 40,04$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $c_1=1,132$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \left[ \frac{40,04}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,42$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,42 > 0,4 \rightarrow$  il y a risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,21(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,61$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,61 + [0,61^2 - 0,42^2]^{0,5}} = 0,95 ; \alpha_{LT} = 0,21 \text{ pour les sections laminées}$$

• **Calcul des coefficients K :**

$\beta_{wy}$  est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{wy} = 1,3$

$$u_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{wy} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,93 \cdot (2 \times 1,3 - 4) + \frac{354 - 311,5}{311,5} = -1,16$$

Avec  $u_y \leq 0,9$  ;  $k_y = 1 - \frac{u_y N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} = 1 - \frac{-1,16 \times 2931}{0,5 \times 54,3 \times 2350} = 1,05$  avec  $k_y \leq 1,5$

$$u_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{LT} \cdot \beta_{wLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,53 \times 1,3 - 0,15 = 0,046 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{u_{LT} N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} = 1 - \frac{0,046 \times 2931}{0,83 \times 54,3 \times 2350} = 1,00$$

$\beta_{wLT}$  est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{wy} = 1,3$

$$N_{sd} = 2931 \text{ daN} = 29,31 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1,5 V l^2}{8} = \frac{1,5 \times 458 \times 6^2}{8} = 3091,5 \text{ daN.m} = 30,91 \text{ KN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{5430 \times 0,235}{1,1} = 1160,04 \text{ KN}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{354 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 7562,72 \text{ daN.m} = 75,63 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl, Rd}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{29,31}{0,65 \times 1160,04} + \frac{1,05 \times 30,91}{75,63} = 0,46 < 1,0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{29,31}{0,83 \times 1160,04} + \frac{1 \times 30,91}{0,95 \times 75,63} = 0,46 < 1.0$$

$$0,46 < 1.0 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc **HEB 160 convient** comme potelet.

## CONCLUSION

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

**Les pannes : IPE 140**

**L'échantignole :** épaisseur de  $e = 1,3$  cm.

**Les liernes de la toiture :** barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm

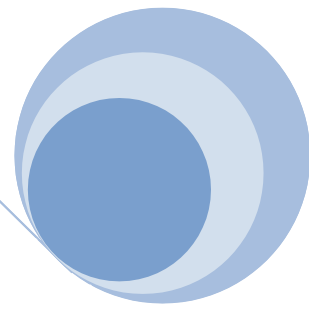
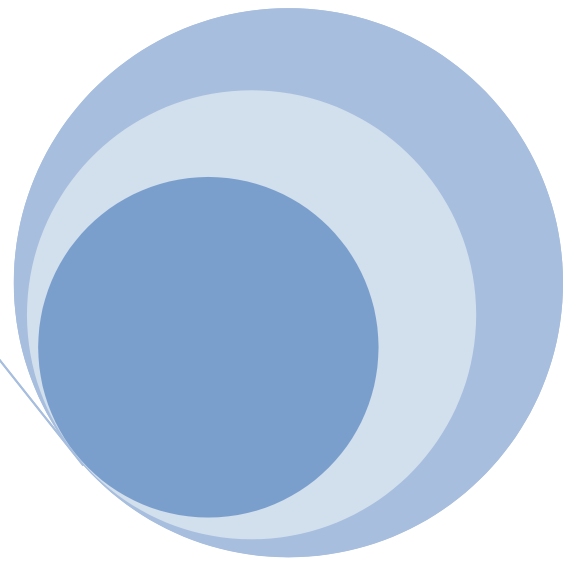
**Les lisses du long-pan : UAP 150**

**Les liernes du long-pan :** barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm

**Les lisses du pignon : UAP 150**

**Les liernes du pignon :** barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm

**Les potelets : HEB 160**



# Chapitre IV : Contreventement



IV.1 Introduction :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

IV.2 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal.

Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

IV.3 Evaluation des efforts horizontaux :

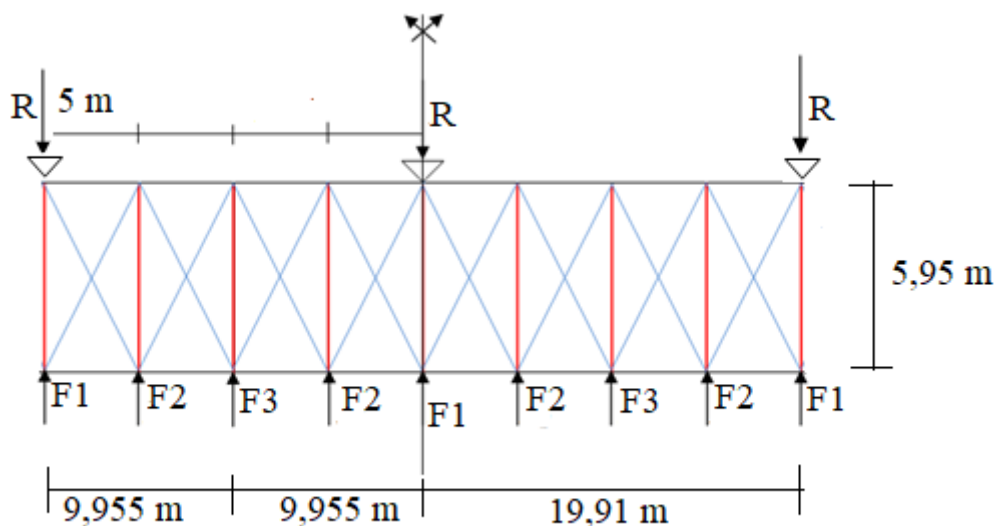


Figure VI.1 : Poutre au vent

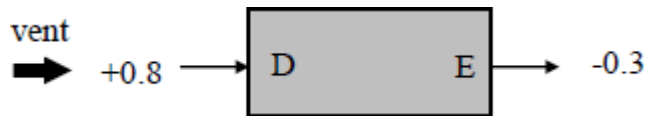
$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_e$$

D'après l'étude au vent la valeur de  $c_e$  est donnée ci-dessous :



$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 0,375 \times 2,16 = 0,81 \text{ KN/m}^2$$

$$C_d = 1 \text{ voir CH.2}$$

$$P_h = C_d \cdot q_h \sum C_r = 0,891 \text{ KN/m}^2$$

$$V = P_h = 0,891 \text{ KN/m}^2$$

La force d'entraînement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture et est donnée par :( voir CH.2)

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h \times c_{fr} \times S_{fr})$$

$$q_h = 0,81 \text{ KN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0,04 \text{ coefficient de frottement}$$

$$S_{fr} = 1445,793 \text{ m}^2$$

$$F_e = 0,81 \times 0,04 \times 1445,793 = \mathbf{46,84 \text{ KN}}$$

#### IV.4 Évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

$$H_1 = 6 \text{ m} \quad h_2 = 6,70 \text{ m} \quad h_3 = 7,4 \text{ m}$$

$$F_1 = \left( 0,891 \times \frac{6}{2} \times \frac{19,91}{8} \right) + \frac{46,84}{8} = \mathbf{12,51 \text{ KN}}$$

$$F_2 = \left( 0,891 \times \frac{6,70}{2} \times \frac{19,91}{4} \right) + \frac{46,84}{4} = \mathbf{26,57 \text{ KN}}$$

$$F_3 = \left( 0,891 \times \frac{7,4}{2} \times \frac{19,91}{4} \right) + \frac{46,84}{4} = \mathbf{28,12 \text{ KN}}$$

#### IV.5 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 12,51 + 2 \times 26,57 + 28,12}{2} = 53,14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \theta = \arctg \frac{5}{5,95} = 40,04^\circ$$

$$\text{d'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{53,14 - 12,51}{\cos 40,04} = 50,24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 50,24 = 75,36 \text{ KN}$$

#### ❖ Section de la diagonal :

Calcul de la section brute A.

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{75,36 \times 1,1}{23,5} = 3,58 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de  $70 \times 70 \times 7$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit L  $70 \times 70 \times 7$  ( $A = 9,40 \text{ cm}^2$ )

Section nette :  $A_{net} = 9,4 - 0,7 \times 1,3 \rightarrow A_{net} = 8,49 \text{ cm}^2$

#### IV.6 Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_y}{\gamma_{M2}}$$

Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 e fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous.

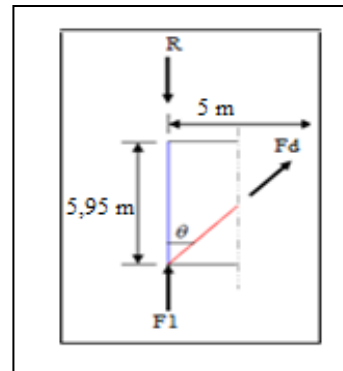


Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Donc :  $\beta = \beta_3 = 0,7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 8,49 \times 36}{1,25} = 171,16 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 75,36 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 171,16 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée

❖ **Conclusion :**

Une cornière de L70×70×8 avec des boulons de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

#### IV.7 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales et une autre à la compression sous (F). On doit donc vérifier les pannes à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

❖ **Flexion composée déviée ( bi-axiale ) :**

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

section de classe 1 et 2 :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$\alpha = 2$  et  $\beta = 5n$  avec  $\beta \geq 1.0$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$A_w = A - 2bt_f$  (aire de l'âme)

$A = \min(A_w/A ; 0,5)$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} ; N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}}$$

❖ **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire:**

- **Flexion déviée : (voir calcul des pannes)**

$G = 0,536 \text{ KN/m}$

$$N=0,35 \text{ KN/m}$$

**Compression :**

$$V=F_2=26,57 \text{ KN}$$

**Combinaison de charge :**

$$1,35G+1,35N+1,35V$$

$$Q_{sd}=1,35G+1,35N$$

$$N_{sd}=1,35V$$

$$Q_{sd}=1,35G+1,35N=1,35 \times 1,079+1,35 \times 0,35=1,93 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z, sd}=Q_{sd} \cdot \cos \alpha=1,93 \times \cos 8=1,91 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, sd}=\frac{Q_{z, sd} l^2}{8}=\frac{1,91 \times 5,95^2}{8}=8,45 \text{ KN.m}$$

$$Q_{y, sd}=Q_{sd} \cdot \sin \alpha=1,93 \times \sin 8=0,27 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, sd}=\frac{Q_{y, sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8}=\frac{0,27 \times \left(\frac{5,95}{2}\right)^2}{8}=0,3 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}=1,35V=1,35 \times 26,57=35,87 \text{ KN}$$

➤ **Caractéristiques géométriques de l'YPE 140:**

$$W_{el,y}=77,32 \text{ cm}^3; W_{el,z}=12,31 \text{ cm}^3; W_{pl,y}=88,34 \text{ cm}^3; W_{pl,z}=19,25 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd}=\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}=\frac{88,34 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}=18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd}=\frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}=\frac{19,25 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1}=4,11 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd}=\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}=\frac{16,4 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}=350,4 \text{ KN}$$

❖ **Incidence d'effort tranchant:**

Si  $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Remarque :

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

❖ **Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$  : Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25N_{pl,Rd}=0,25 \times 350,4=87,6 \text{ KN}$$

$$A_w=A-2b \cdot t_f=16,4-2 \times 7,3 \times 0,69=4,526 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 4,526 \times 23,5 / 1,1 = \mathbf{48,35 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = 35,87 \text{ KN} < \min(87,6; 48,35)$$

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

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

$$\text{Où : } \alpha=2 \text{ et } \beta=5 \text{ et } \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 5 \times \frac{35,87}{282} = 0,63 \quad \beta=1$$

$$\left( \frac{8,45}{18,87} \right)^2 + \left( \frac{0,3}{4,11} \right)^1 = 0,27 < 1,0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et flambement) :**

**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 quelle est fixée à la toiture il n'y a donc 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.

• **Combinaisons à l'ELU :**

**G-1,5V**

$$Q_{z,sd} = G \cdot \cos\alpha = 1,5V$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G \cdot \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1,5V'$$

Avec :

G = 1,079 KN/ml : charge permanente

V = -0,744 KN/ml : vent de soulèvement

V' = 26,57 KN (effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent))

• **Charge de flexion : voir calcul des pannes**

$$Q_{z,sd} = G \cdot \cos\alpha = 1,5V = 1,079 \cos 8 = 1,5 \times 0,744 = \mathbf{-0,05 \text{ KN/ml} \uparrow}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G \cdot \sin\alpha = 1,35 \times 1,079 \sin 8 = \mathbf{0,2 \text{ KN/ml} \leftarrow}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{0,05 \times 5,95^2}{8} = \mathbf{0,22 \text{ KN.m}}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,2 \times \left(\frac{5,95}{2}\right)^2}{8} = \mathbf{0,22 \text{ KN.m}}$$

- **Charge de compression :** (Voir calcul des contreventements)

$$V' = F_2 = 26,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,5V' = 1,5 \times 26,57 = \mathbf{39,86 \text{ KN}}$$

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

- a. Flexion déviée composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

- b. Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \quad M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}; \quad M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \text{ et } k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \text{ et } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_z \leq 1,5$$

$\beta_{My}, \beta_{Mz}$  et  $\beta_{MLT}$  sont des facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport à l'axe des y et z et le déversement respectivement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1,3$

- **Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

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

- **Flambement par rapport à l'axe fort yy :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée.

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

Avec  $\beta_A = 1$  pour les classes de section de 1,2 et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = \mathbf{93,9}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{595}{5,74} = \mathbf{103,66} ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{297,5}{1,65} = \mathbf{180,30}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{103,66}{93,9} \right) = \mathbf{1,1} ; \quad \bar{\lambda}_z = \left( \frac{180,30}{93,9} \right) = \mathbf{1,92}$$

- **Courbe de flambement :**

$$h/b = \frac{140}{73} = \mathbf{1,92} > \mathbf{1,2}$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement a

$$\alpha_y = 0,21$$

Axe de flambement Z-Z → courbe de flambement b

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 \left[ 1 + 0,21 (1,1 - 0,2) + 1,1^2 \right] = \mathbf{1,2}$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,2 + [1,2^2 - 1,1^2]^{0,5}} = \mathbf{0,6}$$

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + 0,34 (1,92 - 0,2) + 1,92^2 \right] = \mathbf{2,63}$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,63 + [2,63^2 - 1,92^2]^{0,5}} = \mathbf{0,23}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,6; 0,23) = \chi_z = \mathbf{0,23}$$

- **Calcul de coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

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

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

avec :

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT}=0,49$  pour les sections soudées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0,5} : \text{l'élancement réduit pour le déversement.}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés en I et H .

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

**IPE 140:**  $i_z = 1,45\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$  ;  $t_f = 0,63\text{cm}$

$L = 297,5\text{ cm}$ : longueur libre maintien latéraux .

$$\lambda_{LT} = \frac{297,5/1,65}{1,88^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{297,5/1,65}{14/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = \mathbf{88,17}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \frac{88,17}{93,9} = \mathbf{0,93} > \mathbf{0,4} \text{ il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,93 - 0,2) + 0,93^2] = \mathbf{1,01}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,01 + [1,01^2 - 0,93^2]^{0,5}} = 0,71 \leq 1,0$$

- **Calcul des coefficients k:**

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \text{ et } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,92 \times 1,3 - 0,15 = \mathbf{0,22} < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \text{ et } k_{LT} \leq 1,0$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,22 \times 3986}{0,23 \times 16,4 \times 2350} = \mathbf{0,9} < \mathbf{1,0}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y < 0,9$$

$$\mu_y = 1,1 \cdot (2 \times 1,3 - 4) + \frac{88,34 - 77,32}{77,32} = \mathbf{-1,4} < \mathbf{0,9}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,4 \times 3986}{0,6 \times 16,4 \times 2350} = \mathbf{1,24}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z < 0,9$$

$$\mu_z = 1,92 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{19,25 - 12,31}{12,31} = \mathbf{-2,12} < \mathbf{0,9}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-2,12 \times 3986}{0,23 \times 16,4 \times 2350} = \mathbf{1,95}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3986}{0,23 \times 35040} + \frac{1,24 \times 0,22}{18,87} + \frac{1,5 \times 0,22}{4,11} = \mathbf{0,58} < 1.0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

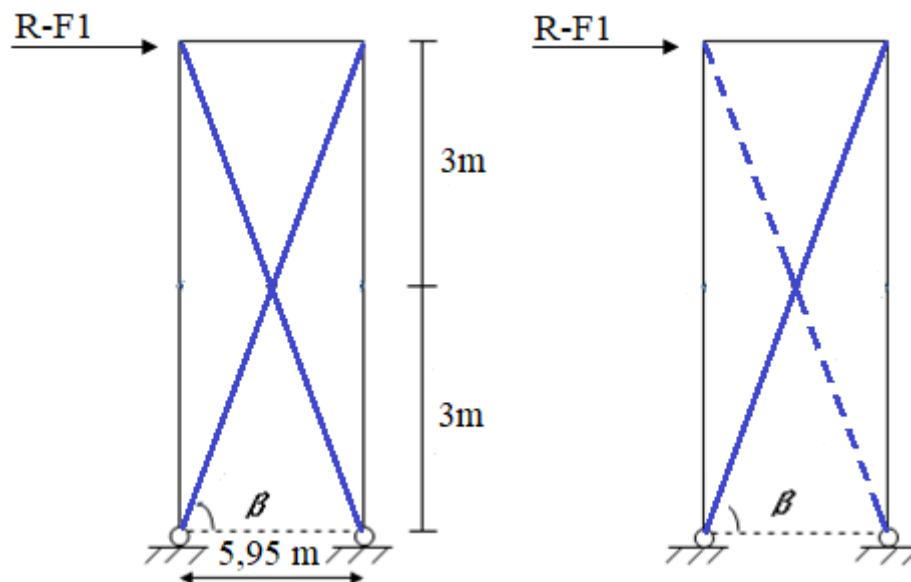
➤ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3986}{0,23 \times 35040} + \frac{0,9 \times 0,22}{18,87} + \frac{1,5 \times 0,22}{4,11} = 0,59 < 1.0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**IV.8 Calcul de la palée de stabilité en long pan :**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons 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 IV.2 :** palée de stabilité

❖ **Par la méthode des coupures :**

- **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cdot \cos\beta = R - F_1$$

$$\operatorname{Tg}\beta = \frac{6}{5,95} = 1,01$$

$$\beta = \arctg 1,01 = 45,24^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{40,63}{\cos 45,24} = \mathbf{57,7 \text{ KN}}$$

### Section de la diagonale:

Calcul de la section brute A:

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5N = 1,5 \times 57,7 = \mathbf{86,55 \text{ KN}}$$

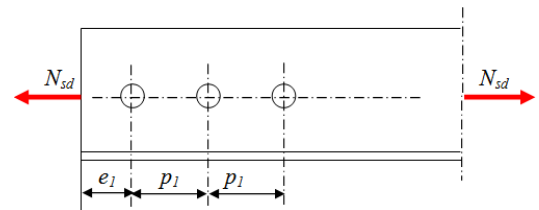
$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{8655 \times 1,1}{2350} = \mathbf{4,05 \text{ cm}^2}$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70x70x7 avec un boulon de 12 et trous de 13 mm.

### ❖ Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Attache de trois boulons et plus



$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 8,49 \times 36}{1,25} = \mathbf{171,16 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = 86,55 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 171,16 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

### Conclusion :

Une cornière isolée de 70x70x7 avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

### IV.9 Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

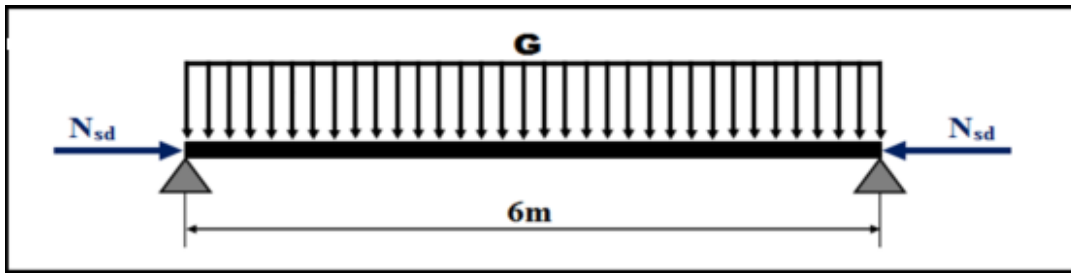
La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical. Elle est soumise à un effort horizontal et à son poids propre. D'où la vérification va se faire en flexion composée.

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculée précédemment.

$$F_1 = 12,51 \text{ KN}$$

$$R = 53,14 \text{ KN}$$

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort de traction de la poutre au vent.



FigureIV.3 : schéma statique de la poutre sablière.

$$N_{\max} = R - F_1 = 53,14 - 12,51 = \mathbf{40,63 \text{ KN}}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > N_{\max}$$

$$A > \frac{40,63 \times 1,1}{23,5} = \mathbf{1,90 \text{ cm}^2}$$

On opte pour un profile **HEA 100**       $A = 21,2 \text{ cm}^2$

- **Remarque :**

Pour une meilleure résistance de la poutre sablière on doit adopte pour des profilés en H ou Des sections tubulaires.

- ❖ **Vérification vis-à-vis de l'instabilité :**

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction minimal :**

Les élancements

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{595}{4,06} = \mathbf{146,55}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = \mathbf{93,9}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{146,55}{93,9} \right) = \mathbf{1,56}$$

D'où la vérification au Flambement est nécessaire :

Calcul des sollicitations :

$$Q = \mathbf{0,129 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = R = \mathbf{53,14 \text{ KN}}$$

$$M_{y,Sd} = 1,5 \cdot \frac{Q \cdot L^2}{8} = 1,5 \times \frac{0,129 \times 5,95^2}{8} = \mathbf{0,85 \text{ KN.m}}$$

- Calcul du  $N_{pl.Rd}$  et  $M_{ply.Rd}$  :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{t0}} = \frac{21,2 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{452,90 \text{ KN}}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83,01 \times 23,5}{1,1} \times 10^{-3} = \mathbf{17,73 \text{ KN.m}}$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = \frac{96}{100} = \mathbf{0,96}$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement b

D'où :

$$\chi_y = 0,6612$$

- Calcul de  $\mu_y$  :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y < 0,9$$

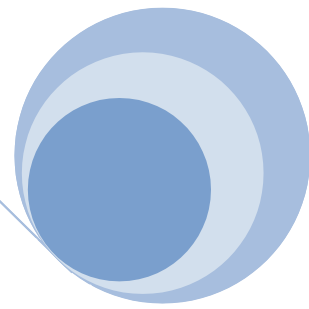
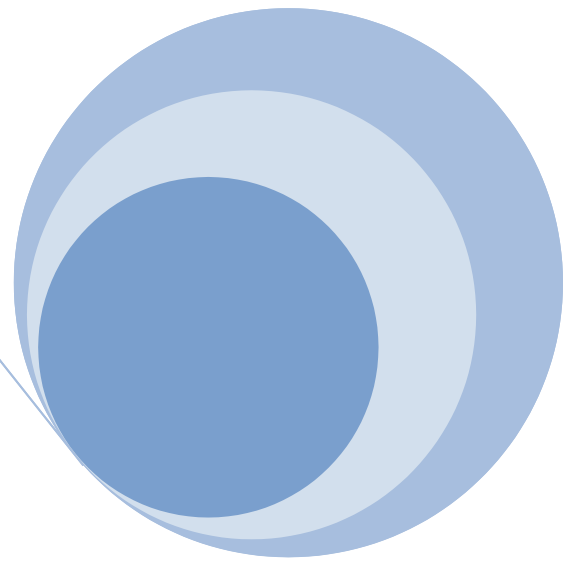
$$\mu_y = 1,56 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{83,01 - 72,76}{72,76} = \mathbf{-2,04 < 0,9}$$

- Calcul de  $k_y$  :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

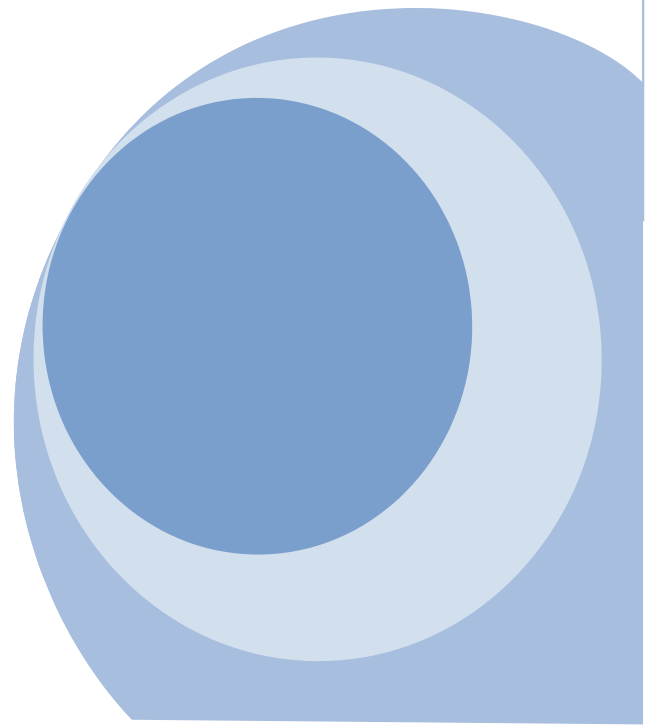
$$k_y = 1 - \frac{(-2,04) \cdot 53,14}{0,6612 \times 21,2 \times 23,5} = \mathbf{1,32 \leq 1,5}$$

$$\frac{53,14 \times 1,1}{0,6612 \times 452,90} + \frac{1,32 \times 0,85 \times 1,1}{17,73} = \mathbf{0,26 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}}$$



# Chapitre V :

## Etude sismique



## V.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application **de règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003» concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

## V.2 Méthode statique équivalent :

- **Condition d'application :**

(Voir article N°42 de RPA 99/ version 2003) Notre bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, il situé en zone sismique IIa (tizi ouizou). Et il a une hauteur de 7,4m inférieure à 30m.

- **Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (effort tranchant) dus à l'action sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

## V.3 Evaluation de la force sismique suivant la direction X :

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant V à la base :**

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone donné par (RPA99/03)

D : facteur d'amplification dynamique moyen donné par (RPA99/03).

R : coefficient de comportement global de la structure par (RPA99/03).

Q : facteur de qualité donné par (RPA99/03).

W : poids total de la structure donné par (RPA99/03).

**a. Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par (RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Zone sismique :IIa

Groupe d'usage : 2A=0,15

**b . Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est donné par la relation :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3 \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Calcul du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

Avec :

Le pourcentage d'amortissement critique:

(%) : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

D'après le tableau (4.2)  $\varepsilon = 4\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+0,04}} = 1,85 \geq 0,7$$

**• Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

- $h_n$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_n = 7,4m$ .
- $C_t$  : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donné par le tableau (4.6).

On a : Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$C_t = 0.085$

Donc :  $T = 0.085 \cdot (7,4)^{3/4}$

**T = 0,38 s**

✓ **Calcul de T2 :**

T2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7. On a un sol de catégorie de 3 (S3)

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal** :  $0 < T = 0.38 \text{ s} < T_2$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5 \times 1.85 = 4,625.$$

- **Sens transversal** :  $0 < T = 0.38 \text{ s} < T_2$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5 \times 1.85 = 4,625.$$

**D<sub>x</sub>=D<sub>y</sub>** donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

**c. Coefficient de comportement global de la structure (R) :(RPA99/03)**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ductiles.

$$R = 6$$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X

$$R = 4$$

**Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :  
La redondance et la géométrie des éléments.

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P<sub>q</sub> : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalités q

**Tableau V.1** : valeurs des pénalités P<sub>q</sub> .

	P <sub>q</sub>	
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0.05	Non observé
<b>2. Redondance en plan</b>	0.05	Non observé
<b>3. Régularité en plan</b>	0	Observé
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	Observé
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	Observé
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	Observé
$\Sigma P_q$	0.1	

On aura :

$$Q = 1 + \sum P_q = Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$Q = 1.10$$

❖ **Calcul de poids de la structure (W) :**

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids des charges permanentes

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Valeurs du coefficient de pondération

$$\beta = 0.5 \text{ (Entrepôts, hangars)}$$

Calcul des charges permanente **W<sub>Gi</sub>** de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Élément	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de élément	La longueur de l'élément (m)	La charge permanentes W (kN)
Panne	IPE 140	16.4	14	71,93	<b>157,92</b>
Lisse du long pan	UAP 150	17,93	6	71,93	<b>77,38</b>
Lisse du pignon	UAP 150	17,93	6	39,82	<b>42,84</b>
Poteau	HEB 240	57.1	42	6	<b>143,89</b>
Traverse	ferme	18	22	39,82	<b>100,34</b>
Potelet du milieu	HEB 160	42,6	3	6	<b>7,67</b>
Potelet	HEB 160	42,6	4	6	<b>10,22</b>
Liernes	Barre rond $\phi = 10 \text{ mm}$	0.620		621.6	<b>3.85</b>
Palé de stabilité	L70×70×7	7,32		67.84	<b>3.64</b>
Poutre au vent	L70×70×7	7,32		127.2	<b>6.83</b>
Élément		Poids propre (Kg/m)	4	Surfaces (m <sup>2</sup> )	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau	36	2	722,89	<b>1040,96</b>
Couverture du long pan	Panneau	41		863,16	<b>353,89</b>
Couverture du pignon	Panneau	41	2	266,79	<b>109,38</b>
				<b>W<sub>Gi</sub></b>	<b>2058,75</b>

**Tableau V.2 :** charges permanentes **W<sub>Gi</sub>** de toute la structure.

Calcul la charges d'exploitation :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times \text{Stoiture}$$

$$W_{Qi} = (0,35 + 1,915) \times 2891,58$$

$$W_{Qi} = 6549,44 \text{ KN.}$$

Calcul le poids total de la structure :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 2058,57 + 0,5 \times 6549,44$$

$$W = 5333,29 \text{ KN.}$$

❖ **Détermination de la force sismique totale :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W_t$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 4,625 \times 1,1}{6} \times 5333,29 = 678,33 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 4,625 \times 1,1}{4} \times 5333,29 = 1017,49 \text{ KN}$$

#### V.4 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$F_i=0$  : puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure à 0,7s ( $T_x$  et  $T_y < 0,7$ ).

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W \cdot h}{\sum_{i=1}^n W \cdot h}$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal au niveau  $i$ .

$h$ : la hauteur de chaque niveau .

$W$  : poids total de la structure.

La période  $T = 0,38$  s déterminée lors du calcul de

$$(D) T = 0,38 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

$V$  : la force sismique totale.

#### 1. Sens longitudinal X :

$$F_{tx}=0$$

$$F_{ix}=(V_x-F_{tx})$$

$$F_{ix}=V_x$$

$$F_{ix}=678,33 \text{ KN}$$

## 2. Sens transversal Y :

$$F_{ty}=0$$

$$F_{iy}=(V_y-F_{ty})$$

$$F_{iy}=V_y$$

$$F_{iy}=1017,49 \text{ KN}$$

### V.5 Les sollicitations dues au vent plus défavorables (sens V1 pignon) :

$$V = 0,832 \text{ KN/m}^2$$

(chapitre 02)

$$V = 0,832 \times \text{Stoiture}$$

$$V = 0,832 \times 2891,59$$

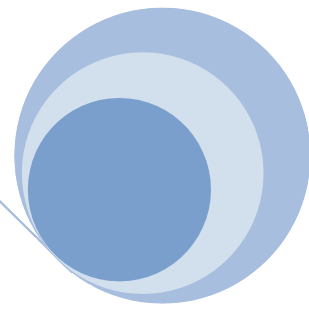
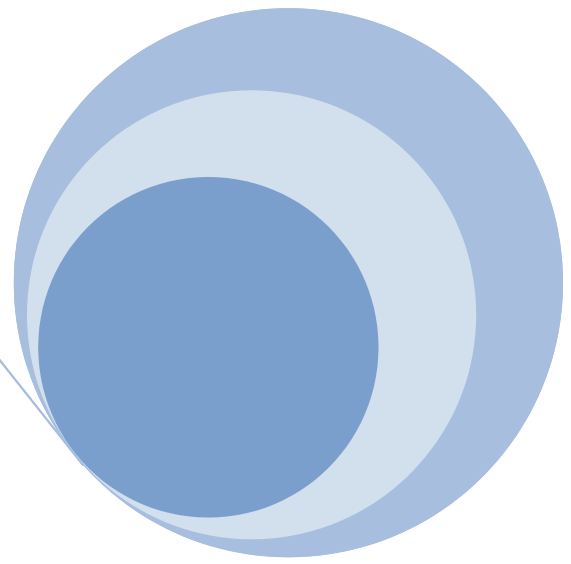
$$V = 2405,80 \text{ KN}$$

$$V > V_x$$

$$V > V_y$$

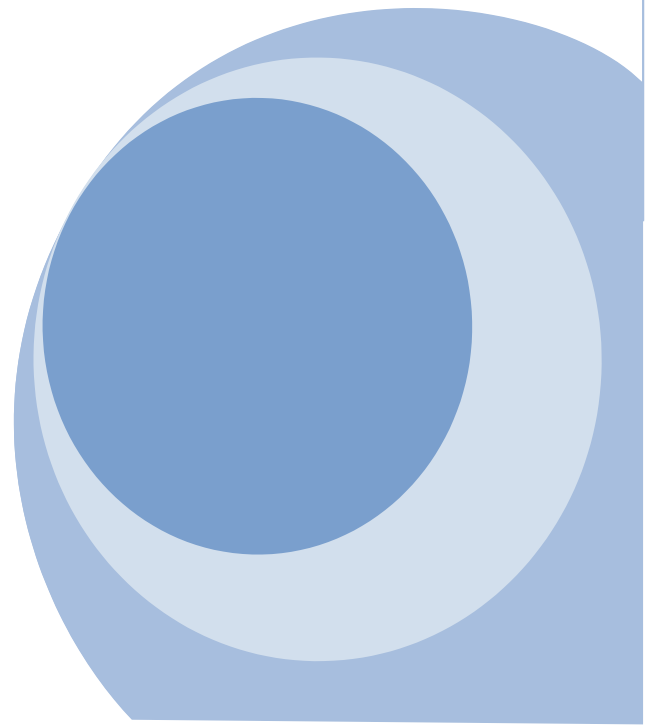
## CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.



# Chapitre VI :

## Etude de portique



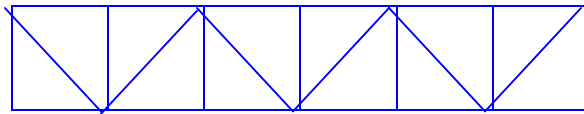
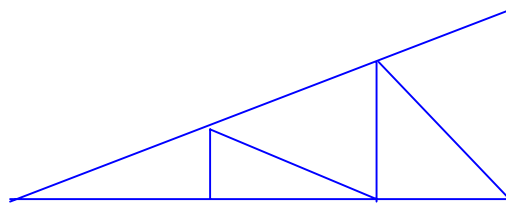
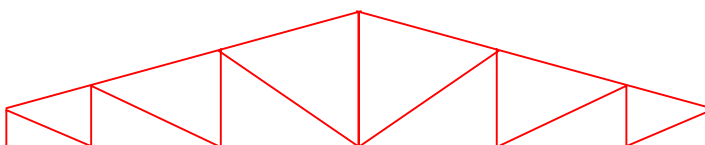
**VI-1-Introduction :**

Le portique est un système porteur d'une halle en charpente métallique, il est constitué d'éléments (traverses – poteaux) liés entre eux. Il a pour fonction première de supporter les charges et actions agissant sur la halle et de les transmettre aux fondations, il assure ainsi la stabilité transversale.

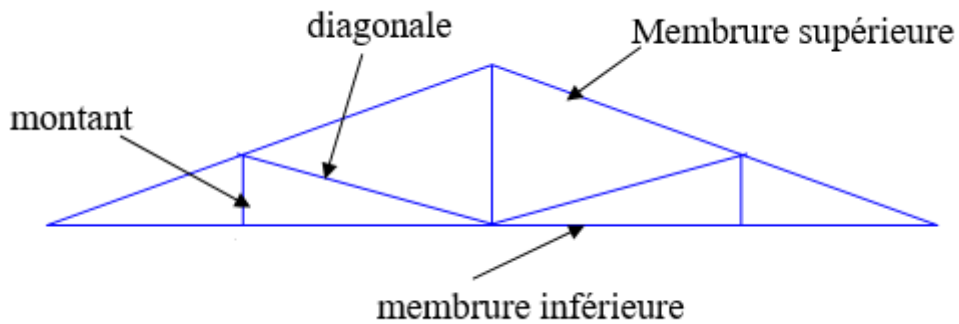
**VI-2- Vérification de la traverse 'ferme en treille' :****❖ Types de fermes de toiture :**

Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci. Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.) . Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé.

Les fermes les plus courantes sont les suivantes :

**a. Fermes à membrures parallèles ou «poutre à treillis »****b. Fermes à simple versant :****c. Fermes trapézoïdales :**

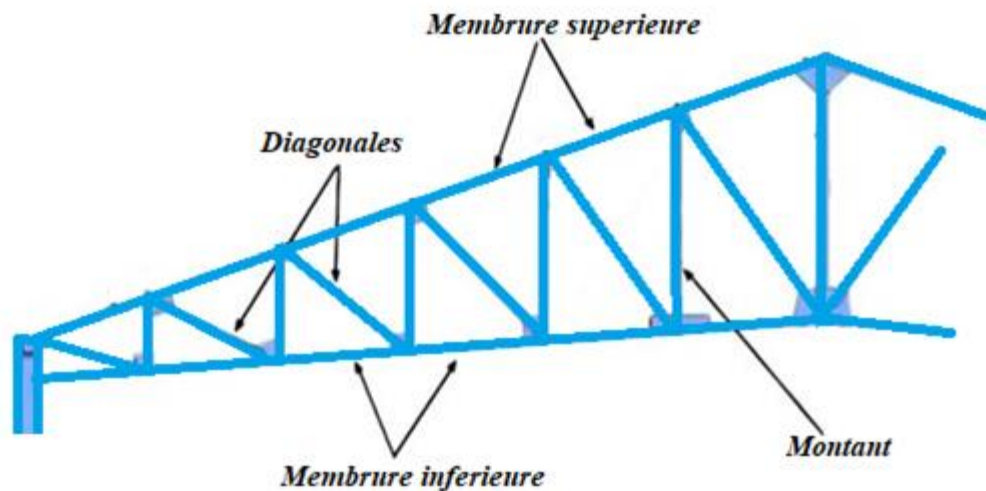
**d. Fermes triangulées :**



**Figure VI.1:** Les fermes les plus courantes.

**❖ Ferme de toiture :**

On a des fermes de forme trapézoïdale de **19,91 m** de longueur supportent **9** pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de **1,2 m** ; L'entre axe des fermes est de **5,95 m**. On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants et diagonales).



**Figure VI.2 :** Les composants de la ferme.

**VI-2-1- Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :**

**a- Charge permanentes :**

Couverture (TL75) + accessoires de pose.....	36 kg/m <sup>2</sup>
Panne (IPE 140).....	12,9 kg/ml = 10,75 kg/m <sup>2</sup> Ferme (poids forfaitaire).....
Contreventements .....	18.0 kg/m <sup>2</sup>
	7,38 kg/m <sup>2</sup>

**b- Surcharges climatiques :**

**b.1. Surcharge de neige :** (par projection horizontale)

$$N = S = 0,294 \text{ kN / m}^2$$

**b.2. Surcharge du vent :** (perpendiculaire au versant)

Versants de toitures (Grande face gauche « au vent »)				
Zon e	C <sub>e</sub>	C <sub>i</sub>	P <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>h</sub> (kN/m)
F	-1,69	+0,26	-1,58	-9,40
G	-1,08	+0,26	-1,09	-6,48
H	-0,51	+0,26	-0,62	-3,69
I	-0,72	+0,26	-0,97	-5,77
J	-0,54	+0,26	-0,65	-3,87

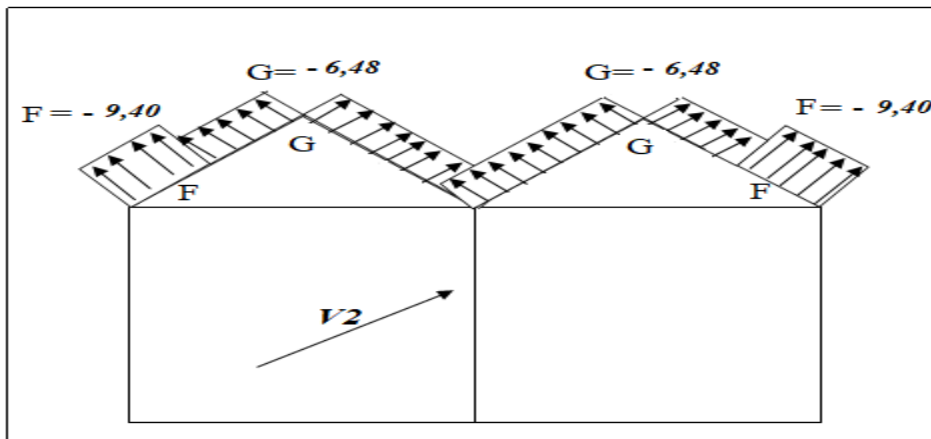
**Tableau V.1 :** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture.

L'entre axe du portique est de 5,95 m ;  $p_h \text{ [kg / m}^2\text{]} \times \text{entraxe} = P_h \text{ [kg / ml]}$

Convention de Signe :

(+) pression ; action du vent vers la paroi

(-) dépression ; action du vent hors de la paroi


**Figure VI.3 :** La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture.

(cas de vent dans le sens V2)

$$e = \min(b ; 2h) = \min(71,93 ; 2 \times 7,4) = 14,8 \text{ m}$$

$$e/10 = 14,8/10 = 1,48 \text{ m}$$

**Remarque :**

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

- **Coefficient de pression équivalent :**

Versant gauche :  $C_{e.eq} = (C_{e.G} \times e/10 + C_{e.H} \times (1/2 - e/10))/1$

Versant droit :  $C_{e.eq} = (C_{e.J} \times e/10 + C_{e.I} \times (1/2 - e/10))/1$

- **Charge équivalent du vent :**

$$\frac{6,48 \times 1,48}{19,91} + \frac{3,69 \times 8,475}{19,91} + \frac{5,77 \times 1,48}{19,91} + \frac{3,87 \times 8,475}{19,91} = \frac{w \times 19,91}{19,91}$$

$$w = 4,13 \text{ kN / ml}$$

### VI-2-2 Calcul des efforts revenant aux nœuds :

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$S = 5,95 \times 1,2 = 7,14 \text{ m}^2$$

- **Effort dû aux charges permanentes :**

$$P_G = (36 + 10,75 + 18 + 7,38) \times 7,14 = 515 \text{ kg} = 5,15 \text{ KN}$$

- **Effort dû aux surcharges de neige :**

$$P_N = 29,4 \times 7,14 = 209,9 \text{ Kg} = 2,099 \text{ KN}$$

- **Effort dû au vent :**

$$P_V = - \frac{4,13 \times 7,14}{5,95} = - 4,95 \text{ KN}$$

5,95 m: L'entre axe des portiques.

#### Remarque :

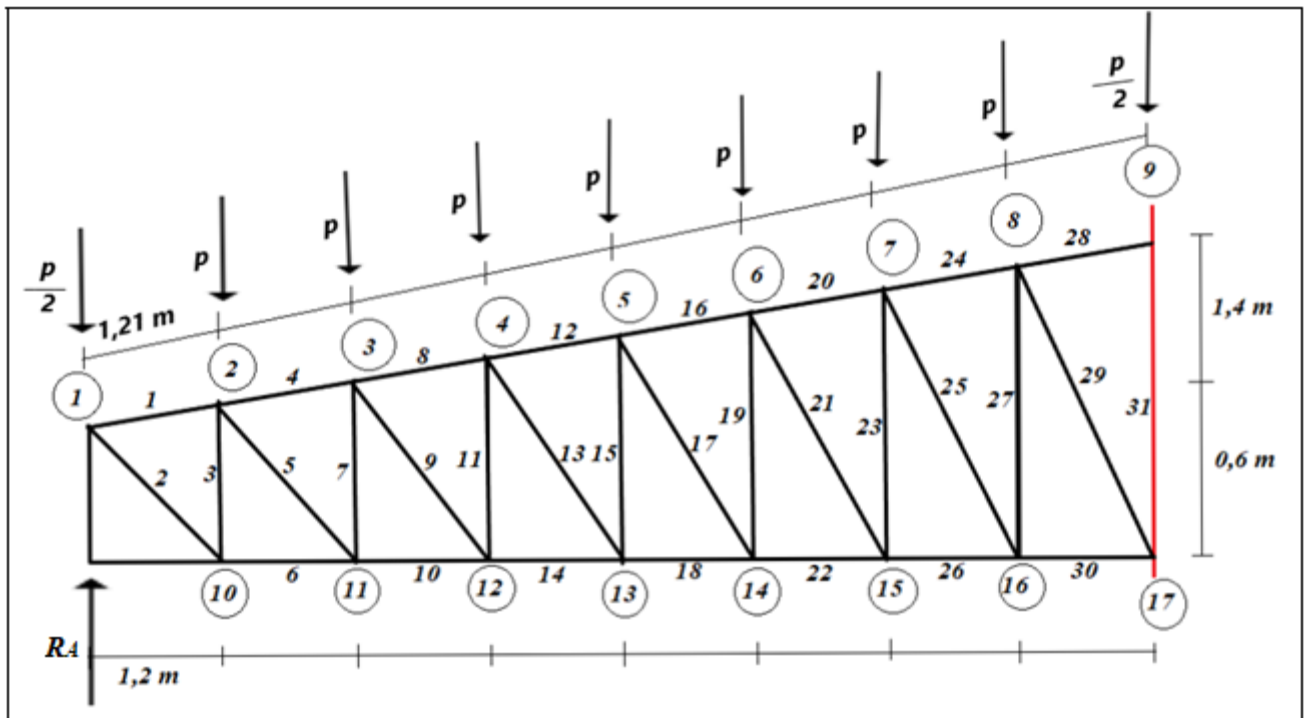
Les efforts dus aux vents ascensionnels agissent perpendiculairement aux versants de la toiture. Vu la faible pente de la toiture et par souci de simplification des calculs, on admet que ces efforts sont dirigés verticalement, ce qui conduit à une erreur négligeable (< 2 %).

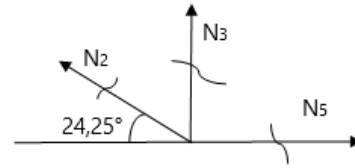
### VI-2-3- Calcul des efforts dans les barres :

En calculant une ferme, on admet que toutes les barres sont articulées dans les nœuds. Le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les barres d'une ferme est le graphique de « Cremona ». La solution analytique est également possible.

#### ❖ Calcul des efforts par la méthode des nœuds. Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ kg}$

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre, chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré. Cet équilibre peut être mis en évidence par le schéma du nœud isolé à partir duquel nous pouvons facilement écrire les équations d'équilibre.



**Nœud10:**


$$\Sigma F_{/xx'}=0$$

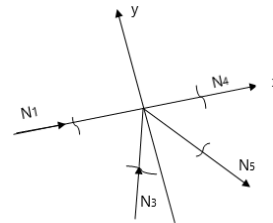
$$-N_2 \cos \alpha + N_6 = 0$$

$$N_6 = 8,55 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{/yy'}=0$$

$$N_3 + N_2 \cos \alpha = 0$$

$$N_3 = -3,85 \text{ Kg}$$

**Nœud2**


$$\Sigma F_{/yy'}=0$$

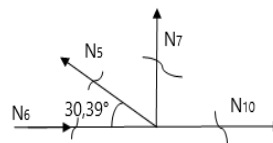
$$N_3 \cos \alpha - N_5 \sin \beta$$

$$N_5 = \frac{N_3 \cos \alpha}{\sin \beta} = 6,11 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{/xx'}=0$$

$$N_1 + N_4 + N_5 \cos \beta + N_3 \sin \alpha = 0$$

$$N_4 = -11,48 \text{ Kg}$$

**Nœud11:**


$$\Sigma F_{/yy'}=0$$

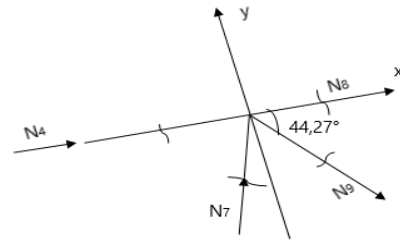
$$N_7 + N_5 \sin \alpha = 0$$

$$N_7 = -3,09 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{/xx'}=0$$

$$N_{10} - N_6 - N_5 \sin \alpha = 0$$

$$N_{10} = 13,82 \text{ Kg}$$

**Nœud3:**


$$\Sigma F_{yy'}=0$$

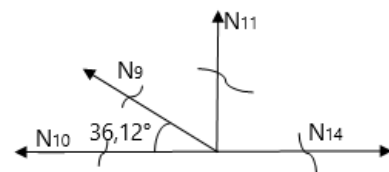
$$N_7 \cos \alpha - N_9 \sin \beta$$

$$N_9 = \frac{N_7 \cdot \cos \alpha}{\sin \beta} = 4,38 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'}=0$$

$$N_4 + N_8 + N_9 \cos \beta + N_7 \sin \alpha = 0$$

$$N_8 = -15,04 \text{ Kg}$$

**Nœud12:**


$$\Sigma F_{yy'}=0$$

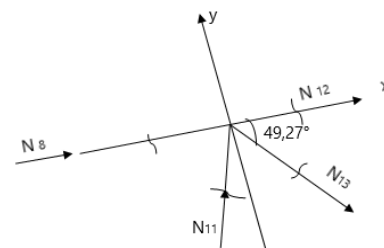
$$N_{11} + N_9 \sin \alpha = 0$$

$$N_{11} = -2,58 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'}=0$$

$$N_{14} - N_{10} - N_9 \cos \alpha = 0$$

$$N_{14} = 17,35 \text{ Kg}$$

**Nœud4:**


$$\Sigma F_{yy'}=0$$

$$N_{11} \cos \alpha - N_{13} \sin \beta$$

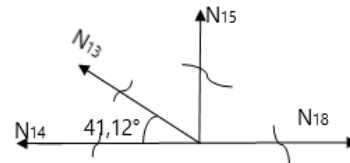
$$N_{13} = \frac{N_{11} \cdot \cos \alpha}{\sin \beta} = 3,72 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'}=0$$

$$N_{12} + N_8 + N_{13} \cos \beta + N_{11} \sin \alpha = 0$$

$$N_{12} = -17,83 \text{ Kg}$$

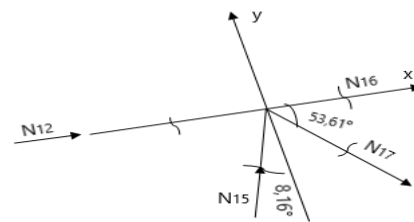
**Nœud13:**



$$\begin{aligned} \Sigma F_{yy'} &= 0 \\ N_{15} + N_{13} \sin \alpha &= 0 \\ N_{15} &= -2,44 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{xx'} &= 0 \\ N_{18} - N_{14} - N_{13} \cos \alpha &= 0 \\ N_{18} &= 20,15 \text{ Kg} \end{aligned}$$

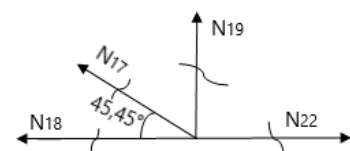
**Nœud5:**



$$\begin{aligned} \Sigma F_{yy'} &= 0 \\ N_{15} \cos \alpha - N_{17} \sin \beta & \\ N_{17} &= \frac{N_{15} \cdot \cos \alpha}{\sin \beta} = 3 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{xx'} &= 0 \\ N_{12} + N_{16} + N_{17} \cos \beta + N_{15} \sin \alpha &= 0 \\ N_{16} &= -19,95 \text{ Kg} \end{aligned}$$

**Nœud14:**

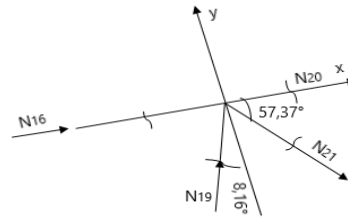


$$\begin{aligned} \Sigma F_{yy'} &= 0 \\ N_{19} + N_{17} \sin \alpha &= 0 \\ N_{19} &= -2,13 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{xx'} &= 0 \\ N_{22} - N_{18} - N_{17} \cos \alpha &= 0 \end{aligned}$$

$$N_{22} = 22,25 \text{ Kg}$$

**Nœud6:**



$$\Sigma F_{yy'} = 0$$

$$N_{19} \cos \alpha - N_{21} \sin \beta$$

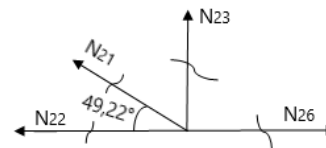
$$N_{21} = \frac{N_{19} \cdot \cos \alpha}{\sin \beta} = 2,50 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'} = 0$$

$$N_{20} + N_{16} + N_{21} \cos \beta + N_{19} \sin \alpha = 0$$

$$N_{20} = -21,60 \text{ Kg}$$

**Nœud15:**



$$\Sigma F_{yy'} = 0$$

$$N_{23} + N_{21} \sin \alpha = 0$$

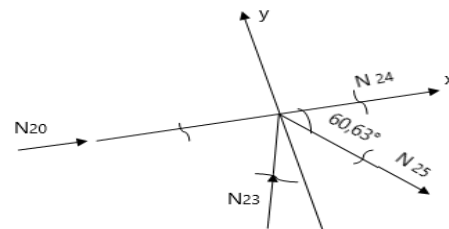
$$N_{23} = -1,89 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'} = 0$$

$$N_{26} - N_{22} - N_{21} \cos \alpha = 0$$

$$N_{26} = 23,88 \text{ Kg}$$

**Nœud7:**



$$\Sigma F_{yy'} = 0$$

$$N_{23} \cos \alpha - N_{25} \sin \beta$$

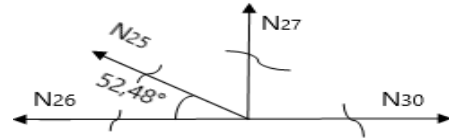
$$N_{25} = \frac{N_{23} \cdot \cos \alpha}{\sin \beta} = 2,14 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_{xx'} = 0$$

$$N_{20} + N_{24} + N_{25} \cos \beta + N_{23} \sin \alpha = 0$$

$$N_{24} = -22,64 \text{ Kg}$$

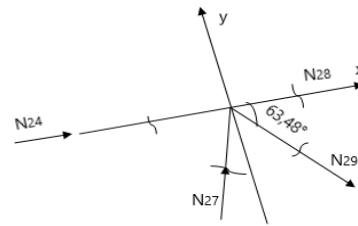
**Nœud16:**



$$\begin{aligned} \Sigma F_{/yy'} &= 0 \\ N_{27} + N_{25} \sin \alpha &= 0 \\ N_{27} &= -1,69 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{/xx'} &= 0 \\ N_{30} - N_{26} - N_{25} \cos \alpha &= 0 \\ N_{30} &= 25,18 \text{ Kg} \end{aligned}$$

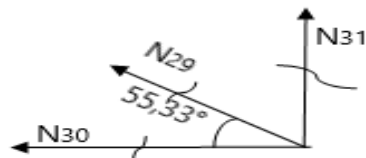
**Nœud 8:**



$$\begin{aligned} \Sigma F_{/yy'} &= 0 \\ N_{27} \cos \alpha - N_{29} \sin \beta & \\ N_{29} &= \frac{N_{27} \cos \alpha}{\sin \beta} = 1,86 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{/xx'} &= 0 \\ N_{24} + N_{28} + N_{29} \cos \beta + N_{27} \sin \alpha &= 0 \\ N_{28} &= -23,71 \text{ Kg} \end{aligned}$$

**Nœud17:**



$$\begin{aligned} \Sigma F_{/yy'} &= 0 \\ N_{31} + N_{29} \sin \alpha &= 0 \\ N_{31} &= -1,52 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Eléments	N° des barres	Effort dû à P = 1.0	Nature des efforts		
			G 515 kg	N 209,9 kg	V - 495 kg
Membrure Supérieure	1	- 6,16	-3172,4	-1292,98	+3049,2
	4	- 11,48	-5912,2	-2409,65	+5682,6
	8	- 15,04	-7745,6	-3156,89	+7444,8
	12	- 17,83	-9182,45	-3742,51	+8825,85
	16	-19,95	-10274,25	-4187,50	+9875,25
	20	-21,60	-11124	-4533,84	+10692
	24	-22,64	-11659,6	-4752,13	+11206,8
	28	-23,71	-12210,65	-4976,73	+11736,45
Membrure inférieure	6	0	0	0	0
	6	+ 8,55	+4403,25	+1794,64	-4232,25
	10	+ 13,82	+7117,3	+2900,81	-6840,9
	14	+ 17,35	+8935,25	+3641,76	-8588,25
	18	+20,15	+10377,25	+4229,48	-9974,25
	22	+22,25	+11458,75	+4670,27	-11013,75
	26	+23,88	+12298,2	+5012,41	-11820,6
	30	+25,18	+12967,7	+5285,28	-12464,1
Diagonales	2	+9	+4635	+1889,1	-4455
	5	+6,11	+3146,65	+1282,48	-3024,45
	9	+4,38	+2255,7	+919,36	-2168,1
	13	+3,72	+1915,8	+780,82	-1841,4
	17	+3	+1545	+629,7	-1485
	21	+2,5	+1287,5	+524,75	-1237,5
	25	+2,14	+1102,1	+449,18	-1059,3
	29	+1,86	+957,9	+390,41	-920,7
Montants	3	-3,85	-1982,75	-808,11	+1905,75
	7	-3,09	-1591,35	-648,59	+1529,55
	11	-2,58	-1328,7	-541,54	+1277,1
	15	-2,44	-1256,6	-512,15	+1207,8
	19	-2,13	-1096,95	-447,08	+1054,35
	23	-1,89	-973,35	-396,71	+935,55
	27	-1,69	-870,35	-354,73	+836,55
	31	-1,52	-782,8	-319,04	+752,4

Tableau VI.2: Nature des efforts pour toutes les barres d'une ferme.

		Les combinaisons les plus défavorables	
Eléments	N° des barres	1.35 G +1.5 N	G + 1.5V
Membrures supérieure.	1	- 6222,21	+1401,4
	4	-11595,94	+2611,7
	8	-15191,89	+3421,6
	12	-18010,07	+4056,32
	16	-20151,48	+4538,62
	20	-21818,16	+4914
	24	-22868,65	+5150,6
	28	-23949,07	+5394,02
Membrures inférieure	6	+8636,34	-1945,12
	10	+13959,57	-3144,05
	14	+17525,22	-3947,12
	18	+20353,50	-4584,12
	22	+22474,71	-5061,87
	26	+24121,18	-5432,7
	30	+25434,31	-5728,45
Diagonales	2	+9090,9	-2047,5
	5	+6171,69	-1390,02
	9	+4424,23	-996,45
	13	+3757,56	-846,3
	17	+3030,3	-682,5
	21	+2525,25	-568,75
	25	+2161,60	-486,85
	29	+1878,78	-423,15
Montants	3	-3888,87	+875,87
	7	-3121,20	+702,97
	11	-2606,05	+586,95
	15	-2464,63	+555,1
	19	-2151,50	+484,5
	23	-1909,08	+429,97
	27	-1707,06	+384,47
	31	-1535,34	+345,8

**Tableau VI.3:** Les combinaisons pour toutes les barres de ferme.

**Remarque:**

1. La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est :

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5N$$

On prend: 1kg ≈ 1daN

2. Convention de signe : (+) Tension et (-) Compression

❖ **Les efforts :**

-Les membrures supérieure sont sollicitées a un effort de compression

$$N_{sd} = 401,11 \text{ KN.}$$

-Les membrures inférieure sont sollicitées a un effort de traction

$$N_{sd} = 254,34 \text{ KN.}$$

-Les diagonales sont sollicitées a un effort de, traction

$$N_{sd} = 90,90 \text{ KN.}$$

-Les montants sont sollicitées a un effort de compression

$$N_{sd} = 38,98 \text{ KN}$$

**VI-2-4- Vérification des membrures supérieure :**

La membrure est sollicitée à un effort de compression :  $N_{sd} = 239,49 \text{ KN.}$

Les assemblages sont soudés donc :  $N_c = N_{pl,d}$

On prend un profilé DCAE100×100×12(cornière jumelée avec un gousset d'épaisseur 8 mm)

t(mm)	Y <sub>s</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	h(mm)	b (cm)
12	2,90	22,7	100	100
i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	G(Kg/ml)
3,02	206,7	206,7	3,02	17,8

**Tableau VI.4 :** Caractéristiques du DCAE 100x100x12.

**a. Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_c$ ,

$$N_{c,} = N_{pl,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{22,7 \times 10^2 \times 0,235}{1,1} = 484,95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 239,49 \text{ KN} < N_{c,rd} = 484,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**b. Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que:  $N_{sd} < N_{t,rd}$

$$N_{pl,} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 484,95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 239,49 \text{ KN} < N_{PL,rd} = 484,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**c. Vérification de la membrure au flambement :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_{b,Rd}$

Avec :

• **Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{100}{12} = 8,33 < 15\varepsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{100+100}{24} = 8,33 < 15\varepsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local :

$\beta_a = 1,0$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

$$N_{b,Rd} = \chi_y \times A \times f_y \times \beta A / \gamma_{M_0}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} ; \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \lambda_y^2]}}$$

Et  $\varphi_y = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$

Courbe de flambement c : pour les cornières a=0,49

$$N_{b,Rd} = \chi_z \times A \times f_y \times \beta A / \gamma_{M_0}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} ; \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{[\varphi_z^2 - \lambda_z^2]}}$$

Et  $\varphi_z = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$

➤ **Flambement dans le plan de la ferme :**

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = \frac{1,2}{\cos a} = 1,21$  m

$l_y = 0,9 \times l_0 = 0,9 \times 1,21 = 108,9$  (dans le plan de la ferme)

$\lambda_y = \frac{108,9}{3,02} = 36,06 \implies \bar{\lambda}_y = 0,38 \implies \varphi_y = 0,616 \implies \chi_y = 0,90$

$N_{b,Rd} = 0,90 \frac{22,7 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 872,91$  KN

$N_{sd} = 239,49$  KN <  $N_{b,Rd} = 872,91$  KN.....OK

➤ **Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme :**

$i_z = l_0 = 1,21$  (dans le plan  $\perp$  au plan de la ferme.)

$I_z = 2[I_z + A \times \Delta^2] = 2[206,7 + 22,7 \times 3,3^2] = 907,80 \text{ cm}^4$

$\Delta = d + 0,4 = 2,90 + 0,4 = 3,3 \text{ cm}$

$i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{907,80}{22,7}} = 6,32 \text{ cm}$

$\lambda_z = \frac{121}{6,32} = 19,15 \implies \bar{\lambda}_z = 0,20 \implies \varphi_z = 0,52 \implies \chi_z = 1$

$N_{b,Rd} = 1 \times \frac{22,7 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 969,91 \text{ KN}$

$N_{sd} = 239,49 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 969,91 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

**VI-2-5- Vérification des membrures inférieure :**

La membrure est sollicitée à un effort de traction :

$N_{sd} = 254,34 \text{ KN}$ .

Les assemblages sont soudés donc :  $N_c = N_{pl,d}$

On prend un profilé DCAE100x100x12 (cornière jumelée avec un gousset d'épaisseur 8 mm)

t(mm)	Y <sub>s</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	h(mm)	b (cm)
12	2,90	22,7	100	100
i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	G(Kg/ml)
3,02	206,7	206,7	3,02	17,8

**Tableau VI.5 :** Caractéristiques du DCAE 100x100x12 .

**a. Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que:  $N_{sd} < N_{c,rd}$

$N_{t,} = N_{pl,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{22,7 \times 10^2 \times 0,235}{1,1} = 484,95 \text{ KN}$

$N_{sd} = 254,34 \text{ KN} < N_{t,rd} = 484,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

**b. Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que:  $N_{sd} < N_{c,rd}$

$N_{pl,} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 484,95 \text{ KN}$

$N_{sd} = 254,34 \text{ KN} < N_{PL,rd} = 484,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$

**c. Vérification de la membrure au flambement :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_{b,Rd}$

Avec :

- **Classe de la section :**

$\frac{h}{t} = \frac{100}{12} = 8,33 < 15\epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$

$\frac{b+h}{2t} = \frac{100+100}{24} = 8,33 < 15\epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local :

$\beta_a=1,0$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

$$N_{b,Rd} = \chi_y \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} ; \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \lambda_y^2]}}$$

$$\text{Et } \varphi_y = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Courbe de flambement c : pour les cornières a=0,49

$$N_{b,Rd} = \chi_z \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} ; \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{[\varphi_z^2 - \lambda_z^2]}}$$

$$\text{Et } \varphi_z = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

➤ **Flambement dans le plan de la ferme :**

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 1,2\text{m}$

$$l_y = 0,9 \times l_0 = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \quad (\text{dans le plan de la ferme})$$

$$\lambda_y = \frac{108}{3,02} = 35,76 \implies \bar{\lambda}_y = 0,38 \implies \varphi_y = 0,616 \implies \chi_y = 0,90$$

$$N_{b,Rd} = 0,90 \times \frac{22,7 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 872,91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 254,34 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 872,91 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

➤ **Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme :**

$$l_z = l_0 = 1,2 \quad (\text{dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.})$$

$$I_z = 2[I_z + A \times \Delta^2] = 2[206,7 + 22,7 \times 3,3^2] = 907,80 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0,4 = 2,90 + 0,4 = 3,3 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{907,80}{22,7}} = 6,32 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{120}{6,32} = 18,99 \implies \bar{\lambda}_z = 0,2 \implies \varphi_z = 0,52 \implies \chi_z = 1$$

$$N_{b,Rd} = 1 \times \frac{22,7 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 969,91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 254,34 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 969,91 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**VI-2-6- Vérification des diagonales :**

La membrure est sollicitée à un effort de traction :  $N_{sd} = 90,909 \text{ KN}$ . Les assemblages sont soudés donc :  $N_c = N_{pl,d}$

On prend un profilé DCAE70×70×7 (cornière jumelée avec un gousset d'épaisseur 8 mm)

t(mm)	Y <sub>s</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	h(mm)	b (cm)
7	1,97	9,40	70	70
i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	G(Kg/ml)
2,12	42,30	42,30	2,12	7,38

**Tableau VI.6 :** Caractéristiques du DCAE 70 x70 x 7.

**a. Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que:  $N_{sd} < N_{t,rd}$

$$N_{t,rd} = N_{pl,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{7,38 \times 10^2 \times 0,235}{1,1} = 157,66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 90,909 \text{ KN} < N_{t,rd} = 157,66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**b. Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_{c,d}$

$$N_{pl,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 157,66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 90,909 \text{ KN} < N_{PL,d} = 157,66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**c. Vérification de la membrure au flambement :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_{b,Rd}$

Avec :

**• Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{7} = 10 < 15\epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{14} = 10 < 15\epsilon = 15 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local :

$B_a = 1,0$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

$$N_{b,Rd} = \chi_y \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} ; \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \lambda_y^2]}}$$

$$\text{Et } \varphi_y = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Courbe de flambement c : pour les cornières a=0,49

$$N_{b,Rd} = \chi_z \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} ; \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{[\varphi_z^2 - \lambda_z^2]}}$$

Et  $\varphi_z = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$

➤ **Flambement dans le plan de la ferme :**

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 1,34\text{m}$

$l_y = 0,8 \times l_0 = 0,8 \times 1,34 = 1,072\text{m}$  (dans le plan de la ferme)

$\lambda_y = \frac{107,2}{2,12} = 50,56 \implies \bar{\lambda}_y = 0,54 \implies \varphi_y = 0,668 \implies \chi_y = 0,94$

$N_{b,Rd} = 0,94 \frac{9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 377,53 \text{ KN}$

$N_{sd} = 90,909 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 377,53 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$

➤ **Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme :**

$l_z = l_0 = 1,34$  (dans le plan  $\perp$  au plan de la ferme.)

$I_z = 2[I_z + A \times \Delta^2] = 2[42,30 + 9,40 \times 2,37^2] = 190,19\text{cm}^4$

$\Delta = d + 0,4 = 1,97 + 0,4 = 2,37 \text{ cm}$

$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{190,19}{2 \times 9,40}} = 3,18 \text{ cm}$

$\lambda_z = \frac{134}{3,18} = 42,13 \implies \bar{\lambda}_z = 0,44 \implies \varphi_z = 0,65 \implies \chi_z = 1,08$

$N_{b,Rd} = 1,08 \frac{9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 433,76 \text{ KN}$

$N_{sd} = 90,909 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 433,76 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$

**VI-2-7- Vérification des Montants :**

La membrure est sollicitée à un effort de compression :  $N_{sd} = 90,909 \text{ KN}$ . Les assemblages sont soudés donc:  $N_{c,rd} = N_{pl,rd}$

On prend un profilé DCAE70×70×7 (cornière jumelée avec un gousset d'épaisseur 8 mm)

t(mm)	$Y_s$ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	h(mm)	b (cm)
7	1,97	9,40	70	70
$i_y$ (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$i_z$ (cm)	G(Kg/ml)
2,12	42,30	42,30	2,12	7,38

**Tableau VI.7 :** Caractéristiques du DCAE 70 x70 x 7.

**a. Vérification à la compression :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_c$ ,

$N_c = N_{pl,d} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{9,40 \times 2 \times 10^2 \times 0,235}{1,1} = 401,63 \text{ KN}$

$N_{sd} = 38,89\text{KN} < N_{c,rd} = 401,63 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{OK}$

**b. Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que:  $N_{sd} < N_{t,rd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 401,63 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 38,89 \text{ KN} < N_{pl} = 401,63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**c. Vérification de la membrure au flambement :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} < N_{b,Rd}$

Avec :

• **Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{7} = 10 < 15\epsilon = 15 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{14} = 10 < 15\epsilon = 15 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Section de classe 3: pas de réduction de section pour le flambement local :

$\beta_a = 1,0$  pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

$$N_{b,Rd} = \chi_y \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ; \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} ; \chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \lambda_y^2]}}$$

$$\text{Et } \varphi_y = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Courbe de flambement c : pour les cornières ;  $a=0,49$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \times A \times f_y \times \frac{\beta A}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ; \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} ; \chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{[\varphi_z^2 - \lambda_z^2]}}$$

$$\text{Et } \varphi_z = 0,5 \times [1 + a(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

➤ **Flambement dans le plan de la ferme :**

Longueur  $l_0$  de la barre :  $l_0 = 0,77 \text{ m}$

$$l_y = 0,8 \times l_0 = 0,8 \times 0,77 = 0,616 \text{ m} \quad (\text{dans le plan de la ferme})$$

$$\lambda_y = \frac{61,6}{2,12} \implies \bar{\lambda}_y = 0,31 \implies \varphi_y = 0,575 \implies \chi_y = 0,944$$

$$N_{b,Rd} = 0,944 \times \frac{9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 379,14 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 38,89 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 379,14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

➤ **Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme :**

$$l_z = l_0 = 0,77 \quad (\text{dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.})$$

$$I_z = 2[I_z + A \times \Delta^2] = 2[42,30 + 9,40 \times 1,97^2] = 190,19 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0,4 = 1,97 + 0,4 = 2,37 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{190,19}{9,40 \times 2}} = 3,18 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{77}{2,12} = 36,32 \implies \bar{\lambda}_z = 0,38 \implies \phi_z = 0,511 \implies \chi_z = 1,010$$

$$N_{b,Rd} = 1,010 \times \frac{9,40 \times 2 \times 23,5}{1,1} = 404,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 38,89 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 404,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### VI-2-8- Calcul du poids réel de la ferme :

Lors de calcul des charges nous avons estimé le poids propre de la ferme à  $18 \text{ kg/m}^2$

Poids estimé de la ferme :  $18 \times 5,95 \times 19,91 = 2132,36 \text{ kg}$

#### ❖ Poids réel de la ferme :

Membrure supérieure (arbalétrier) : 2L100×100×12 à 35,6 kg/ml

Longueur : 2,4 m

$$W_{ms} = 20,10 \times 35,6 = \mathbf{715,56 \text{ kg}}$$

Membrure inférieure (entrait) : 2L100×100×12 à 35,6 kg/ml

Longueur : 2,38m

$$W_{mi} = 19,91 \times 35,6 = \mathbf{708,79 \text{ kg}}$$

Montants : 2L70×70×7 à 14,76 kg/ml

Longueur total : 21,7 m

$$W_m = 14,76 \times 21,7 = \mathbf{320,29 \text{ kg}}$$

Diagonales : 2L70×70×7 à 14,76 kg/ml

Longueur total : 27,32m

$$W_d = 14,76 \times 27,32 = \mathbf{403,24 \text{ kg}}$$

#### ❖ Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 715,56 + 708,79 + 320,29 + 403,24 = \mathbf{2147,88 \text{ kg}}$$

A cela nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

$$\text{Poids total de la ferme : } W = 2147,88 \times 1,20 = \mathbf{2577,45 \text{ kg}}$$

Soit  $\mathbf{23 \text{ kg/m}^2}$ .

### VI.3 Calcul des poteaux

#### VI-3-1- Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions avec facilité d'assemblage.

#### VI-3-2- Efforts dans les poteaux :

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige).

Effort de flexion dû à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.

##### a. Action du vent :

Elle est déterminée par (RNV 2013). Elle exerce normalement aux surfaces des parois des pressions et des dépressions extérieures et intérieures, (voir étude au vent CH.I)

#### VI-3-3- Calcul des poteaux :

Dans le calcul des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs énumérés ci-dessus, on tient compte de la nature de leurs liaisons aux fermes ou aux traverses et au massif de fondations.

En principe les poteaux peuvent être encastres sur les massifs et articulés sous les fermes.

Plus généralement ils sont d'une part encastres, aux fermes et d'autre part, soit articulés, soit encastres sur les massifs de fondations.

On doit vérifier que la plus grande contrainte d'un poteau sous l'action de charges combinées de compression et de flexion est inférieure à la limite élastique et que les déformations demeurent acceptables.

Les contraintes sont dues aux efforts suivants :

**a. Effort de compression :**

Il provient principalement des poids et des efforts de renversement.

**b. Efforts transversaux :**

Il provient des forces horizontales et des variations de températures pour les bâtiments de plus de 50 m de longueur sans joint.

**c. Moment fléchissant :**

Il provient des encastremements des poteaux aux poutres fléchies par les charges verticales, ou de la résistance aux efforts horizontaux, tels ceux dus au vent.

**VI-3-4- Effet des charges verticales sur portique :**

**a. Charges permanentes :**

Couverture et accessoires de pose : .....36,00 kg/m<sup>2</sup>  
 Pannes :(IPE 140) ..... 10,75kg/m<sup>2</sup>  
 Ferme:(voir étude des fermes) ... .....23kg/m<sup>2</sup>  
 Poids total:  $G = 36 + 10,75 + 23 = 69,75 \text{ kg / m}^2$

$$G = 69,75 \times 5,95 = 415,01 \text{ kg / ml} = 4,15 \text{ KN/ml}$$

**b. Effet de la neige :** (voir étude à la neige)

$$N_n = 0,294 \text{ KN / m}^2$$

$$N_n = 0,294 \times 5,95 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

**c. Etude au vent :**

Versants de toitures (Grande face gauche « au vent »)			
Zone	$C_e$	$C_i$	$p_h(\text{kN/m}^2)$
A	-1	+0,26	-0,96
B	-0,8	+0,26	-0,81
C	-0,5	+0,26	-0,58
D	+0,8	+0,26	-0,41
E	-0,3	+0,26	-0,43

**Tableau VI.8 :** charges de vent (plus défavorables)

**VI-3-5- Calcul des moments à la tête du poteau :**

Le moment à l'encastrement poteau-ferme vaut :

$$M = \frac{Q \cdot l^2}{4(2k+3)}$$

et

$$K = \frac{I_f}{l_f} \times \frac{h}{I_p}$$

Avec :

$I_p$  : inertie du poteau HEB 240 ( $I_y = 11260\text{cm}^4$ )

$I_f$  : inertie de la ferme (à déterminer).

$h$  : hauteur du poteau ( $h = 6\text{m}$ )

$l_f$  : portée de la ferme ( $l = 19,91\text{m}$ )

Le moment d'inertie de la ferme est calculé en substituant à sa place une poutre pleine équivalente (vis à vis de la flèche) dont l'axe est confondu avec la membrure inférieure de la ferme.

Le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule suivante :

$$I_f = (S_{sup} + S_{sup} \times v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{sup} \times v_{sup}^2)$$

Avec :

$S_{sup}$  et  $S_{inf}$  : aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

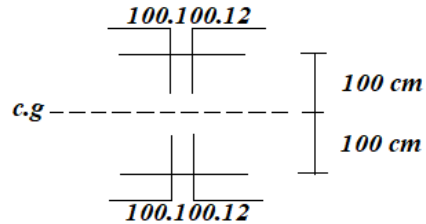
$v_{sup}$  et  $v_{inf}$  : les distances entre le centre de gravité (axe) de la ferme et les axes des membrures supérieure et inférieure ami-travée.

❖ **Position du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum A_i}$$

- Membrure supérieure :  $2L100 = 100 \times 12$  ;  $I_y = 413,4\text{cm}^4$  ;  
 $A = 45,4\text{cm}^2$  ;  $y = 200\text{cm}$
- Membrure inférieure :  $2L100 \times 100 \times 12$  ;  $I_x = 413,4\text{cm}^4$  ;

$$A = 45,4 \text{ cm}^2; y = 0,0 \text{ cm}$$



$$Y_G = \frac{45,4 \times 200 + 45,4 \times 0}{45,4 \times 2} = \frac{9080}{90,8} = 100 \text{ cm}$$

$$v_{sup} = 200.100.100 \text{ cm}$$

$$v_{inf} = 100 \text{ cm}$$

$$I_f = (I_{sup} + S_{sup} \times v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{sup} \times v_{sup}^2)$$

$$I_f = 413,4 + 45,4 \times 100^2 + 413,4 + 45,4 \times 100^2 = 459366,8 \text{ cm}^4$$

$$D'où \quad K = \frac{I_f}{I_p} \times \frac{h}{I_p} = \frac{459366,8 \times 6}{19,91 \times 11260} = 12,29$$

$$\text{Soit : } M_G = \frac{Q.l^2}{4(2k+3)} = \frac{4,15 \times 19,91^2}{4(2 \times 12,29 + 3)} = 14,91 \text{ KN/m}$$

$$M_{Nn} = \frac{Q.l^2}{4(2k+3)} = \frac{1,75 \times 19,91^2}{4(2 \times 12,29 + 3)} = 6,29 \text{ KN/m}$$

❖ **Effet du vent :**

D'après les résultats de l'étude au vent (voir tableau ci – dessus)

$$\text{Paroi D : } V = 0,41$$

$$\text{Paroi E : } V = 0,43$$

$$\text{Résultante} = 0,41 + 0,43 = 0,84 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Effort en tête des poteaux :**

$$F=0,84 \times 5,95 \times \frac{6}{2} = 15 \text{ KN}$$

✓ **Moment en tête des poteaux :**

$$M_V = F \times \frac{h}{2} = 15 \times \frac{6}{2} = 30 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts verticaux :**

$$N_V = \pm \frac{15 \times 6}{19,91} = 4,52 \text{ KN}$$

### VI-3-6- Vérification des poteaux suivant (l'Eurocode3) :

Nature de la sollicitation : flexion composée Formules de vérifications :  
cas de sections de classe 1 ou 2 :

**a. Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

**b. Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

❖ **Combinaisons les plus défavorables :**

$$N_{sd} = N_{\max} = 1,35 \times N_G + 1,35(N_V + N_N)$$

$$M_{y.sd} = M_{\max} = 1,35 \times M_G + 1,35(M_V + M_N)$$

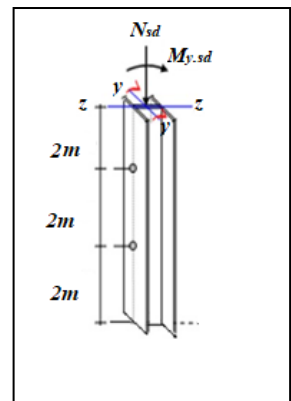
Avec :

$$M_G = 14,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{Nn} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_V = 30 \text{ KN.m}$$

$$N_G = \frac{Q \times L}{2} = \frac{4,15 \times 19,91}{2} = 41,31 \text{ KN}$$



$$N_N = \frac{Q \times L}{2} = \frac{1,75 \times 19,91}{2} = 17,42 \text{ KN}$$

$$N_V = 4,52 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = N_{\max} = 1,35 \times 41,31 + 1,35(4,52 + 17,42) = 85,39 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = M_{\max} = 1,35 \times 14,91 + 1,35(30 + 6,29) = 69,12 \text{ KN.m}$$

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

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

**1. Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)**

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5}; \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1 et 2 et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[ \frac{2,1 \times 10^4}{23,5} \right]^{0,5} = 93,9; \text{ élancement Eulérien}$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le

Tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad ; \quad K = \frac{I_f}{I_p} \times \frac{h}{I_p} = \frac{459366,8 \times 6}{19,91 \times 11260} = 12,29$$

$$l_y = 2h \sqrt{1 + \frac{0,4}{K}} \quad \Longrightarrow \quad l_y = 2 \times 6,0 \sqrt{1 + \frac{0,4}{12,29}} = 12,19$$

$$\lambda_y = \frac{1219}{10,31} = 118$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{118}{93,9} = 1,25$$

Courbe de flambement  $\frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 \leq 1,2$  axe de flambement y-y → courbe de flambement b ;  $\alpha = 0,34$  .

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + 0,34(1,25 - 0,2) + 1,25^2] = 1,46$$

$$\mathbf{X}_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,46 + [1,46^2 - 1,25^2]^{0,5}} = 0,49$$

## 2. Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors de plan du portique) :

$$\mathbf{X}_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{6,08} = 32,89 \quad ; \quad l_z = 2,0 \text{ m (entre axe des lisses)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} = \left[ \frac{32,89}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,35$$

Et  $\beta_A = 1,0$  pour les sections de classes 1,2 et 3

Courbe de flambement  $\frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 \leq 1,2$  axe de flambement z-z → courbe de flambement c ;  $\alpha = 0,49$  (tableau 3).

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49(0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,6$$

$$\mathbf{X}_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,6 + [0,6^2 - 0,35^2]^{0,5}} = 0,92$$

$$\mathbf{X}_{min} = \min (\mathbf{X}_y ; \mathbf{X}_z) = \min (0,49 ; 0,92) = 0,49$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\mathbf{X}_{LT}$  :

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} : \text{élancement réduit pour le déversement}$$

$\beta_A = 1,0$  pour les sections de classe 1 et 2 et 3.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{[C_1]^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

**HEB 240** :  $i_z = 6,08$  cm ;  $h = 24$  cm ;  $t_f = 1,7$  cm

$L = 200$  cm : Maintiens latéraux (entre axe des lisses de bardage.)

$$C_1 = 1,88 - 1,40\Psi + 0,52\Psi^2 \leq 2,7$$

$\Psi = \frac{M_a}{M_b}$  avec  $M_a < M_b$  moment aux extrémités du tronçon le plus chargé

$$-1,0 \leq \Psi \leq 1,0$$

$$M_b = 69,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_{y.sd}(h=4m) = \frac{69,12 \times 4}{6} = 46,08 \text{ KN.m} \quad ; \quad \frac{69,12}{6} = \frac{M_{y.sd}(h=4m)}{4}$$

$$\Psi = \frac{46,08}{69,12} = 0,67$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \times 0,67 + 0,52 \times 0,67^2 = 1,175 \leq 2,7$$

on prend  $C_1 = 1,175$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/6,08}{[1,175]^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/6,08}{24/1,7} \right)^2 \right]^{0,25}} = 28,57$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0,304$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,304 - 0,2) + 0,304^2] = 0,557$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,557 + [0,557^2 - 0,304^2]^{0,5}} = 0,977$$

- Calcul des coefficients k
- Calcul des coefficients  $k_{LT}$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1,0$$

- Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{MLT}$  :
- Cas de moment d'extrémité :

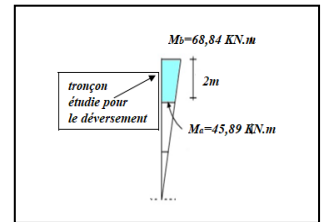
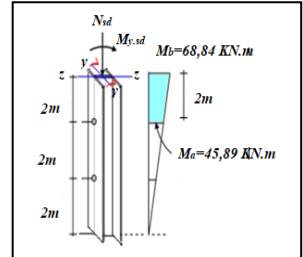
$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1,8 - 0,7\Psi$$

$$\Psi = \frac{46,08}{69,12} = 0,67$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1,8 - 0,7(0,67) = 1,33$$

**Remarque :**

$\beta_{MLT}$  est le facteur de moment uniforme équivalent calculé pour le tronçon entre deux sections maintenues vis-à-vis du



déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,35 \times 1,33 - 0,15 = 0,08$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,08 \times 85,39}{0,92 \times 106 \times 23,5} = 1,003 > 1 ; \text{ on prend } k_{LT} = 1$$

- **Calcul du coefficient  $k_y$ :**

$$\beta_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M\Psi} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \text{ avec } \beta_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} \text{ avec } k_y \leq 1,5$$

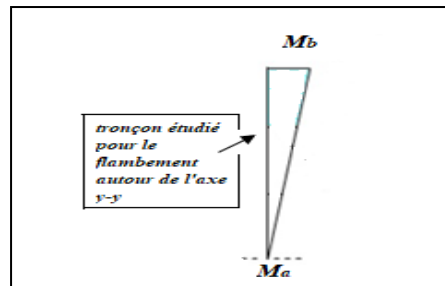
- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$  :**

➤ **Cas de moment d'extrémité :**

$$\beta_{My} = \beta_{M\Psi} = 1,8 - 0,7 \Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{69,12} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\Psi} = 1,8$$



**Remarque :**

Le facteur  $\beta_M$  doit être calculé en considérant le diagramme de moment fléchissant sur la longueur du tronçon entre point de maintien au flambement dans le plan considéré. dans cette vérification, le tronçon de barre pour le calcul de  $\beta_{Mz}$  peut ne pas être le même que celui pour le calcul de  $\beta_{My}$ .

$$\mu_y = 1,25 (2 \times 1,8 - 4) + \frac{1053 - 938,3}{938,3} = -0,378$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,378 \times 85,39}{0,49 \times 106 \times 23,5} = 1,03 \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1,5$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{106 \times 23,5}{1,1} = 2264,54 \text{KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1053 \times 23,5}{1,1} = 22495,91 \text{KNcm} = 224,96 \text{KN.m}$$

❖ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{85,39}{0,49 \times 2264,5} + \frac{1,03 \times 69,12}{224,96} = 0,393 < 1,0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

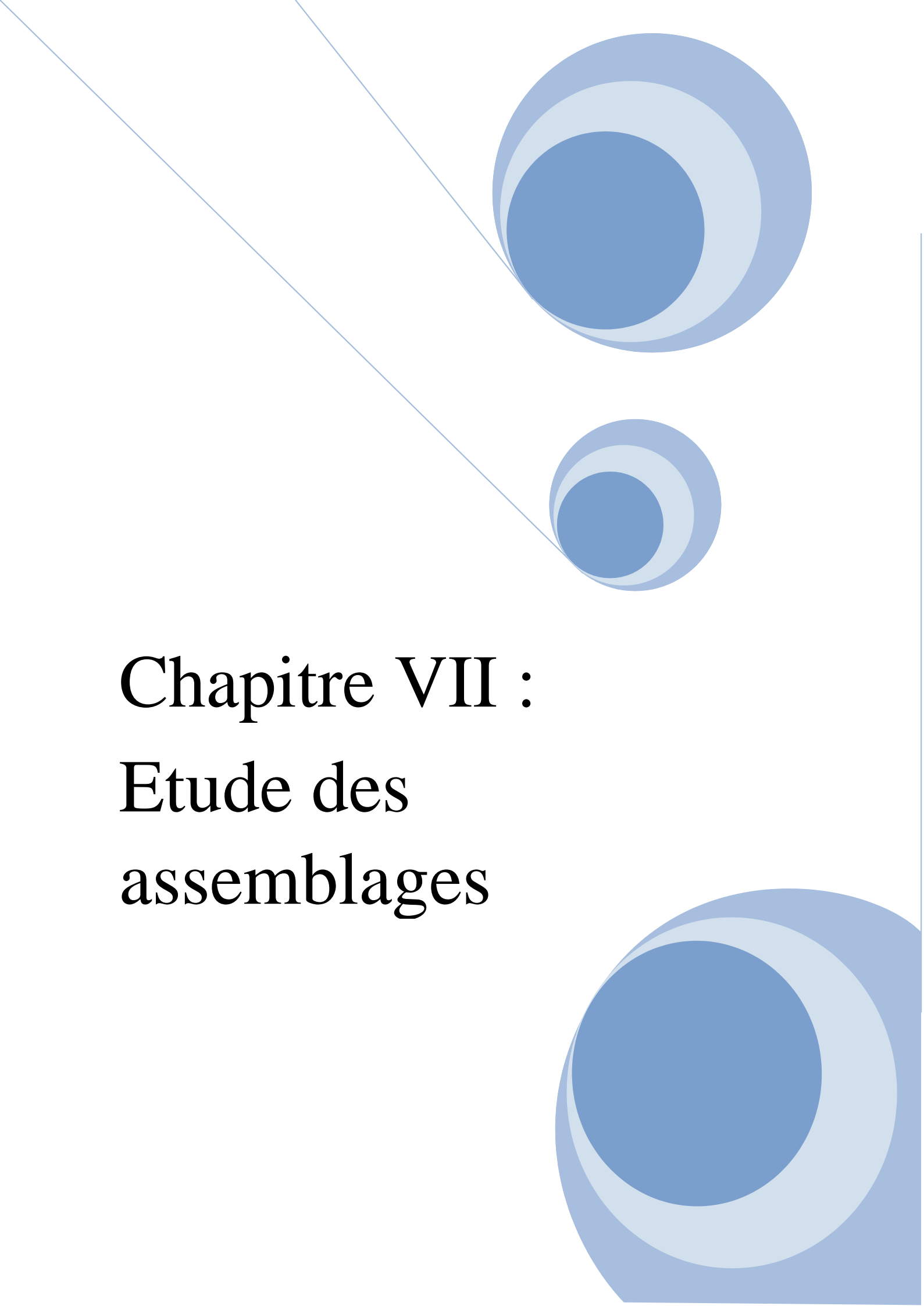
❖ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{85,39}{0,92 \times 2264,5} + \frac{1,003 \times 69,12}{0,977 \times 224,96} = 0,357 < 1,0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisi **HEB240** est adéquat comme poteau.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings in different shades of blue. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the top-right and middle-right circles. A large blue circle is partially visible at the bottom right corner.

**Chapitre VII :**  
**Etude des**  
**assemblages**

## VII.1 INTRODUCTION

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Il existe deux types de boulons :

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

### ❖ Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

## VII.2 Assemblage poteau HEB240 avec éléments de treillis :

Soit les boulons ordinaires (6.8) de diamètre 22 mm, disposés comme l'indique la figure sur le montant de la ferme.

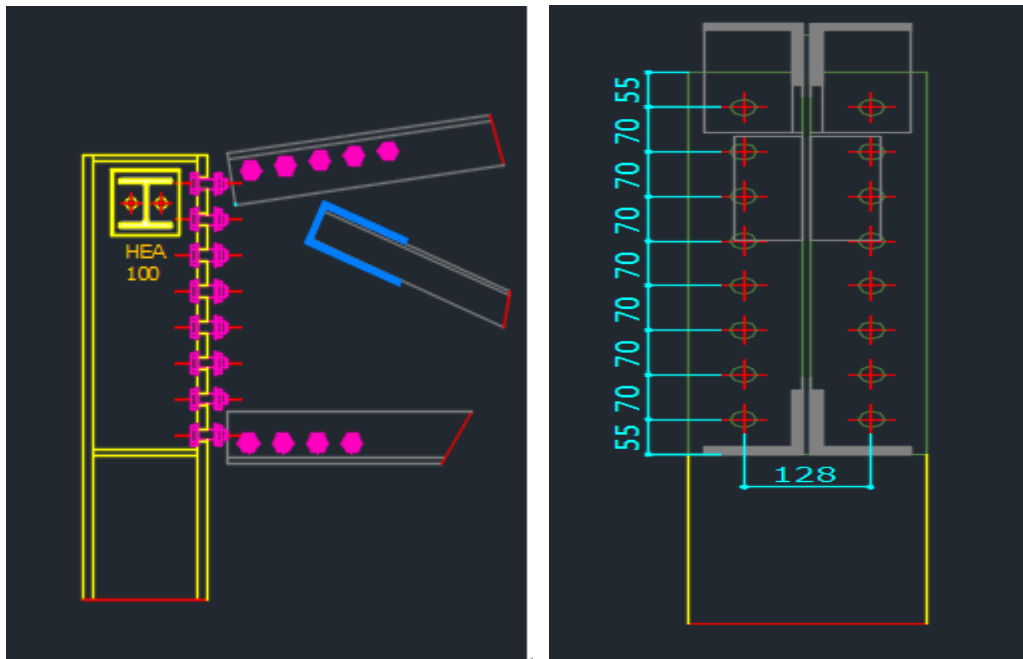


Figure VII.1 : assemblage poteau HEB 240 avec élément de treillis

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 55 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 \quad p_1 \geq 2,2 \times 22 = 52,8 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 70$$

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 56 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 \quad p_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm} \rightarrow p_2 = 128 \text{ mm}$$

- **Données de calcul**

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

$$N_{sd} = 254,34 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 85,39 \text{ KN}$$

- ❖ **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd.B} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{sd.B} = \frac{N_{sd}}{n}$$

avec :

$N_{sd}$ : Effort transmis par boulon

$F_{t,Rd}$ : résistance de calcul de traction par boulon.

$f_{ub}$  : La résistance à la traction des boulons égale à  $0,6 \times 10^6 \text{KN/m}^2$  pour les boulons ;

$A_S$  : section du boulon dans la partie non filetée ;

$n$  : Nombre de boulons.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 0,6 \times 10^6 \times 3,03 \times 10^{-4}}{1,25} = 87,26 \text{ KN}$$

$$N_{sd,B} = \frac{254,34}{16} = 25,07 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 15,90 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 87,26 \text{ KN}$$

❖ La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{85,39}{16} = 5,33 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1$  trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

$m = 1$  un plan de frottement.

$\mu = 0,3$  coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

$$F_{v,Rd} = 0,3 \times \frac{171,5}{1,25} = 41,61 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 5,33 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 41,61 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VII.3 L'attache des membrures 2L 100x100x12 avec le poteau HEB 240 :

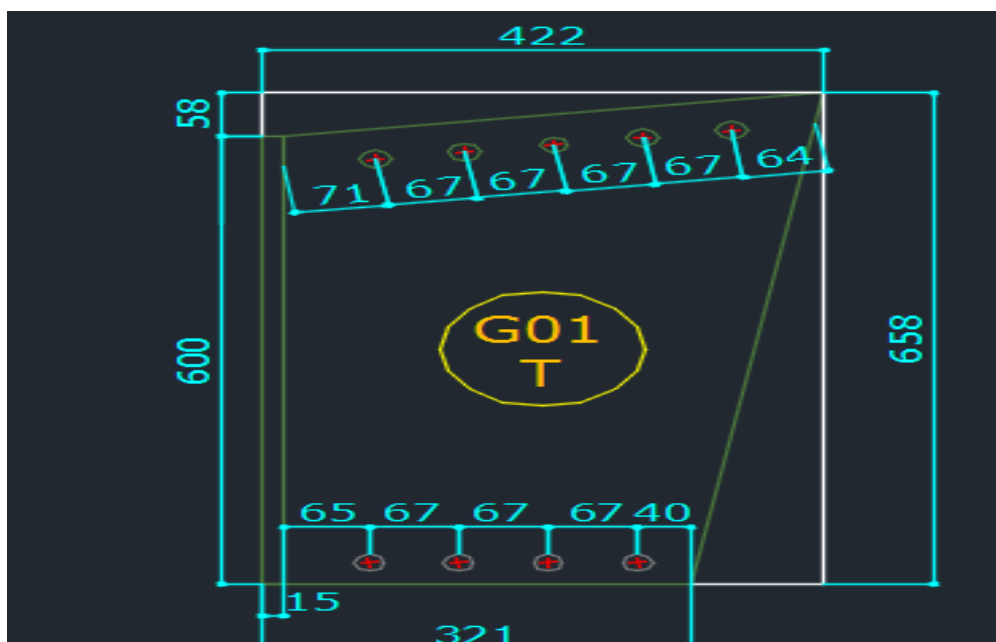


Figure VII.2 : Assemblage membrures supérieure et inférieure s CAE 100x12 avec poteau HEB 240.

Dans cet assemblage on utilise 5 boulons de diamètre  $\emptyset 18$  de classe 6.8  
 $A_s = 192 \times 10^{-6} \text{ m}^2$  ;  $f_{ub} = 0,6 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$  ;  $f_{yb} = 9 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Désposition des boulons :**

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad : e_1 \geq 1,2 \times 20 = 24 \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2d_0 \quad \text{donc } p_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \rightarrow p_1 = 67 \text{ mm}$$

$$\alpha = 8^\circ$$

$$F_{sd} = N_{sd} = 254,34 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = F_{sd} \cdot \cos \alpha = 251,86 \text{ KN}$$

$$N_{v.sd} = F_{sd} \cdot \sin \alpha = 35,39 \text{ KN}$$

• **Pour un boulon**

$$N_{t.Sd} = \frac{N_{t.sd}}{5} = \frac{397,21}{5} = 50,37 \text{ KN}$$

$$N_{v.Sd} = \frac{N_{v.sd}}{5} = \frac{55,82}{5} = 7,08 \text{ KN}$$

❖ **Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$N_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,6 \times 10^6 \times 1,92 \times 10^{-4}}{1,25} = 46,08 \text{ KN}$$

$$N_{v.Sd} = 7,08 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 46,08 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Résistance de boulon à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{t.Rd} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,6 \times 10^6 \times 1,92 \times 10^{-4}}{1,25} = 82,94 \text{ KN}$$

$$N_{t.Sd} = 50,37 \text{ KN} \leq F_{t.Rd} = 82,94 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Résistance de boulon à des efforts combinés (cisaillement et traction) :**

$$\frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1,4 F_{t.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{7,08}{46,08} + \frac{50,37}{1,4 \times 82,94} = 0,59 \leq 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Résistance à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :

$$F_{b.Rd} \geq V_{sd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{m \cdot n}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{Sd} = \frac{254,34}{2 \times 5} = 25,43 \text{ KN}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0\right)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \text{ (pour les boulons de rive)}$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ (pour les boulons intérieurs)}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \text{ pour les boulons de rive}$$

$$k_1 = \min\left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \text{ pour les boulons intérieurs}$$

#### a. Boulons de rive :

$$\alpha_b = \min(0,67; 2,77; 1.0) = \mathbf{0,67}$$

$$k_1 = \min(2,5; 2,5) = \mathbf{2,5}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,8 \times 360 \times 18 \times 7 \times 10^{-3}}{1,25} = \mathbf{60,78 \text{ KN}}$$

$$F_{b.Rd} = 60,78 \text{ KN} > F_{v.Sd} = 25,43 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b. Boulons intérieurs :

$$\alpha_b = \min(0,8; 2,77; 1.0) = \mathbf{0,8}$$

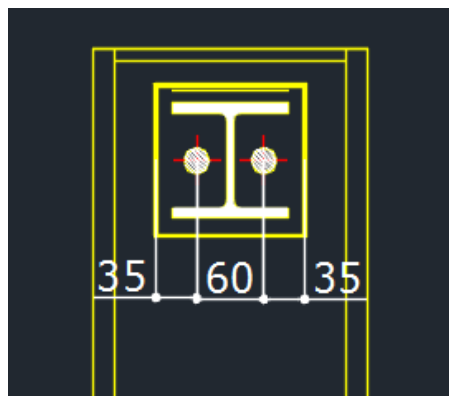
$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,8 \times 360 \times 18 \times 7 \times 10^{-3}}{1,25} = \mathbf{72,57 \text{ KN}}$$

$$F_{b.Rd} = 72,57 \text{ KN} > F_{v.Sd} = 25,43 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VII.4 Assemblage poteau HEB240 sablière HEA100 :

#### ❖ Vérification au cisaillement

La sablière est bi-articulé, attacher sur le poteau IPE550 par 2 boulons ordinaires M22 classe 6.8.  
 $A_s = 303 \text{ mm}^2$ , l'assemblage travail au cisaillement.



**Figure VII.3 :** Assemblage poteau HEB240 sablière HEA100.

Efforts sollicitant :

$$N_{sd} = 53,14 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 0,85 \text{ KN.m}$$

- **Epaisseur de la platine :**

on opte pour une platine 125x130x20

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

la gorge de la soudure de la platine :

$$18 \text{ mm} \leq t_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7t = 0,7 \times 20 = 14 \text{ mm}$$

on prend un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 8 \text{ mm}$ .

- **Disposition des boulons :**

$$e_1 \geq 1,2.d_0 = 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ mm} \text{ soit } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,2.d_0 = 2,2 \times 24 = 52,8 \text{ mm} \text{ soit } p_1 = 60 \text{ mm}$$

Il vérifie la condition :  $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} \leq 1$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{53,14}{2} = 26,57 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 0,6 \times 10^6 \times 3,03 \times 10^{-4}}{1,25} = 72,72 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{26,57}{72,72} = 0,37 < 1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Vérification de la résistance à la pression diamétrale :**

On vérifie la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

On a :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1 - \frac{1}{4}}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_y}, 1\right] = 0,48$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,48 \times 360 \times 22 \times 8 \times 10^{-3}}{1,25} = 60,82 \text{ KN}$$

$$\text{Pour un boulon } F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{N_{boulons}} = \frac{53,14}{2} = 26,57 \text{ KN}$$

D'où

$$F_{v,sd} = 26,57 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 60,82 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## VII.5 Assemblage des éléments de la ferme :

Le principe de l'assemblage est de fixé les éléments de la ferme avec un gousset.

- ❖ **Effort sollicitant :**

L'effort maximal à prendre en compte pour calculer cet assemblage est :

$$N_{sd} = 90,90 \text{ KN.}$$

- ❖ **Calcul de l'épaisseur du cordon de soudure :**

- **Épaisseur de gousset** :  $e_p = 8\text{ mm}$

$$\alpha \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{t_w}{2}$$

$\beta_w$  : Facteur de corrélation appropriée

$t_w$  : Épaisseur du gousset

$$\alpha \geq 0,8 \times 1,25 \times 4$$

$$\alpha \geq 4$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur 8mm.

- **Langueur de la soudure** :

Il s'agit des cordons latéraux, la condition suivante doit être vérifiée.

$$l \geq \frac{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot N_{Sd} \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

Avec:

$\beta_w$  : Facteur de correction = 0,80

$\gamma_{Mw}$  : Coefficient de sécurité = 1,25

$f_u$  : Limite ultime de l'acier des pièces assemblées = 360 MPa

$a$  : Épaisseur de la soudure = 8mm

$$l \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 90,90 \times \sqrt{3}}{8 \times 360} \times 10^3 = 54,66 \text{ mm}$$

❖ **Vérification de la résistance de l'assemblage (par la méthode simplifiée)** :  
les soudures d'angle doivent satisfaire :

$$F_{w.Sd} \leq F_{w.Rd} = F_{vw.d} \cdot a$$

$F_{w.Sd}$  : valeur de calcul de l'effort exercé dans la soudure par unité de longueur.

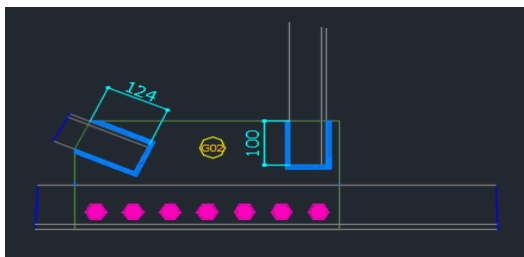
$F_{w.Rd}$  : résistance de calcul de la soudure par unité de longueur.

Avec :

$$f_{vw.d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$F_{vw.d}$  : résistance de calcul au cisaillement de la soudure.

La longueur totale du cordon :



**Figure VII.4:** assemblage montant, diagonal et gousset.

$$L = 4 \times 124 + 2 \times 70 = 780 \text{ mm}$$

$$F_{w.Rd} = \frac{360 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} \times 8 = 1,66 \text{ KN/mm}$$

$$F_{w.Sd} = \frac{N_{Sd}}{L} = \frac{90,90}{636} = 0,14 \text{ KN/mm}$$

$F_{w,Rd}=1,66 \text{ KN/mm} > F_{w,Sd}=0,12 \text{ KN/mm} \rightarrow$  Les soudures conviennent.

❖ **Vérification du déchirement du gousset :**

Il faut vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

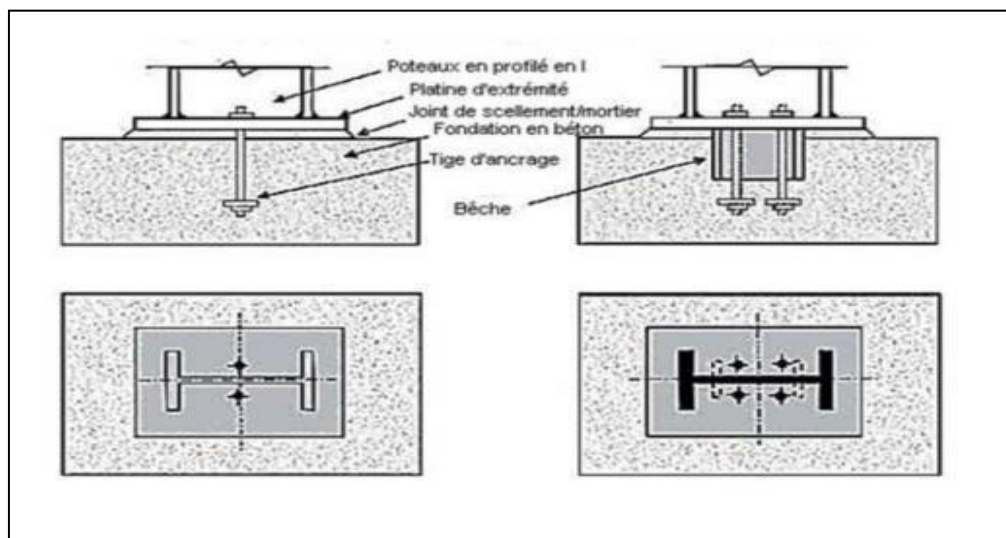
$$N_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} + \frac{A_t \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \left( \frac{2 \times 124 \times 8 \times 235 / \sqrt{3}}{1,1} + \frac{8 \times 70 \times 235}{1,1} \right) \times 10^{-3} = 364,34 \text{ KN}$$

$N_{Sd} = 90,90 \text{ KN} < N_{Rd} = 364,34 \text{ KN} \rightarrow$  condition vérifiée

### VII.6 Calcul des bases des poteaux :

#### Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.



**Figure VII.5 :** Base des poteaux.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

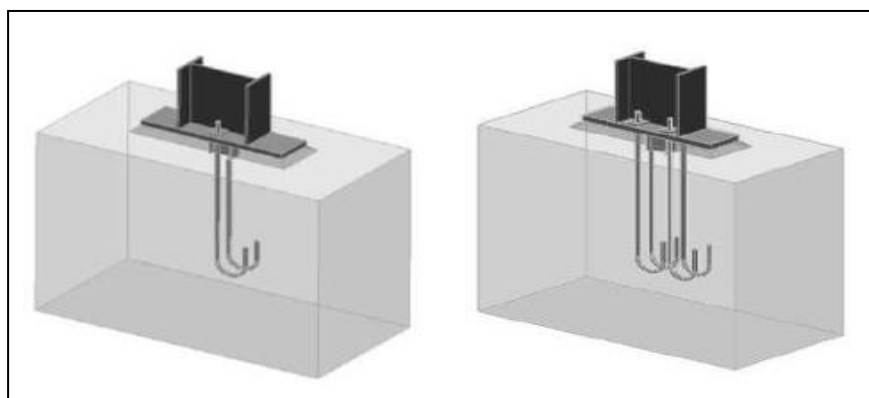


Figure VII.6 : pied de poteau articulé

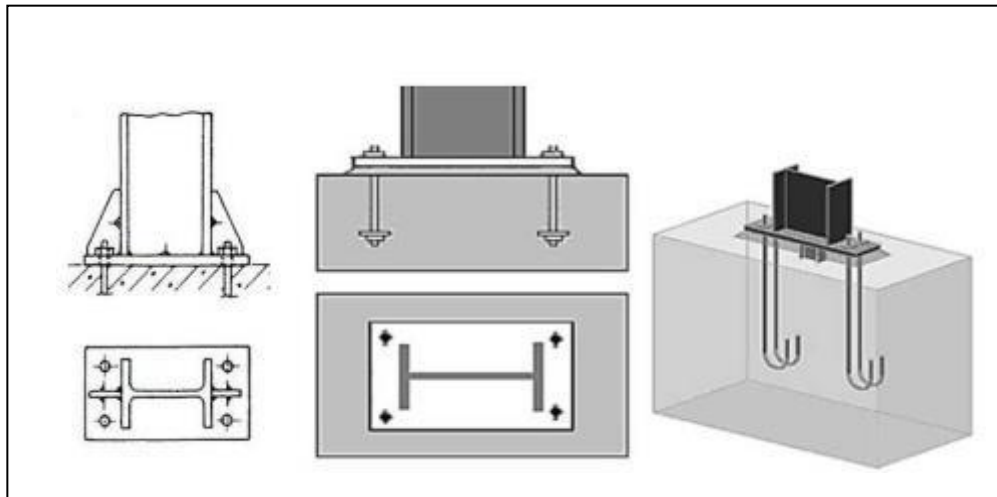


Figure VII.7 : pied de poteau encastré.

Dans notre structure on a les poteaux en HEB 240. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

Charge permanente :

$$G = 69,75 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 69,75 \times 5,95 \times 9,955 = 41,31 \text{ KN}$$

Surcharge de neige :

$$N_n = 0,294 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,294 \times 5,95 \times 9,955 = 17,41 \text{ KN}$$

Surcharge du vent :

Le vent de soulèvement engendre dans les poteaux un effort de traction. La valeur maximale de cet effort est obtenue dans le cas d'une construction ouverte située dans un site exposé et dans une région du vent II.

L'action de soulèvement du vent est :

$$V_n = 1,327 \text{ KN/m}^2$$

$$V_n = 1,327 \times 5,95 \times 9,955 = \mathbf{76,60 \text{ KN}}$$

$$V_e = 1,75 V_n = 1,75 \times 76,60 = \mathbf{134,05 \text{ KN}}$$

L'effort de compression sous la combinaison ( $G + N_e$ )

$$N = 41,31 + \frac{5}{3} \times 17,41 = \mathbf{70,32 \text{ KN} \downarrow}$$

L'effort de soulèvement sous la combinaison ( $G - V_e$ )

$$N' = 41,31 - 134,05 = \mathbf{-92,74 \text{ KN} \uparrow}$$

❖ **Surface d'appui de la plaque d'assise :**

$$h_p \cdot b_p \geq \frac{N}{\sigma_b} = \frac{7032}{80} = 87,9 \text{ cm}^2$$

la hauteur de la section du poteau (HEB240) et de  $h_c = 240 \text{ mm}$  ; sa largeur est de  $b_c = 240 \text{ mm}$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de  $300 \times 300 \text{ mm}^2$

$$h_p \cdot b_p = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \gg 87,9 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :**

$$\sigma = \frac{N}{h_p \cdot b_p} = \frac{7032}{30 \times 30} = 7,81 < \sigma_b = 80$$

**Épaisseur de la platine :**

$$t \geq \mu \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 7,81}{2400}} = 4,94 \text{ mm}$$

l'épaisseur du calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur de 30 mm

❖ **Diamètre du goujon :**

effort de traction par goujon :

$$\frac{N'}{2} = \frac{92,74}{2} = 46,37 \text{ KN}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7gc}{100} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

Avec :

$$l_1 = 20\phi \quad ; \quad l_2 = 2\phi \quad ; \quad r = 3\phi$$

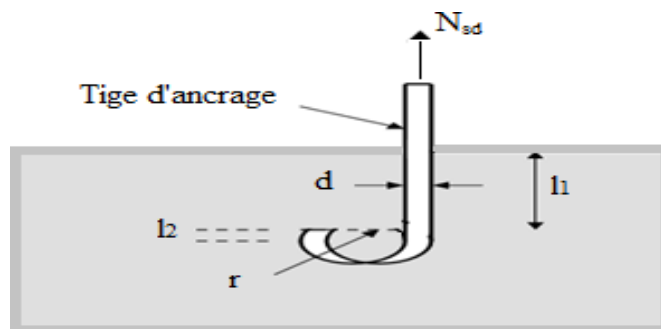


Figure VII.8 : Tige d'ancrage.

$$N_a = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \times 350}{100} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{300} \right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi)$$

$$\text{D'où l'on tire : } \phi^2 - 2\phi - 300 = 0$$

$$\text{soit : } \phi \geq 16 \text{ mm nous adopterons } \phi = 20 \text{ mm}$$

d'où :

$$l_1 = 400 \text{ mm} \quad ; \quad l_2 = 40 \text{ mm} \quad ; \quad r = 60 \text{ mm}$$

❖ **La longueur totale de la tige :**

$$l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 924 \text{ mm}$$



The page features decorative elements consisting of three blue circles of varying sizes and two thin blue lines. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

# Chapitre VIII : Vérification des éléments

**V III.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

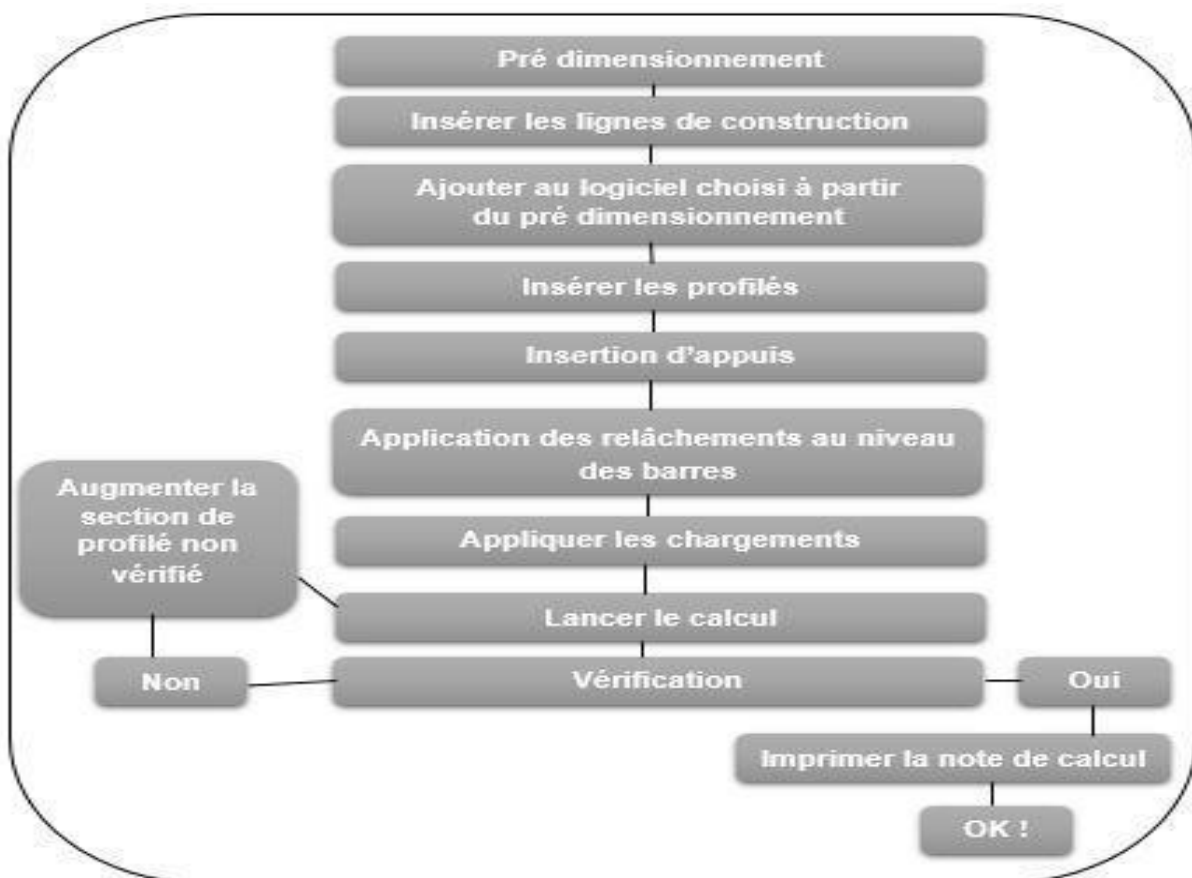
Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

**V III.2 Méthode de travail :**

La méthode de travail peut être résumée en deux parties, à savoir, la 1ère phase est consacrée au pré dimensionnement des éléments résistants et non résistants et dans la 2ème 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 1ère phase jusqu'à l'exploitation des résultats après calcul de la structure.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail :



**Figure VIII .1:** étapes de modélisation à l'aide de logiciel robot.

**V III.3. Etapes de modélisation :**

**Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

**a. Acier :**

- La limite élastique de traction,  $f_y=235\text{Mpa}$ .
- Module de young (module d'élasticité longitudinal)  $e= 210\ 000\text{Mpa}$ .
- Module d'élasticité transversal  $g=81\ 000\text{Mpa}$ .
- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7\ 850\text{kg/m}^3$
- Coefficient de poisson  $\nu =0,3$ .

**a. Béton :**

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} =25\text{Mpa}$ .
- La résistance caractéristique à la traction  $f_{t28}$  : donné par la formule suivante :  
 $f_{t28}=0.6*0.06f_{c28}$  donc (BAEL99).

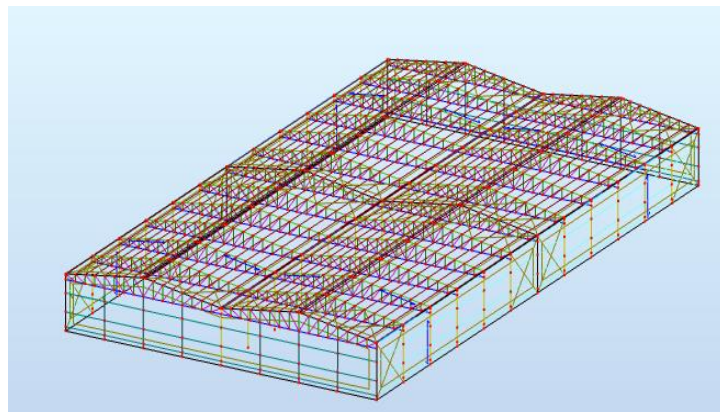
$$F_{t28} =0.6*0.06*25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

- La masse volumique :  $\rho = 2500\text{Kg/m}^3$ .
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 32164.2\text{Mpa}$ .
- Coefficient de poisson  $\nu = 0$  à l'ELU

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

**Caractéristique géométriques des éléments :**

<b>Pannes</b>	<b>IPE140</b>
<b>Lasses de barrages</b>	<b>UAP150</b>
<b>Potelets</b>	<b>HEB 160</b>
<b>Poteaux</b>	<b>HEB 240</b>
<b>Poutres au vent</b>	<b>CAE 70 ×7</b>
<b>Palées de stabilité</b>	<b>2CAE70 × 7</b>
<b>Poutres sablière</b>	<b>HEA100</b>
<b>Membrure sup</b>	<b>2CAE100 × 12</b>
<b>Membrure inf</b>	<b>2CAE100 × 12</b>

**Tableau V III.1** : récapitulatif des éléments utilisés.**VII.4 Modélisation géométrique :****FigureV III.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 Membrure inférieure 2 CAE 100 × 12 :****a. A l'état limite ultime (ELU) :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1571 Poutre\_1571

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 31 3trvs (1+2+3)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 23500000.00$  daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 100x12 min**

h=0.1 m	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=0.2 m	A <sub>y</sub> =24.00 cm <sup>2</sup>	A <sub>z</sub> =21.60 cm <sup>2</sup>	A <sub>x</sub> =45.42 cm <sup>2</sup>
tw=0.0 m	I <sub>y</sub> =413.38 cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> =908.00 cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> =21.66 cm <sup>4</sup>
tf=0.0 m	W <sub>ely</sub> =58.22 cm <sup>3</sup>	W <sub>elz</sub> =87.31 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 35568.17 daN	My <sub>Ed</sub> = -589.63 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 3.52 daN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.72 daN
Nc,Rd = 106737.00 daN	My <sub>el,Rd</sub> = 1368.23 daN*m		Mz <sub>el,Rd</sub> = 2051.74 daN*m
	Tau <sub>y,max,Ed</sub> = 335.10 daN/m <sup>2</sup>		
Nb,Rd = 106737.00 daN	My <sub>c,Rd</sub> = 1368.23 daN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 2051.74 daN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 595.04 daN
			Tau <sub>z,max,Ed</sub> = 275482.89 daN/m <sup>2</sup>
			Tt <sub>Ed</sub> = 0.02 daN*m



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*\text{Tau},y,\text{max},Ed^2)/(\text{fy}/gM0)} = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau},y,\text{max},Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau},z,\text{max},Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

**Profil correct !!!**

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

**c. CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

d. -----

e. **NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

f. **TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des pièces*

g. -----

h. **FAMILLE:**

i. **PIECE:** *1571 Poutre\_1571* **POINT:**

**COORDONNEE:**

j. -----



k. **PARAMETRES DE LA SECTION:** *2 CAE 100x12 min*

l. ht=0.1 m

m. bf=0.2 m

Ay=21.60 cm<sup>2</sup>

Az=21.60 cm<sup>2</sup>

Ax=45.42 cm<sup>2</sup>

n. ea=0.0 m

Iy=413.38 cm<sup>4</sup>

Iz=908.00 cm<sup>4</sup>

Ix=21.66 cm<sup>4</sup>

o. es=0.0 m

Wely=58.22 cm<sup>3</sup>

Welz=87.31 cm<sup>3</sup>

p. -----

**q. DEPLACEMENTS LIMITES**



r. **Flèches (REPERE LOCAL):**

s. uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 10.0 cm Vérfié

t. **Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00

u. uz = 1.2 cm < uz max = L/200.00 = 10.0 cm Vérfié

v. **Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00



w. **Déplacements (REPERE GLOBAL):** *Non analysé*

x. -----

**y. Profil correct !!!**

**2.Elément Membrure supérieure :**

**a. A l'état limite ultime (ELU) :**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** *Vérification des pièces*

**FAMILLE:**

**PIECE:** *1504 Poutre\_1504*

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** *x = 1.00 L = 10.05 m*

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisiif: 31 3trvs (1+2+3)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 23500000.00$  daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 100x12 ms**

h=0.1 m	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=0.2 m	Ay=24.00 cm <sup>2</sup>	Az=21.60 cm <sup>2</sup>	Ax=45.42 cm <sup>2</sup>
tw=0.0 m	Iy=413.38 cm <sup>4</sup>	Iz=908.00 cm <sup>4</sup>	Ix=21.66 cm <sup>4</sup>
tf=0.0 m	Wely=58.22 cm <sup>3</sup>	Welz=87.31 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 21354.82 daN	My,Ed = 228.43 daN*m	Mz,Ed = 7.09 daN*m	Vy,Ed = 102.74 daN
Nc,Rd = 106737.00 daN	My,el,Rd = 1368.23 daN*m		Mz,el,Rd = 2051.74 daN*m
	Tau,y,max,Ed = 47562.79 daN/m <sup>2</sup>		
Nb,Rd = 106737.00 daN	My,c,Rd = 1368.23 daN*m	Mz,c,Rd = 2051.74 daN*m	Vz,Ed = 817.50 daN
			Tau,z,max,Ed = 378470.21 daN/m <sup>2</sup>
			Tt,Ed = -0.18 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:*

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,max,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau}_{y,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau}_{z,max,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

**Profil correct !!!**

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

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1504 Poutre\_1504

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 100x12 ms**

ht=0.1 m			
bf=0.2 m	Ay=21.60 cm <sup>2</sup>	Az=21.60 cm <sup>2</sup>	Ax=45.42 cm <sup>2</sup>
ea=0.0 m	Iy=413.38 cm <sup>4</sup>	Iz=908.00 cm <sup>4</sup>	Ix=21.66 cm <sup>4</sup>
es=0.0 m	Wely=58.22 cm <sup>3</sup>	Welz=87.31 cm <sup>3</sup>	

**DEPLACEMENTS LIMITES**

**Flèches (REPERE LOCAL):** $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 5.0 \text{ cm}$  Vérifié**Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00 $u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 5.0 \text{ cm}$  Vérifié**Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****3.Elément panne IPE 140 :****a. A l'état limite ultime (ELU) :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 907 907**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 10 1pan (1+2+3)\*1.35+5\*1.50**MATERIAU:**ACIER E24  $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140 pan**

$h=0.1 \text{ m}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=0.1 \text{ m}$	$A_y=11.15 \text{ cm}^2$	$A_z=7.64 \text{ cm}^2$	$A_x=16.43 \text{ cm}^2$
$tw=0.0 \text{ m}$	$I_y=541.22 \text{ cm}^4$	$I_z=44.92 \text{ cm}^4$	$I_x=2.54 \text{ cm}^4$
$tf=0.0 \text{ m}$	$W_{ply}=88.35 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=19.25 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = -18.52 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -398.76 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.61 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.20 \text{ daN}$
$N_{t,Rd} = 38601.10 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 2076.19 \text{ daN}^*\text{m}$		$M_{z,pl,Rd} = 452.30 \text{ daN}^*\text{m}$
	$\tau_{u,y,max,Ed} = -276.43 \text{ daN/m}^2$		
	$M_{y,c,Rd} = 2076.19 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 452.30 \text{ daN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = 398.34 \text{ daN}$
	$MN_{y,Rd} = 2076.19 \text{ daN}^*\text{m}$		$MN_{z,Rd} = 452.30 \text{ daN}^*\text{m}$
	$\tau_{u,z,max,Ed} = 689933.18 \text{ daN/m}^2$		
	$M_{b,Rd} = 1084.31 \text{ daN}^*\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ daN}^*\text{m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1385.12 \text{ daN}^*\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.51$
$L_{cr,low} = 5.95 \text{ m}$	$\lambda_{m\_LT} = 1.22$	$f_{i,LT} = 1.37$	$XLT_{,mod} = 0.52$

**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)) $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$  (6.2.9.1.(6)) $(\tau_{u,y,max,Ed} + \tau_{u,ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$$(\tau_{y,z,max,Ed} + \tau_{y,z,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

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

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 907 907

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140 pan**

ht=0.1 m

bf=0.1 m

ea=0.0 m

es=0.0 m

Ay=10.07 cm<sup>2</sup>

Iy=541.22 cm<sup>4</sup>

Wely=77.32 cm<sup>3</sup>

Az=6.58 cm<sup>2</sup>

Iz=44.92 cm<sup>4</sup>

Welz=12.31 cm<sup>3</sup>

Ax=16.43 cm<sup>2</sup>

Ix=2.54 cm<sup>4</sup>

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 14 6pan (1+2+3+9)\*1.00

uz = 0.4 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 13 5pan (1+2+3+4)\*1.00



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## 4.Elément poteaux HEB 240 :

**a. A l'état limite ultime (ELU) :**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1434 Poteau\_1434

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.90 L = 5.40 m

**CHARGEMENTS:**

**Cas de charge décisif:** 25 3pot (1+2+3+4+7)\*1.35

**MATERIAU:**

ACIER E24 fy = 23500000.00 daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 240**

h=0.2 m

b=0.2 m

tw=0.0 m

tf=0.0 m

gM0=1.00

Ay=89.59 cm<sup>2</sup>

Iy=11259.30 cm<sup>4</sup>

Wply=1053.15 cm<sup>3</sup>

gM1=1.00

Az=33.23 cm<sup>2</sup>

Iz=3922.66 cm<sup>4</sup>

Wplz=498.42 cm<sup>3</sup>

Ax=105.99 cm<sup>2</sup>

Ix=103.07 cm<sup>4</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 10107.82 \text{ daN}$      $M_{y,Ed} = 9441.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed} = -355.25 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{y,Ed} = 59.33 \text{ daN}$   
 $N_{c,Rd} = 249076.50 \text{ daN}$      $M_{y,Ed,max} = 9441.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed,max} = -584.02 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $N_{b,Rd} = 127372.90 \text{ daN}$      $Tau_{y,max,Ed} = 10378.48 \text{ daN/m}^2$   
 $15242.10 \text{ daN}$      $M_{y,c,Rd} = 24749.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,c,Rd} = 11712.87 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{z,Ed} = -$   
 $MN_{y,Rd} = 24749.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $MN_{z,Rd} = 11712.87 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $Tau_{z,max,Ed} = -7086605.28 \text{ daN/m}^2$   
 $Tt_{,Ed} = -127.80 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

$L_y = 6.00 \text{ m}$      $Lam_y = 0.62$      $L_z = 6.00 \text{ m}$      $Lam_z = 1.05$   
 $Lcr,y = 6.00 \text{ m}$      $X_y = 0.83$      $Lcr,z = 6.00 \text{ m}$      $X_z = 0.51$   
 $Lam_y = 58.21$      $k_{yy} = 0.92$      $Lam_z = 98.63$      $k_{yz} = 0.60$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $(Tau_{y,max,Ed} + Tau_{ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.16 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $(Tau_{z,max,Ed} + Tau_{tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.61 < 1.00$  (6.2.6-7)

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$Lambda_y = 58.21 < Lambda_{max} = 210.00$      $Lambda_z = 98.63 < Lambda_{max} = 210.00$     STABLE  
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

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

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 907 907

**POINT:**

**COORDONNEE:**



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140 pan**

$ht = 0.1 \text{ m}$   
 $bf = 0.1 \text{ m}$      $A_y = 10.07 \text{ cm}^2$      $A_z = 6.58 \text{ cm}^2$      $A_x = 16.43 \text{ cm}^2$   
 $ea = 0.0 \text{ m}$      $I_y = 541.22 \text{ cm}^4$      $I_z = 44.92 \text{ cm}^4$      $I_x = 2.54 \text{ cm}^4$   
 $es = 0.0 \text{ m}$      $W_{ely} = 77.32 \text{ cm}^3$      $W_{elz} = 12.31 \text{ cm}^3$

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$     Vérifié

*Cas de charge décisif:* 14 6pan (1+2+3+9)\*1.00  
 $u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$  Vérifié

*Cas de charge décisif:* 13 5pan (1+2+3+4)\*1.00



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!****5. Elément lisses UAP 150 :****a. A l'état limite ultime (ELU) :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 851 851**POINT:** 2**COORDONNEE:** x = 0.50 L = 2.98 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 17 3liss (1+2)\*1.35+7\*1.50

**MATERIAU:**ACIER E24  $f_y = 23500000.00$  daN/m<sup>2</sup>**PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 150 lisse**

h=0.1 m	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=0.1 m	Ay=15.21 cm <sup>2</sup>	Az=11.28 cm <sup>2</sup>	Ax=22.84 cm <sup>2</sup>
tw=0.0 m	Iy=796.06 cm <sup>4</sup>	Iz=93.25 cm <sup>4</sup>	Ix=6.76 cm <sup>4</sup>
tf=0.0 m	Wply=125.28 cm <sup>3</sup>	Wplz=37.94 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -1361.24 daN	My,Ed = 872.89 daN*m	Mz,Ed = -105.08 daN*m	
Nt,Rd = 53676.11 daN	My,pl,Rd = 2944.03 daN*m	Mz,pl,Rd = 891.51 daN*m	
	My,c,Rd = 2944.03 daN*m	Mz,c,Rd = 891.51 daN*m	
	MN,y,Rd = 2942.14 daN*m	MN,z,Rd = 890.94 daN*m	
	Mb,Rd = 1013.44 daN*m	Tt,Ed = -0.02 daN*m	
		Classe de la section = 1	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 1785.69 daN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.34
Lcr,upp=5.95 m	Lam_LT = 1.28	fi,LT = 1.74	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

## b. A l'état limite service (ELS) :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 851 851

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 150 lisse

ht=0.1 m

bf=0.1 m

ea=0.0 m

es=0.0 m

Ay=13.33 cm<sup>2</sup>

Iy=796.06 cm<sup>4</sup>

Wely=106.14 cm<sup>3</sup>

Az=10.50 cm<sup>2</sup>

Iz=93.25 cm<sup>4</sup>

Welz=20.97 cm<sup>3</sup>

Ax=22.84 cm<sup>2</sup>

Ix=6.76 cm<sup>4</sup>

## DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 1.5 cm < uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 20 gliss (1+2+7)\*1.00

uz = 1.4 cm < uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 20 gliss (1+2+7)\*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

*Profil correct !!!*

## 6. Elément diagonales 2 CAE 70x7 :

## a. A l'état limite ultime (ELU) :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1282 1282

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 2.07 m

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 lpan (1+2+3)\*1.35+5\*1.50

## MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23500000.00 daN/m<sup>2</sup>



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7 diag

h=0.1 m

b=0.1 m

tw=0.0 m

tf=0.0 m

gM0=1.00

Ay=9.80 cm<sup>2</sup>

Iy=84.60 cm<sup>4</sup>

Wely=16.82 cm<sup>3</sup>

gM1=1.00

Az=8.82 cm<sup>2</sup>

Iz=190.20 cm<sup>4</sup>

Welz=25.70 cm<sup>3</sup>

Ax=18.80 cm<sup>2</sup>

Ix=3.04 cm<sup>4</sup>

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1567.13 daN

Nc,Rd = 44180.00 daN

Nb,Rd = 25337.41 daN

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 2.07 m                      Lam\_y = 1.04  
 Lcr,y = 2.07 m                  Xy = 0.57  
 Lamy = 97.42



en z:

Lz = 2.07 m                      Lam\_z = 0.69  
 Lcr,z = 2.07 m                  Xz = 0.79  
 Lamz = 64.97

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00 (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

Lambda,y = 97.42 < Lambda,max = 210.00              Lambda,z = 64.97 < Lambda,max = 210.00    STABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.06 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

**Profil correct !!!**

**7. Elément montants 2 CAE 70x7 :**

a. A l'état limite ultime (ELU) :

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 1245

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 10 lpan (1+2+3)\*1.35+5\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24    fy = 23500000.00 daN/m2



**PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7 diag**

h=0.1 m	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=0.1 m	Ay=9.80 cm2	Az=8.82 cm2	Ax=18.80 cm2
tw=0.0 m	Iy=84.60 cm4	Iz=190.20 cm4	Ix=3.04 cm4
tf=0.0 m	Wply=31.20 cm3	Wplz=44.56 cm3	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -13376.14 daN

Nt,Rd = 44180.00 daN

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/Nt,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.3.(1))

*Profil correct !!!*

## 8. Elément poutre au vent CAE 70x7 :

a. A l'état limite ultime (ELU) :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 949 949

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 7.58 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 41 1cont 1\*1.35+9\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 23500000.00$  daN/m<sup>2</sup>



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7 contr**

h=0.1 m

gM0=1.00

gM1=1.00

b=0.1 m

Ay=4.90 cm<sup>2</sup>

Az=4.90 cm<sup>2</sup>

Ax=9.40 cm<sup>2</sup>

tw=0.0 m

Iy=42.30 cm<sup>4</sup>

Iz=42.30 cm<sup>4</sup>

Ix=1.52 cm<sup>4</sup>

tf=0.0 m

Wely=8.41 cm<sup>3</sup>

Welz=8.41 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 57.32 daN

My<sub>Ed</sub> = -64.94 daN\*m

Mz<sub>Ed</sub> = -0.35 daN\*m

Vy<sub>Ed</sub> = 0.10 daN

N<sub>c,Rd</sub> = 22082.74 daN

My<sub>el,Rd</sub> = 197.62 daN\*m

Mz<sub>el,Rd</sub> = 197.62 daN\*m

Tau<sub>y,max,Ed</sub> = 300.07 daN/m<sup>2</sup>

N<sub>b,Rd</sub> = 22082.74 daN

My<sub>c,Rd</sub> = 197.62 daN\*m

Mz<sub>c,Rd</sub> = 197.62 daN\*m

Vz<sub>Ed</sub> = -39.79 daN

Tau<sub>z,max,Ed</sub> = -118357.42 daN/m<sup>2</sup>

Tt<sub>Ed</sub> = 0.06 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:*

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.33 < 1.00$  (6.2.1(7))

$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

*Profil correct !!!*

b. A l'état limite service (ELS) :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**
**PIECE:** 949 949

**POINT:**
**COORDONNEE:**

**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7 contr**

ht=0.1 m

bf=0.1 m

ea=0.0 m

es=0.0 m

 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>
**DEPLACEMENTS LIMITES**

**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.0 cm &lt; uy max = L/200.00 = 3.8 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 2cont (1+9)\*1.00

uz = 0.3 cm &lt; uz max = L/200.00 = 3.8 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 42 2cont (1+9)\*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**
**Profil correct !!!**
**9. Elément potelets HEB 160 :**
**a. Etat limite ultime (ELU) :**
**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**
**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**
**PIECE:** 1451 Poteau\_1451

**POINT:** 3

**COORDONNEE:** x = 0.37 L = 2.00 m

**CHARGEMENTS:**
**Cas de charge décisif:** 21 1pot (1+2+3)\*1.35+6\*1.50

**MATERIAU:**

 ACIER E24 fy = 23500000.00 daN/m<sup>2</sup>

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 160**

h=0.2 m

b=0.2 m

tw=0.0 m

tf=0.0 m

gM0=1.00

 Ay=45.93 cm<sup>2</sup>

 Iy=2492.00 cm<sup>4</sup>

 Wply=353.97 cm<sup>3</sup>

gM1=1.00

 Az=17.59 cm<sup>2</sup>

 Iz=889.23 cm<sup>4</sup>

 Wplz=169.96 cm<sup>3</sup>

 Ax=54.25 cm<sup>2</sup>

 Ix=31.37 cm<sup>4</sup>
**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 1884.54 daN

Nc,Rd = 127487.50 daN

Nb,Rd = 43577.24 daN

My,Ed = 5795.34 daN\*m

My,Ed,max = 5795.34 daN\*m

 Tau,y,max,Ed = 30008.15 daN/m<sup>2</sup>

My,c,Rd = 8318.30 daN\*m

MN,y,Rd = 8318.30 daN\*m

 Tau,z,max,Ed = 1531262.19 daN/m<sup>2</sup>

Mz,Ed = -50.52 daN\*m

Mz,Ed,max = 86.74 daN\*m

Mz,c,Rd = 3994.06 daN\*m

MN,z,Rd = 3994.06 daN\*m

Vy,Ed = 88.37 daN

Vz,Ed = 1735.91 daN

Tt,Ed = 246.81 daN\*m

Classe de la section = 1


**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**


en y:

$L_y = 5.40 \text{ m}$        $Lam_y = 0.85$   
 $Lcr,y = 5.40 \text{ m}$        $X_y = 0.69$   
 $Lam_y = 79.68$        $k_{yy} = 0.91$



en z:

$L_z = 5.40 \text{ m}$        $Lam_z = 1.42$   
 $Lcr,z = 5.40 \text{ m}$        $X_z = 0.34$   
 $Lam_z = 133.38$        $k_{yz} = 0.57$

**FORMULES DE VERIFICATION:**
**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{y,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.76 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{z,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 79.68 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 133.38 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**
**10. Élément sablière HEA 100 :**
**a. Etat limite ultime (ELU) :**
**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**
**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**
**PIECE:** 424

**POINT:** 3

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 \text{ L} = 5.95 \text{ m}$ 
**CHARGEMENTS:**
*Cas de charge décisif:* 31 3trvs (1+2+3)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

 ACIER E24       $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$ 

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 100 sab**

$h=0.1 \text{ m}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=0.1 \text{ m}$	$A_y=18.44 \text{ cm}^2$	$A_z=7.56 \text{ cm}^2$	$A_x=21.24 \text{ cm}^2$
$tw=0.0 \text{ m}$	$I_y=349.22 \text{ cm}^4$	$I_z=133.81 \text{ cm}^4$	$I_x=4.69 \text{ cm}^4$
$tf=0.0 \text{ m}$	$W_{ely}=72.76 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=26.76 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = -2290.54 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -321.39 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.06 \text{ daN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.02 \text{ daN}$
$N_{t,Rd} = 49904.84 \text{ daN}$	$M_{y,el,Rd} = 1709.75 \text{ daN*m}$		$M_{z,el,Rd} = 628.91 \text{ daN*m}$
	$\tau_{y,max,Ed} = -17.26 \text{ daN/m}^2$		
	$M_{y,c,Rd} = 1709.75 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 628.91 \text{ daN*m}$	$V_{z,Ed} = -221.62 \text{ daN}$
			$\tau_{z,max,Ed} = -519494.29 \text{ daN/m}^2$
	$M_{b,Rd} = 1413.72 \text{ daN*m}$		

Classe de la section = 3


**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2618.70 \text{ daN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.79$
$L_{cr,low} = 5.95 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.81$	$f_{i,LT} = 0.89$	$XLT,mod = 0.83$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nt,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*\text{Tau},y,max,Ed^2)/(fy/gM0)} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau},y,max,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau},z,max,Ed/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!****b. A l'état limite service (ELS)****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 423**POINT:****COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 100 sab**

ht=0.1 m

bf=0.1 m

ea=0.0 m

es=0.0 m

Ay=16.00 cm<sup>2</sup>Iy=349.22 cm<sup>4</sup>Wely=72.76 cm<sup>3</sup>Az=4.80 cm<sup>2</sup>Iz=133.81 cm<sup>4</sup>Welz=26.76 cm<sup>3</sup>Ax=21.24 cm<sup>2</sup>Ix=4.69 cm<sup>4</sup>**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.0 cm &lt; uy max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00

uz = 2.6 cm &lt; uz max = L/200.00 = 3.0 cm Vérifié

**Cas de charge décisif:** 34 6trvs (1+2+3+4)\*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé****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 ... ).



# Chapitre IX : Fondation

**XI.1 Introduction :**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

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).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à **2 bars**.

**XI.2 caractéristique des matériaux :****a. Béton :**

**Contrainte limite du béton :**

**A L'ELU :**

$$\bullet f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPA}$$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h} \end{array} \right.$$

**A L'ELS :**

$$\bullet \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

**b. Acier :**

**Contrainte limite de l'acier :**

**A L'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{360}{1,15} = 313,04 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

**A L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = f_e \quad \text{si : la fissuration est peu nuisible} \\ \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 360 = 240 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{si : la fissuration est préjudiciable} \\ \sigma_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{si : la fissuration est très préjudiciable} \end{array} \right.$$

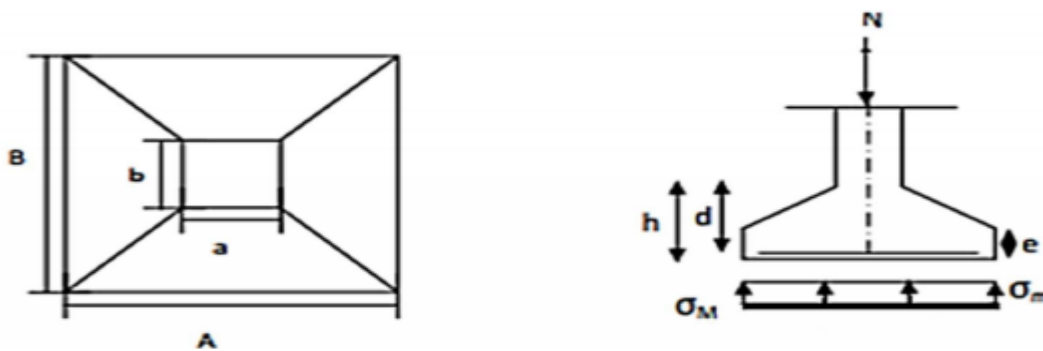
**On a :** fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 360 = 240 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPA}$$

### XI.3 Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

**a. Etude des semelles :**



**Figure XI -1 :** Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

❖ **Charge a prendre en considération :**

**ELU :**

$$N_{sd} = 20263,08 \text{ daN}$$

**ELS :**

$$N_{sd} = 2609,93 \text{ daN}$$

❖ **Dimensionnement de la semelle :**

- **Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \implies \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \quad \text{D'où : } A \times B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 240 \text{ mm} \\ b = 240 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{b} = 1 \\ \frac{b}{a} = 1 \end{array} \right.$$

$$\frac{Ns}{\sigma_{sol}} = \frac{202,63}{200} = 1 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B \geq 1 \text{ m} \\ A \geq 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

**On prend des semelles isolée (1 m x 1m)**

- **Détermination de la hauteur de la semelle :**

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1 - 0,3}{4} \leq d \leq 1 - 0,3$$

$$0,18 \leq d \leq 0,7$$

$$d = 0,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

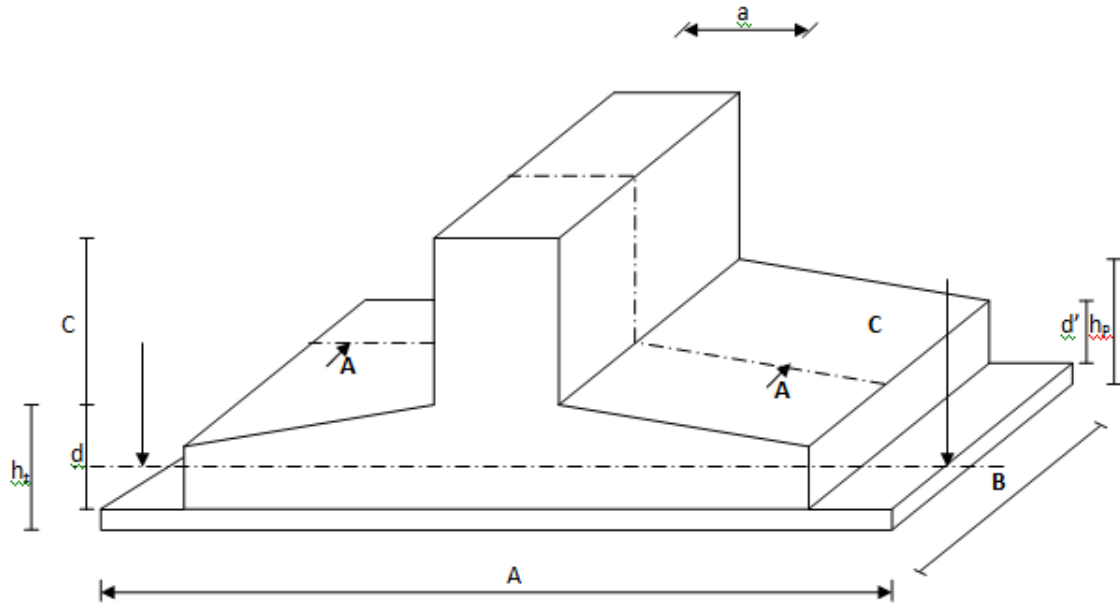


Figure XI-2 : Dimensionnement de la semelle

#### ❖ 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 :

$$\text{Poid propre} = 1 \times 1 \times 0,60 \times 25 = 15 \text{ KN}$$

$$P = 26,1 + 15 = 41,1 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{P} = \frac{0}{41,1} = 0 < \frac{0}{6} = 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_1 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_2 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_1 = (1) \times \frac{41,1}{1,8} = 34,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = (1) \times \frac{41,1}{1,8} = 34,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = 34,25 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ 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.

Stabilité  $\Rightarrow A \geq 6 e$

**Tel que :**

$e$  : excentricité.

$$e = \left( \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \right) = (0/202,63) = 0$$

$$6 e = 6 \times 0 = 0$$

$A > 6 e \rightarrow$  condition vérifiée.

**c. Calcul du ferrailage :**

**A L'ELU :**

$$A_u = \frac{N_{sd}(A-a)}{8 \times h \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{360}{1,15} = 313,04 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{202,63 \times (1 - 0,3)}{8 \times 0,6 \times 31,304} = 0,94 \text{ cm}^2$$

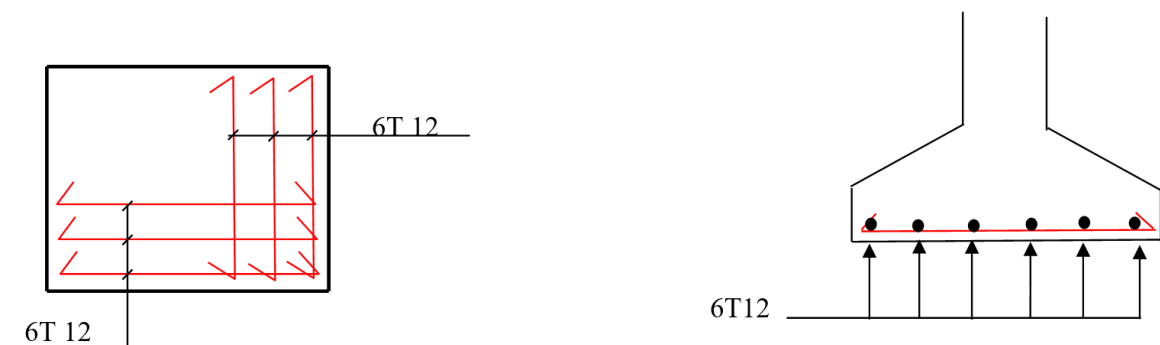
**A L'ELS :**

$$A_s = \frac{26,1 \times (1 - 0,3)}{8 \times 0,6 \times 20,163} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPA}$$

$$A_{st} = 0,94 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 6.79 \quad 6T12$



**Figure XI -3 :** Ferrailage des semelles isolées

- **Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max (6\phi + 6cm, 15cm)$$

$$e \geq \max (13.2cm ; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 15 \text{ cm}$$

#### XI.4 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.

##### a. Dimensionnement des longrine :

Suivant **RPA2003**, il faut dimensionner la longrine de telle façon que la section minimale sera  $(25,30) \text{ cm}^2$  (sol de type S3)

##### b. 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

$$\alpha = 15 \text{ (site S3, zone II).}$$

$N$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\text{A L'ELU : } F = \frac{N}{\alpha} = \frac{202,63}{15} = 13,50 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS : } F = \frac{N}{\alpha} = \frac{26,1}{15} = 1,74 \text{ KN}$$

D'où :  $F = \max ( 13,50 \text{ KN} ; 1,74 \text{ KN} ; 20 \text{ KN} )$

$$\mathbf{F = 20KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{31,304} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{20,163} = 0,99 \text{ cm}^2$$

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 :**

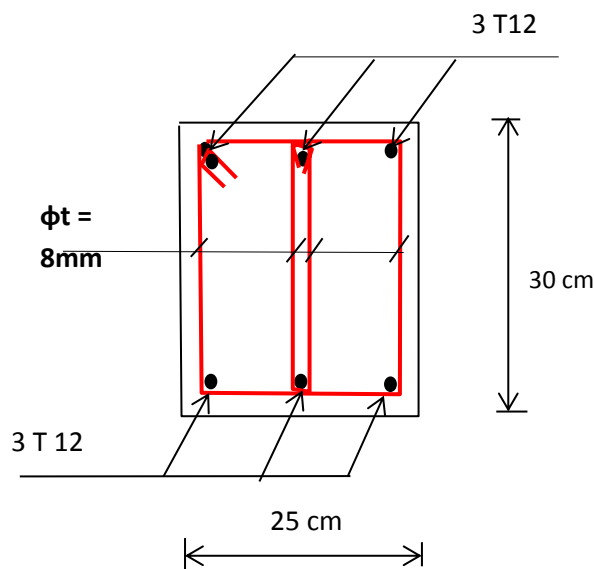
$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$
- $0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{21}{400} = 10,78 \text{ cm}^2$
- $A_{st} > 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; \varphi_t \text{ min} ; b/10) \quad \Rightarrow \quad \varphi_t \leq \min \left( \frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10} \right) = \min(8,57 ; 10 ; 25) = 8,57$$

Alors on prend :  $\varphi_t = 8\text{mm}$

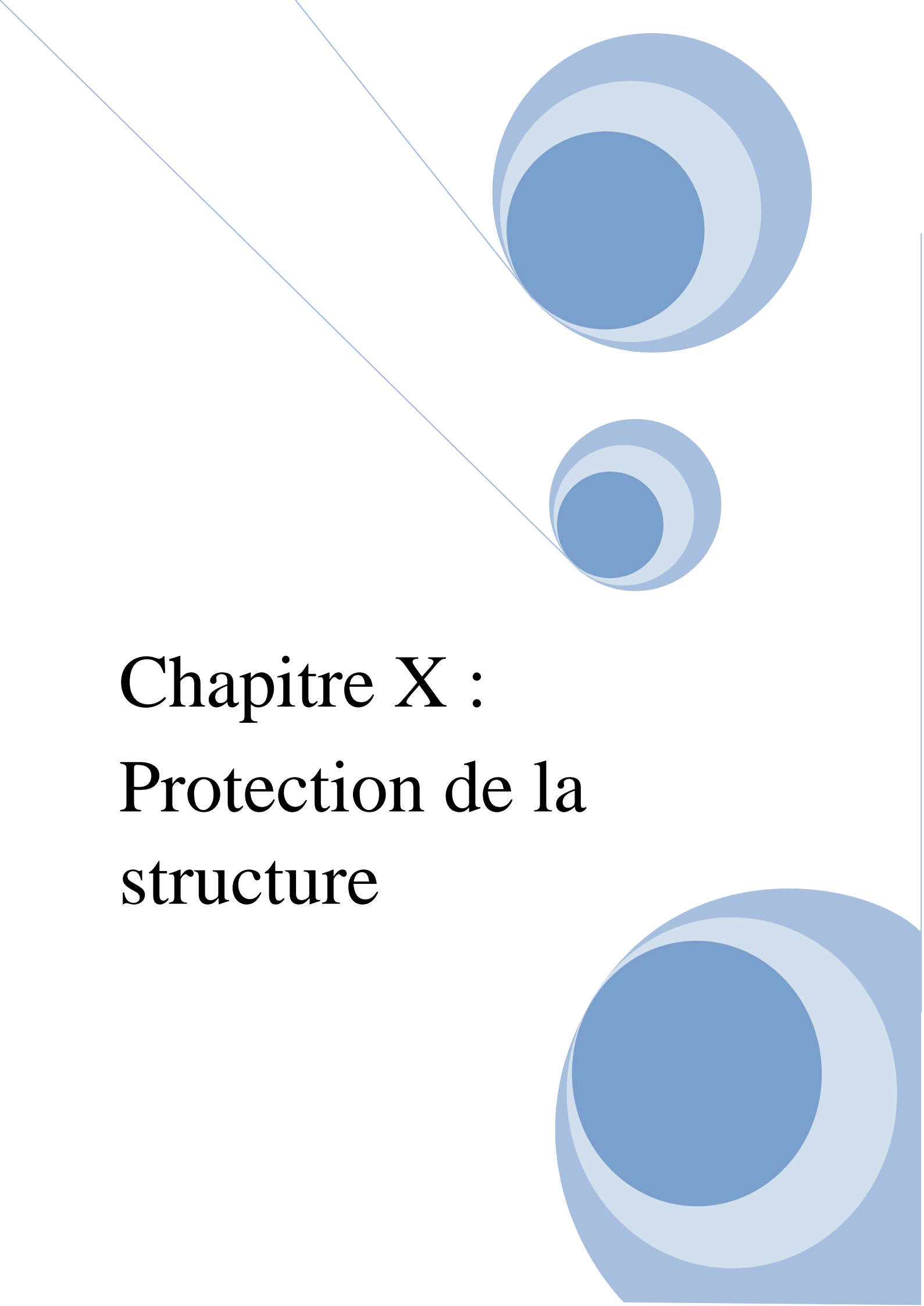


**c. Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20\text{cm} ; 15\varphi_t) \Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$

The page features a decorative design with blue circles and lines. In the top right, there is a large blue circle with a smaller, lighter blue circle inside it, and a thin blue line extending from the top left towards the center. Below this, there is a smaller version of the same blue circle design. In the bottom right corner, there is a large blue circle with a smaller, lighter blue circle inside it, partially cut off by the edge of the page.

# Chapitre X :

## Protection de la structure

## X.1 PROTECTION DE LA STRUCTURE

### a) Critère mécanique.

Les charpentes doivent être calculées en suivant les règles :

CM 66 pour les charpentes en acier ou Euro code 3

La protection des matériaux contre la corrosion doit être prise en considération.

Les sollicitations sont en particulier :

- Le poids des structures,
- Les éléments d'équipement et charges d'entretien,
- Les actions climatiques de vent et de neige (actions locales, courantes et d'entraînement d'ensemble),
- L'accumulation d'eau en toiture (pente des éléments de rejet).

### b) Critère incendie.

Le respect de la sécurité incendie des structures métalliques est un souci particulier du concepteur.

Malgré tout les avantages que possèdent les constructions en acier, la résistance au feu reste le grand inconvénient, et comme il n'y a aucune réglementation Algérienne concernant la résistance au feu, on a pris quelque précaution comme par exemple une conception des escaliers extérieurs en béton armé qui permettent une évacuation rapide en cas d'incendie, le temps d'évacuation ne doit pas dépasser le degré de résistance au feu qui est caractérisé par le temps écoulé entre le début et le moment où les éléments de la structure ont atteint les limites assignées comme critère de non fonctionnement.

Il y'a aussi d'autres précautions à prendre c'est de protéger les éléments porteurs de la structure surtout les poteaux par des couches protectrices contre le feu, ce mode de protection qu'on appelle protection par isolation.

Ce mode de protection consiste à enrober les éléments avec des matériaux isolants qui retardent leur échauffement.

Les principaux matériaux isolants sont le plâtre, les fibres minérales, le béton, les peintures. Ils sont appliqués soit par protection sous l'habillage par plaque soit par panneau ou coquilles.

## X.2 La stabilité au feu SF peut être obtenue par un de ces procédés :

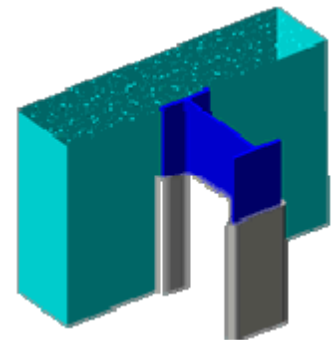
### - Peinture intumescente.

Il s'agit d'une peinture qui "gonfle" au contact de la chaleur et crée une couche isolante autour de l'élément structure.



### - Flochage.

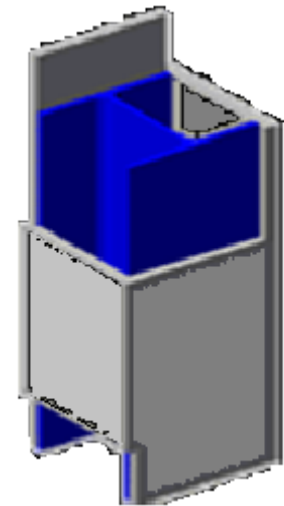
Il s'agit de l'application par projection d'un revêtement (base minérale) isolant la structure.



### - Protection rigide.

Généralement apportée par la mise en place d'écrans rigides en plaques de plâtre ou d'une projection en béton

Ces écrans peuvent être réalisés de façon continue par la réalisation d'un bardage double peau désolidarisé.



# Conclusion générale

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar industriel en construction métallique. Après avoir défini toutes les charges et surcharges revenant aux différents éléments de la construction, (les poteaux, traverse, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage).

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'appliquées 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.

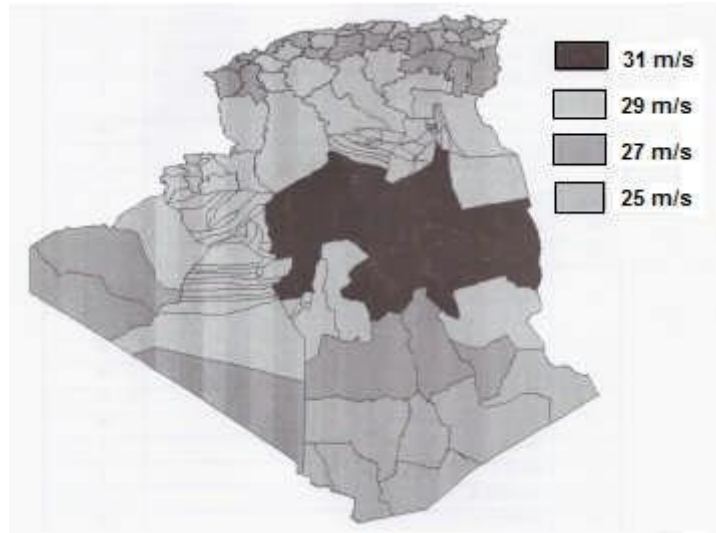
Ce projet constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

# **Références bibliographiques**

## 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.*
- ❖ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré- dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)*
- ❖ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (pour l'étude sismique)*
- ❖ *Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 « les charges permanente et charges d'exploitations »*
- ❖ *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 2m/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	ELTARF	I
13	TLEMCEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZIOUZOU	I	39	ELOUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUKAHRAS	I
18	JIJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AINDEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDIBELABBES	I	46	A.TIMOUCHENT	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	$C_i$
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 ouverture 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 permanents).	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 : Etapes de calcul des actions dues 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

ANNEXE : Valeur du coefficient d'exposition  $C_e(z)$

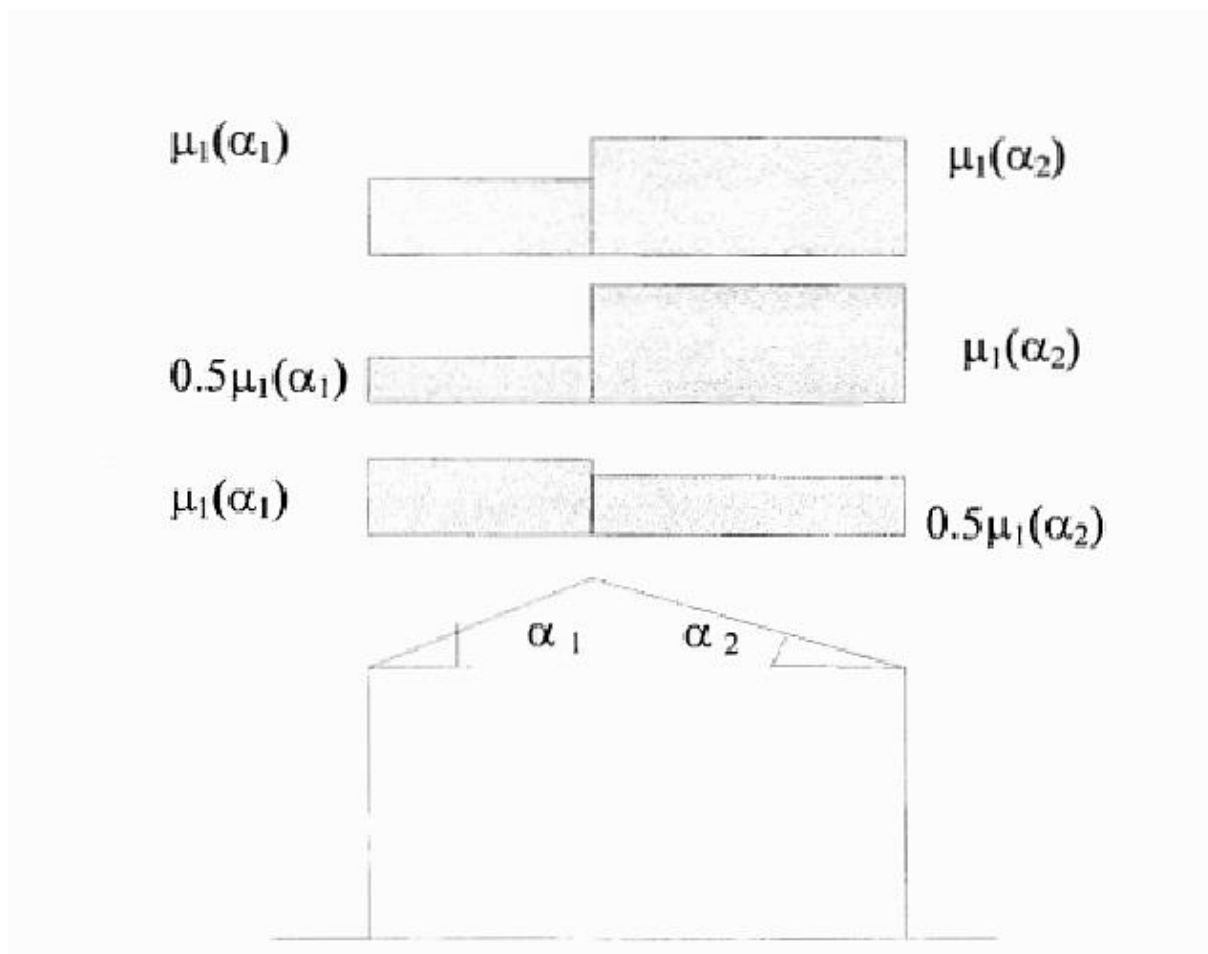
Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	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	

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

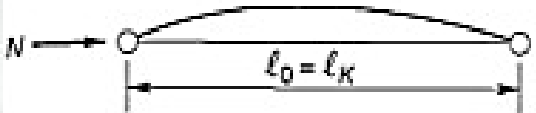
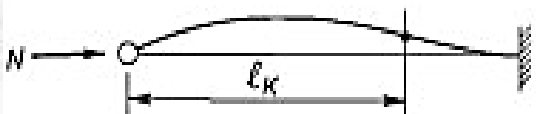

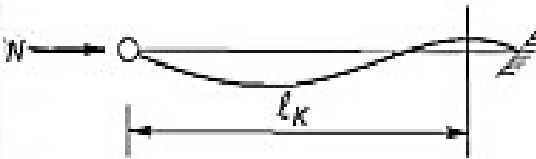



**ANNEXE : Coefficient de forme – Toitures à deux versants**



**ANNEXE : Coefficient de forme – Toitures à deux versants**

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

**ANNEXE : Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis**

Conditions d'appuis	$m$	$\ell_K$
<p>• Sans déplacements des extrémités</p> 	1	$\ell_0$
 <p>encastrement parfait</p>	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
 <p>encastrement élastique</p>	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p> 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	$\ell_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

## ANNEXE : Tableaux des profilés

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>we</sub> mm	t <sub>z</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø mm	p <sub>min</sub> mm	p <sub>max</sub> mm	A <sub>L</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>C</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05

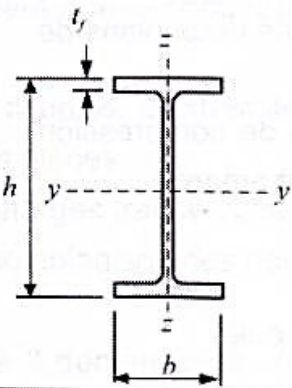
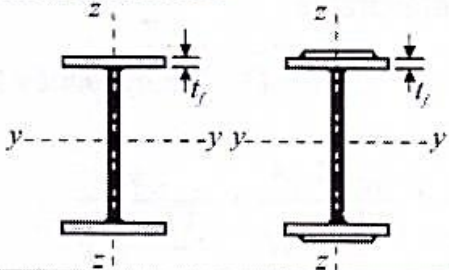
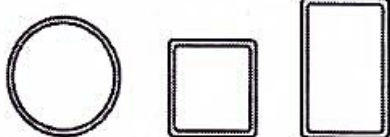
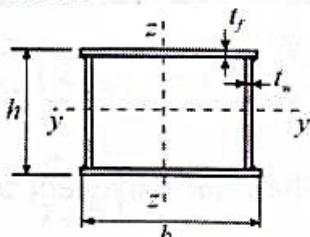

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte*									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2009
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u			axe v-v axis v-v Achse v-v			Pure compression					
G kg/m	I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>elz</sub> =W <sub>elz</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub> mm x10	I <sub>u</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	i <sub>u</sub> mm x10	I <sub>v</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	i <sub>v</sub> mm x10	I <sub>pe</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	S235	S355					
L 70 x 70 x 5	5,37	31,24	6,10	2,14	49,61	2,69	12,86	1,37	-18,37	4	4	✓			
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	4	4	✓			
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	4	✓			
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓			
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓			
L 70 x 70 x 10	10,3	57,24	11,66	2,09	90,60	2,63	23,88	1,35	-33,36	1	1	✓			
L 100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	4	4	✓			
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	4	4	✓			
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	4	4	✓			
L 100 x 100 x 9	13,6	161,0	22,30	3,05	255,9	3,84	66,13	1,95	-94,86	1	4	✓			
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	4	✓			
L 100 x 100 x 11	16,4	191,9	26,89	3,03	304,7	3,81	79,09	1,94	-112,8	1	1	✓			
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓			
L 100 x 100 x 14	20,6	235,0	33,48	3,00	372,1	3,77	97,92	1,93	-137,1	1	1	✓			
L 100 x 100 x 16	23,2	261,7	37,70	2,97	413,3	3,74	110,2	1,93	-151,5	1	1	✓			

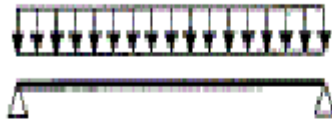
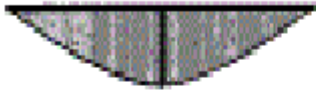
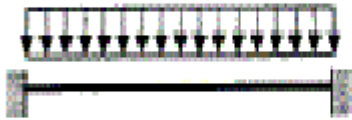


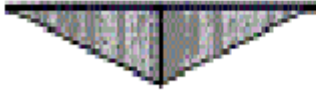


Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1:2005									
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression		EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2009		
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> ★ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	A <sub>e</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> ★ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	s <sub>x</sub> mm	l <sub>t</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	L <sub>w</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	S235	S355	S460	S235				S355	S460
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung g	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> Mm	d mm	Ø	e <sub>min</sub> mm	e <sub>max</sub> mm	AL m <sup>2</sup> /m	AG m <sup>2</sup> /t
UAP 80	8,38	80	45	5	8	8	10,7	64	48	-	-	-	0,32	38,56
UAP 100	10,5	100	50	5,5	8,5	8,5	13,4	83	66	M10	25	30	0,38	36,48
UAP 130	13,7	130	55	6	9,5	9,5	17,5	111	92	M10	27	35	0,46	33,48
UAP 150	17,9	150	65	7	10,25	10,25	22,9	129	109	M 16	30	36	0,54	29,96
UAP 175	21,2	175	70	7,5	10,75	10,75	27,0	153,5	132	M 16	34	41	0,61	28,52
UAP 200	25,1	200	75	8	11,5	11,5	32,0	177	154	M 16	35	46	0,67	26,86
UAP 220	28,5	220	80	8	12,5	12,5	36,3	195	170	M 16	36	51	0,78	25,75
UAP 250	34,4	250	85	9	13,5	13,5	43,8	223	196	M 22	43	47	0,81	23,57
UAP 300	46,0	300	100	9,5	16	16	58,6	268	236	M 27	51	53	0,97	21,04

ANNEXE : Valeurs du coefficient de réduction  $\chi$  (ksi):

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
	$40$ mm $< t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 100$ mm	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ <sup>1</sup>	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ <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

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 :

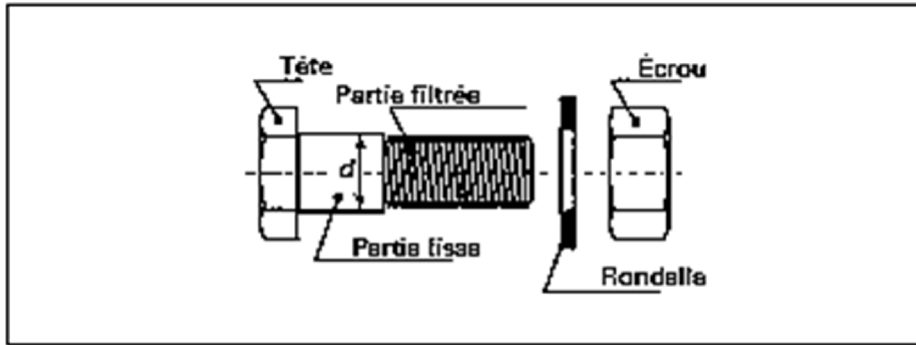
$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	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

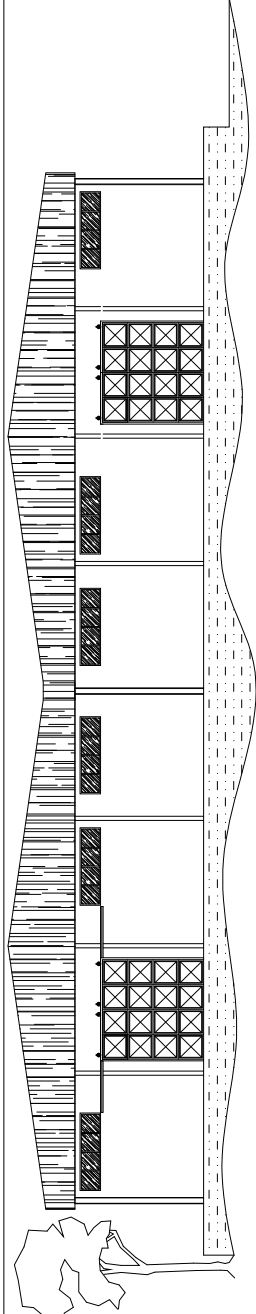


**Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires**

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

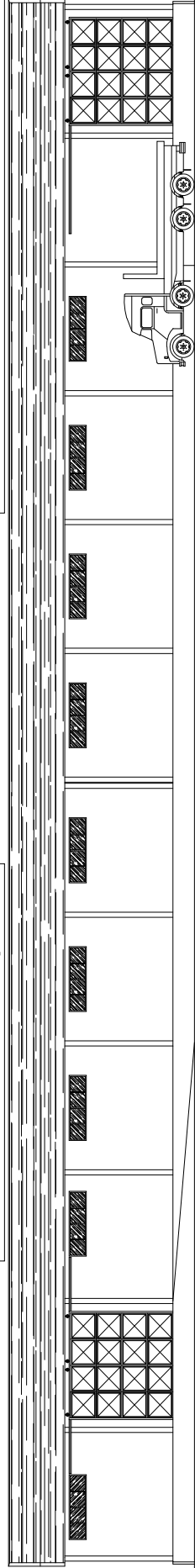
**Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires**


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

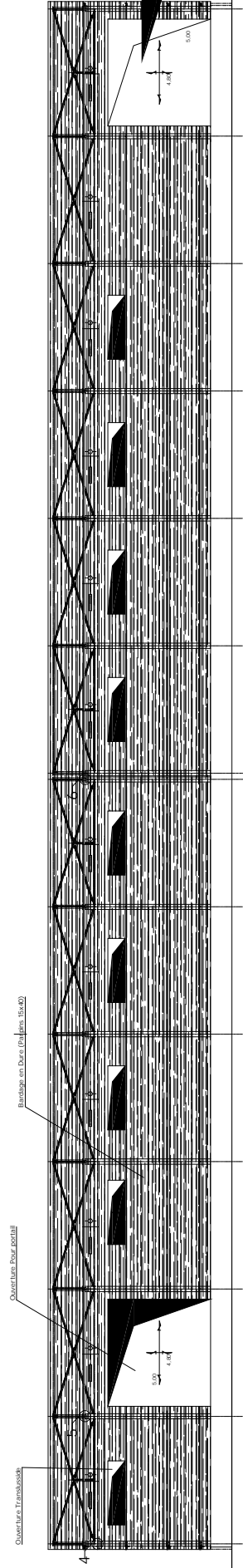
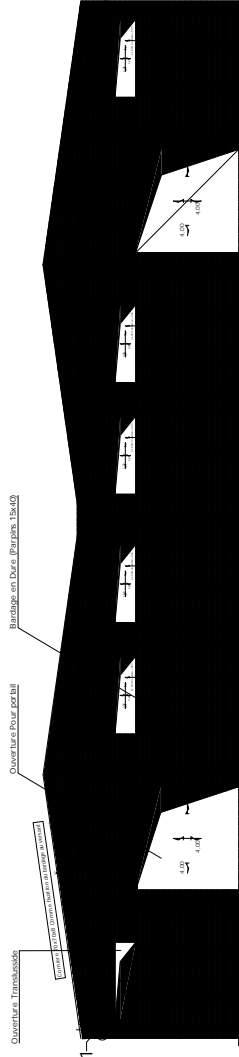


Façade Principale

Façade Laterale Droite



REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIE ET POPULAIRE 	
WILAYA : Algiers DAIRA : Zone des Kasbahs LIEU : Zone des Kasbahs	PROJET D'AMENAGEMENT D'UN IMMEUBLE DOSSIER : ARCHITECTURE PHASE : Plans de consultation
MATRIERE D'UN VIVAGE : KARL ALMODO	
REALISATEUR : ARCHITECTE M. ABRIAN NAY Titulaire de la carte	OBJET DE L'ETUDE : ARCHITECTURE MAISON INDIVIDUELLE - IMMEUBLE NEUF Année 2005 N° 150 W.S.A.
- Façade principale. - Façade laterale droite.	
BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME <small>4 avenue des Kasbahs</small>	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Énergie, du Développement Industriel et du Commerce

Direction Nationale des Énergies Renouvelables

Centre National de Recherche et de Développement des Énergies Renouvelables

PROJET : Construction d'un barrage à usage hydroélectrique

DOSSIER : GÉNÉRAL

PHASE : Plans de construction

MATRIÈRE DE L'OUVRAGE : A.S.E.L. ALUMI

PROJET	INDUSTRIEL	TYPE DE PLAN	ÉCHELLE
INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL
INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL
INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL	INDUSTRIEL

en et détails des ouvrages.

BUREAU D'ÉTUDES D'ÉNERGIE ET D'INDUSTRIE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



WILAYA : Tizi-Ouzou  
DAIRA : Draa Ben Khedda  
COMMUNE: Draa Ben Khedda  
LIEU: Zone d'activité

PROJET: Construction d'un hangar à usage industriel (R+0)

DOSSIER : GENIE CIVIL

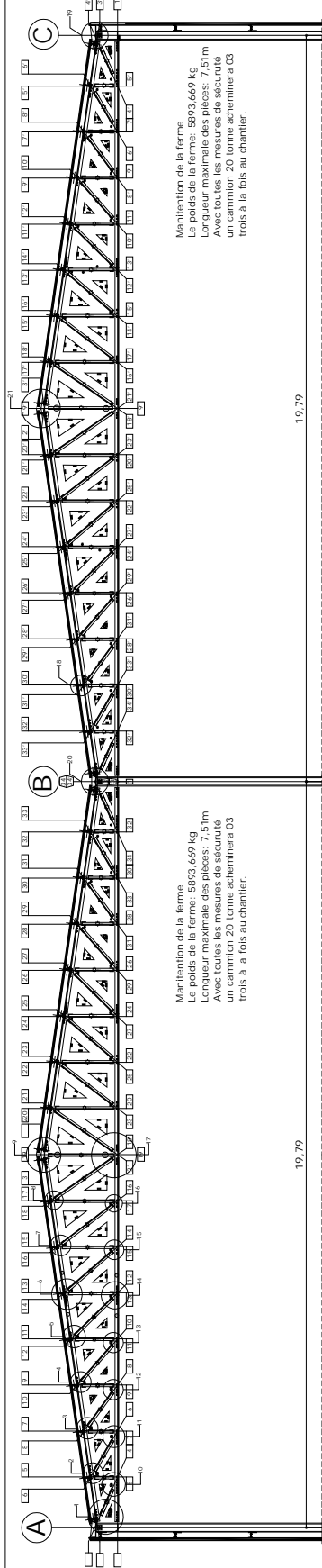
PHASE : Permis de construire

MAITRE DE L'OUVRAGE : S.A.R.L. ALBACO

ARCHITECTES AMEZIANE Nor Hamoud Kamma	INGENIEURS VERIFIE PAR SMAANI MERZOUK AMEZIANE Nor	Date Août 2005	Echelle 1/50
VISA			N°

- Plan de la double ferme.

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME  
AMEZIANE NOR



Maintenance de la ferme  
Le poids de la ferme: 5893,669 kg  
Longueur maximale des pièces: 7,51m  
Avec toutes les mesures de sécurité  
un camion 20 tonnes admettra à 03  
fois à la fois au chantier.

Maintenance de la ferme  
Le poids de la ferme: 5893,669 kg  
Longueur maximale des pièces: 7,51m  
Avec toutes les mesures de sécurité  
un camion 20 tonnes admettra à 03  
fois à la fois au chantier.

19,79

19,79

8

A

N°	Profilé	Long.	Nbr
01	3560	32	
02	7270	16	

B

C

14

13

12

11

10

9

7

6

5

4

3

2

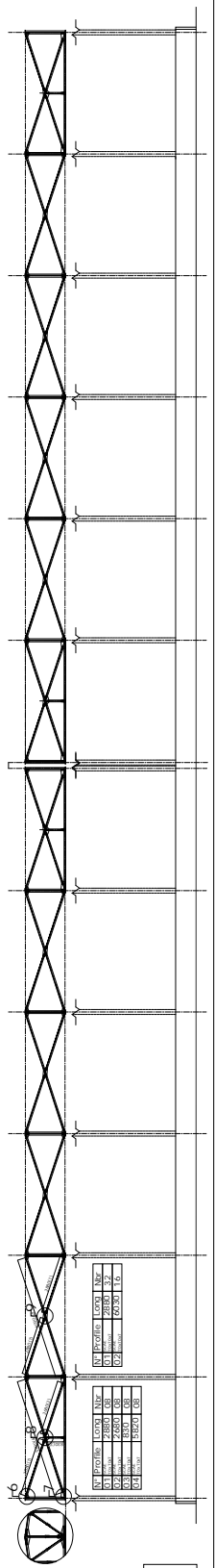
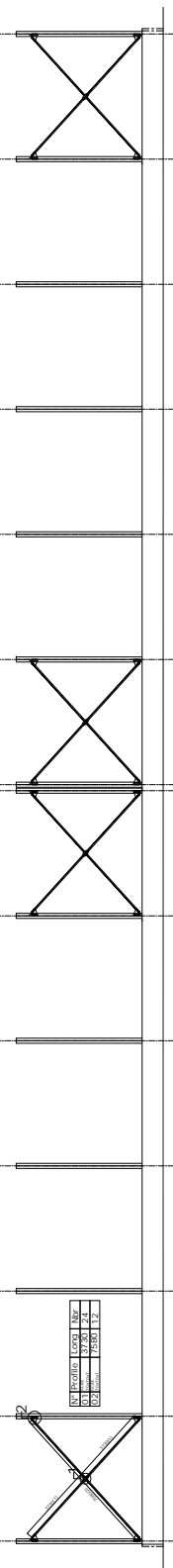
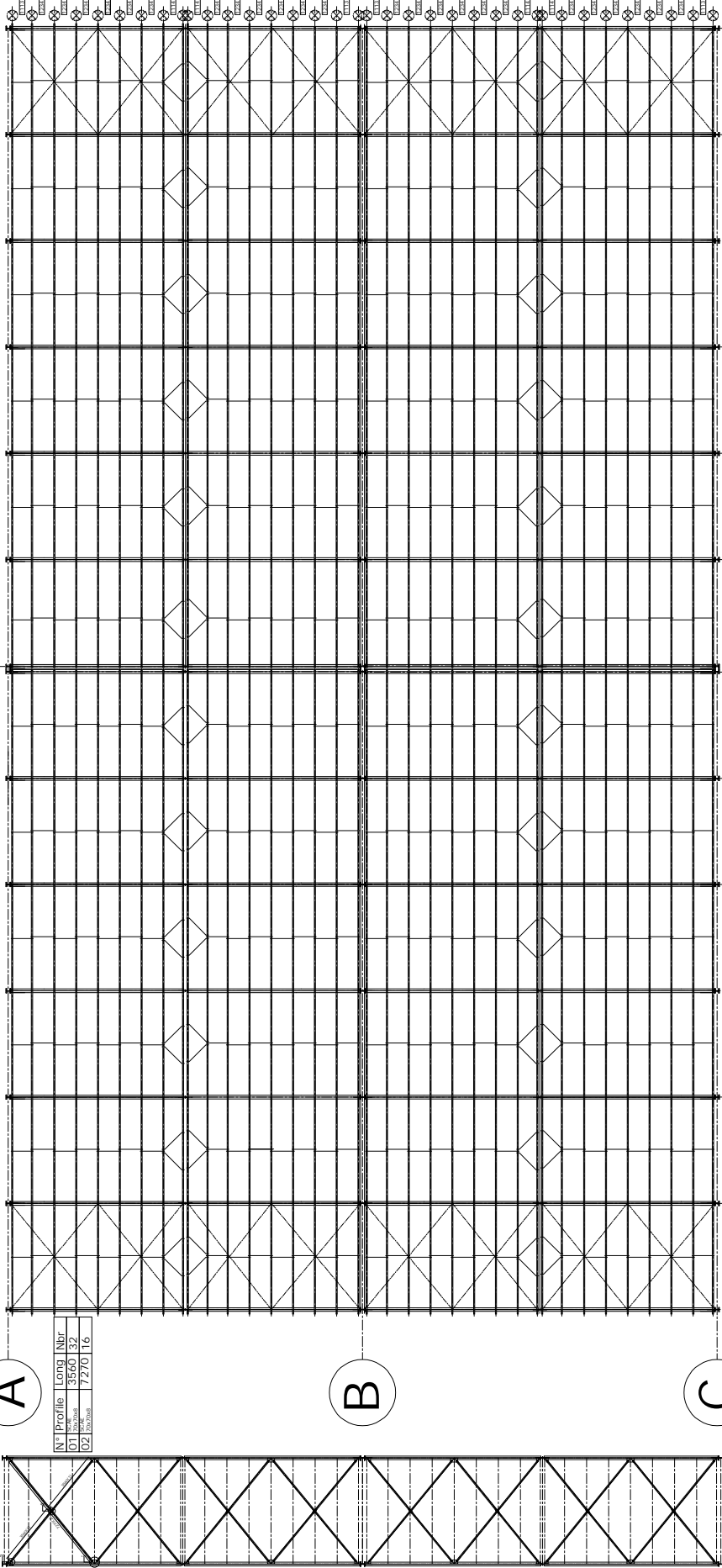
1

Contreventement  
sous versant.

Contreventement  
vertical Axes A, B, C.

Chaînage des fermes  
à mitraille (ciseaux)

Détails sous versants



N°	Profilé	Long.	Nbr
01	4880	32	
02	7850	12	

N°	Profilé	Long.	Nbr
01	4880	32	
02	6250	16	
03	5300	32	
04	5820	32	



