



## ***Université de Ghardaïa***

N° d'ordre :

N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies  
Département des Sciences et Technologie

**Spécialité: Génie civil**

**Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de**

## **MASTER**

**Domaine :** *Sciences et Technologies*

**Filière :** Génie civil

**Spécialité :** *STRUCTURE*

**Réalisé par :** LEBOUABI ALI

BEN AHMED AHMED

## **Thème**

***ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE***  
***A USAGE DE STOCKAGE***

**Soutenu le** 28/10/2020

**Devant le jury :**

**SAITI ISSAM**

**Président**

**NESSIL HAMID**

**Examineur**

**MAAZOUZI FETHI**

**Encadreur**

**LAROUY HOUCINE**

**Co-Encadreur**

**Année universitaire 2019/2020**

# *Remerciements*

*Nous remercions :*

*Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.*

*Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce modeste travail, en particulier :*

*Notre promoteur Mr Mazouzi Fethi pour son suivi et ces remarques.*

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrite et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail.*

*A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin merci*

# *D édicaces*

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail modeste,*

*Je le dédie à :*

*La mémoire de mon père*

*Ma très chère mère.*

*Ma petite Famille*

*Mes frères et sœurs*

*Ainsi tous mes enseignants et amis étudiants de la*

*1<sup>ère</sup> promotion du Master II en génie civil*

*A l'université du GHARDAIA*

***Lebouabi Ali***

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à:*

*La mémoire de mon père*

*Ma très chère mère.*

*Ma petite Famille*

*Mes frères et sœurs*

*Ainsi tous mes enseignants et amis étudiants de*

*Cette promotion du Master II en génie civil*

*De l'université de GHARDAIA*

***Benahmed Ahmed***

## Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et le dimensionnement d'un hangar de stockage en charpente métallique situé à la commune de GHARDAIA. Il est constitué de plusieurs pignons, stabilisés par des contreventements horizontaux (poutres au vent) aux extrémités et palés de stabilité verticales en forme de croix de saint André, sans omettre le contreventement vertical en ciseau pour empêcher le déversement des membrures supérieures et inférieures des fermes.

Couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (vent et sable) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le prédimensionnement des différents éléments secondaires et par utilisation du logiciel « ROBOT structural analysis 2019 ». Nous procédons à la vérification des éléments porteurs, et l'étude des assemblages selon « CCM 97 » et l'étude d'infrastructure selon le « BAEL 91 », on a terminé par une conclusion.

**Mots clés:** Charpente métallique – Hangar de stockage – Dimensionnement- vérifications - Assemblage.

## Abstract

Our graduation project consists of carrying out a study and the sizing of a metal frame storage shed located in the town of GHARDAIA.

It consists of several gables, stabilized by horizontal bracing (wind beams) at the ends and vertical stability brackets in the shape of a Saint André cross, without omitting the vertical chisel bracing to prevent the top and bottom chords of the trusses from overturning.

and covered by a roof with two symmetrical slopes. This project is developed in several stages; firstly the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (wind and sand) according to the Algerian regulation "RNV 99 V2013", then the pre-sizing of the various secondary elements and by use of the software "ROBOT structural analysis 2019 ". we proceed to verification of load-bearing elements, and study of assemblies according to "CCM 97" and the infrastructure study according to "BAEL 91", we ended with a conclusion.

**Key words :** Metal frame - Storage shed - Dimensioning - checks - Assembly.

## ملخص

مذكرة مشروع نهاية الدراسة تتمثل في دراسة وتحجيم عناصر مستودع تخزين ذو إطار معدني يقع ببلدية غرداية وهو يتألف من العديد من الاطارات الحاملة (Pignons) مستقرة بهياكل مقاومة أفقية (عوارض الرياح) في الاطراف واطارات تثبيت عمودية من أجل الاستقرار الرأسي في شكل صليب سانت اندروز بدون اغفال هياكل مقاومة عمودية على شكل مقص عمودي لمنع انحراف الإطارات العليا والسفلى لهيكل السقف المعدني غطاء السقف مشكل من جانبين منحدرين متناظرين وقدمت حساب هذا المشروع على عدة مراحل؛ أولاً تقييم الأحمال والأحمال الزائدة وكذلك آثار الاحمال المناخية (الرياح والرمل) وفقاً للقوانين التقنية الجزائرية RNV99 "V2013، ثم تحجيم العناصر الثانوية المختلفة باستخدام برنامج "تحليل الروبوت الهيكلي « ROBOT structural analysis 2019»". ثم نقوم بالتحقق من العناصر الحاملة و دراسة الوصلات وفق «CCM 97» و دراسة البنية التحتية وفق «BAEL 91» ثم ختمت الدراسة بخلاصة.

**الكلمات المفتاحية:** هيكل معدني - مستودع التخزين - تحجيم - المراجعات - الوصلات .

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION .....	01
I.1 Situation du projet .....	01
I.2 Caractéristiques et données du projet .....	01
I.2.1 Géométrie de l'ouvrage .....	01
I.2.2 Structure de l'ouvrage .....	02
I.2.3 La toiture .....	02
I.2.4 Les façades .....	03
I.2.5 Matériaux utilisés .....	03
a) Acier.....	03
b) Le béton .....	04
I.3 Règlements techniques utilisés : .....	04

### CHAPITRE II : Action climatique

INTRODUCTION .....	05
<b>II.1 ACTION DU VENT .....</b>	<b>05</b>
II.1.1 Direction du vent.....	05
II.1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul .....	07
II.1.3 Détermination de la pression aérodynamique $W_z$ .....	08
II.1.3.1 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p$ .....	08
II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ .....	11
II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).....	11
II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) .....	15
II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ .....	20
II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).....	21
II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) .....	21
II.1.3.4 Calcul de la pression aérodynamique $W_z$ .....	22
II.1.3.4.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1).....	22
II.1.3.4.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2) .....	24
<b>II.2 ACTION D'ENSEMBLE</b>	
II.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1) .....	26
a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ .....	26
b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$ .....	27
c) Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ .....	28
d) Calcul de la stabilité d'ensemble .....	29
II.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan(V2) : .....	31
a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ .....	31
b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$ .....	33
c) Détermination de la force de frottement $F_{fr}$ .....	33
d) Calcul de la stabilité d'ensemble .....	34
<b>II -3 CHARGE DE SABLE DANS LA ZONE D.....</b>	<b>36</b>

## CHAPITRE III : Pr édimensionnement des é éléments

INTRODUCTION .....	37
<b>III.1 Etude des pannes</b> .....	37
III.1.1 D éfinition .....	37
III.1.2 Les donn ées .....	38
III.1.3 Principe de dimensionnement : .....	38
III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :.....	39
III.1.5 Combinaisons des charges les plus d éfavorables :.....	40
III.1.6 V érifcation à l'état limite ultime (ELU).....	40
III.1.7 V érifcation à l'état limite de service (ELS) : .....	46
<b>III.2 Etude des liernes de la toiture</b> .....	48
III.2.1 D éfinition .....	48
III.2.2 Dimensionnement des liernes .....	48
III.2.3 Calcul de la section des liernes .....	49
<b>III.3 Etude de l'échantignole</b> .....	50
III.3.1 D éfinition .....	50
III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	50
III.3.3 Calcul du moment de renversement .....	51
III.3.4 Dimensionnement de l'échantignole : .....	51
III.3.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole : .....	51
<b>III.4 Calcul des Ch éneaux</b> .....	52
III.4.1 D éfinition .....	52
III.4.2 Dimensionnement des ch éneaux .....	52
<b>III.5 Etude des fermes</b> .....	53
III.5.1 D éfinition.....	53
III.5.2 D étermination des forces revenantes à la ferme.....	53
III.5.3 Combinaisons de charges les plus d éfavorables.....	55
III.5.4 Pr édimensionnement des é éléments composant la Ferme .....	55
III.5.5 V érifcation des diff érents é éléments de la Ferme .....	56
<b>III.6 Etude des lisses de bardages</b> .....	60
III.6.1 D éfinition .....	60
III.6.2 Principe de dimensionnement .....	60
III.6.3 V érifcation de la lisse de long-pan .....	61
III.6.4 V érifcation des liernes de long-pan .....	66
III.6.5 V érifcation de la lisse de pignon .....	67
III.6.6 V érifcation des liernes de pignon .....	72
<b>III.7 Etude des potelets</b> .....	73
III.7.1 D éfinition .....	73
III.7.2 Dimensionnement du potelet.....	74
III.7.3 V érifcation de la section à la résistance.....	74
III.7.4 V érifcation de l'élément aux instabilités.....	76

## **CHAPITRE IV : Calcul des contreventements**

INTRODUCTION .....	79
IV.1 Dispositions des contreventements .....	79
IV.2 Calcul de la poutre au vent en pignon.....	80
IV.2.1 Effort du vent sur les pignons.....	80
IV.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets .....	80
IV.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette .....	83
IV.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance .....	84
IV.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités .....	85
IV.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	89
IV.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette : .....	90

## **CHAPITRE V VERIFICATION DES ELEMENTS**

INTRODUCTION .....	91
V.1 Vérification des différents éléments de la ferme: .....	91
V.1.1 les poteaux .....	92
V.1.2 Membrane inférieure (Entrait) .....	93
V.1.3 Membrane supérieure (Arbalétrier) .....	94
V.1.4 Montants .....	95
V.1.5 Diagonals .....	96

## **CHAPITRE VI CALCUL DES ASSEMBLAGES**

INTRODUCTION .....	97
VI.1 Rôle et fonctionnement des assemblages .....	97
VI.1.1 Rôle des assemblages.....	97
VI.1.2 Fonctionnement des assemblages .....	97
VI.1.3 Précautions constructives.....	98
VI.2 Calcul des assemblages .....	98
VI.2.1 Assemblage membrane ferme .....	99
VI.2.2 Assemblage noeud ferme.....	110
VI.2.3 Assemblage pied de poteau encastré.....	114

## **CHAPITRE VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

INTRODUCTION .....	119
VII.1. Calcul des fondations sous poteaux .....	119
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	126
<b>Références bibliographiques</b> .....	128
<b>ANNEXES</b> .....	129
<b>LES PLANS</b> .....	139

## — LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

*Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.*

*Figure I.2 : Panneau sandwichs.*

*Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).*

### CHAPITRE II

*Figure II.1 : Les directions principales du vent.*

*Figure II.2 : Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique*

*Figure II.3 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$ .*

*Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.*

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

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

*Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1*

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

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

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

*Figure II.16 : stabilité transversale.*

### **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 : Panne de toiture en flexion.*

*Figure III.8 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.*

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

*Figure III.10: Déversement d'une panne de toiture.*

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

*Figure III.12 : Dispositions des liernes.*

*Figure III.13 : : Efforts dans les liernes.*

*Figure III.14 : Disposition de l'échantignole..*

*Figure III.15 : : Coupe transversal d'un chéneau*

*Figure III.16 : schéma statique de la ferme L = 24 m.*

*Figure III.17 : Disposition des lisses de bardages.*

*Figure III.18 : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan*

*Figure III.19 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.*

*Figure III.20 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.*

*Figure III.21 : Efforts dans les liernes de long-pan*

*Figure III.22 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.*

*Figure III.23 : La répartition des charges sur les lisses de long pan*

*Figure III.24 : Efforts dans les liernes de pignon*

*Figure III.25 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet*

---

## **CHAPITRE IV**

*Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.*

*Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.*

*Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre au vent.*

*Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).*

*Figure IV.5 : L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité.*

*Figure IV.6 : Schéma statique de l'axe de stabilité en long pan.*

*Figure IV.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue.*

---

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II

**Tableau II.1 :** Paramètres de la catégorie de terrain 0.

**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, sens V1.

**Tableau II.7 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de 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  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

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

**Tableau II.11 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  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 sens V1.

**Tableau II.13 :** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de 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:** les résultats de calcul de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.17 :** les résultats de calcul de la force extérieure  $F_{we}$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.18 :** Les résultats de calcul de la pression intérieure  $W_i$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.19 :** les résultats de calcul de la force intérieure  $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.20 :** La force  $F_w$  résultante, cas V1.

**Tableau II.21:** les résultats de calcul de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.22 :** Les résultats de calcul de la force extérieure  $F_{we}$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.23 :** Les résultats de calcul de la pression intérieure  $W_i$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.24 :** Les résultats de calcul de la force intérieure  $F_{wi}$ , correspondant à chaque zone.

**Tableau II.25 :** La force  $F_w$  résultante, cas V2.

---

## **CHAPITRE III**

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

**Tableau III.2 :** *les chargements appliqués sur les éléments de la ferme*

**Tableau III.3 :** *les efforts max dans les éléments de la ferme.*

**Tableau III.4 :** *vérification de la traction aux éléments de la ferme*

**Tableau III.5:** *vérification de la compression aux éléments de la ferme*

**Tableau III.6 :** *Caractéristiques géométriques de l'UPN 120.*

**Tableau III.7 :** *Caractéristiques géométriques de HEA 180.*

---

## ***NOTATIONS***

Les principales notations utilisées sont les suivantes :

<b>A</b>	Aire de la section brute.
<b>A<sub>net</sub></b>	Aire de la section nette.
<b>A<sub>eff</sub></b>	Aire de la section efficace.
<b>A<sub>v</sub></b>	Aire de cisaillement.
<b>H</b>	Hauteur de la section transversale.
<b>b</b>	Largueur des semelles.
<b>r</b>	Rayon du cong éde raccordement.
<b>t<sub>f</sub></b>	Epaisseur des semelles.
<b>t<sub>w</sub></b>	Epaisseur de l'âme.
<b>I<sub>y, z</sub></b>	Moment d'inertie.
<b>i<sub>y, z</sub></b>	Rayon de giration de la section.
<b>I<sub>w</sub></b>	Facteur de gauchissement.
<b>I<sub>t</sub></b>	Moment d'inertie de torsion.
<b>W<sub>ply, z</sub></b>	Module plastique de la section.
<b>W<sub>ely, z</sub></b>	Module élastique de la section.
<b>W<sub>eff</sub></b>	Module élastique efficace de la section.
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal résistant plastique.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime de la section nette.
<b>N<sub>net</sub></b>	Effort normal résistant de la section nette.
<b>M<sub>ply, z</sub></b>	Moment résistant plastique de la section.
<b>M<sub>ely, z</sub></b>	Moment résistant élastique de la section.
<b>M<sub>eff, z</sub></b>	Moment résistant de la section efficace.
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique de déversement.
<b>λ<sub>y, z</sub></b>	Elancement réduit pour le mode de flambement.
<b>λ<sub>cr</sub></b>	Elancement critique d'Euler.
<b>χ<sub>y, z</sub></b>	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré
<b>Ψ<sub>s</sub></b>	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
<b>τ</b>	Contrainte tangente (tau).
<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte tangente conventionnelle.
<b>τ<sub>s</sub></b>	Contrainte d'adhérence.
<b>φ</b>	Diamètre d'une armature transversale.
<b>v</b>	Coefficient de poissant (nu).
<b>μ<sub>s</sub></b>	Moment ultime à L'ELS (mu).
<b>μ<sub>b</sub></b>	Moment réduit à L'ELU.
<b>α</b>	Facteur d'imperfection pour le flambement.

---

$\lambda_{LT}$	Elancement r éduit pour le d éversement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de r éduction pour le d éversement.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{M,y,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le d éversement.
$f_y$	Résistance limite d'élasticité.
$f_u$	R ésistance limite de rupture.
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime.
$V_{pl,z}$	Effort tranchant de plastification
$G$	Action permanente.
$Q$	Action d'exploitation.
$e$	L'excentricité de l'effort normal.
$l_f$	Longueur de flambement

# Introduction générale

## INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ...etc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar métallique, implanté à la commune de GHARDAIA.

# CHAPITRE I:

## Présentation de l'ouvrage

## Présentation de l'ouvrage

### 1. INTRODUCTION

Notre projet consiste à l'étude et conception d'ossature d'un hangar en charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 864 m<sup>2</sup> destiné pour le stockage.

#### I.1 Situation du projet :

L'ouvrage sera implanté à la commune de GHARDAIA classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de sismicité nulle.

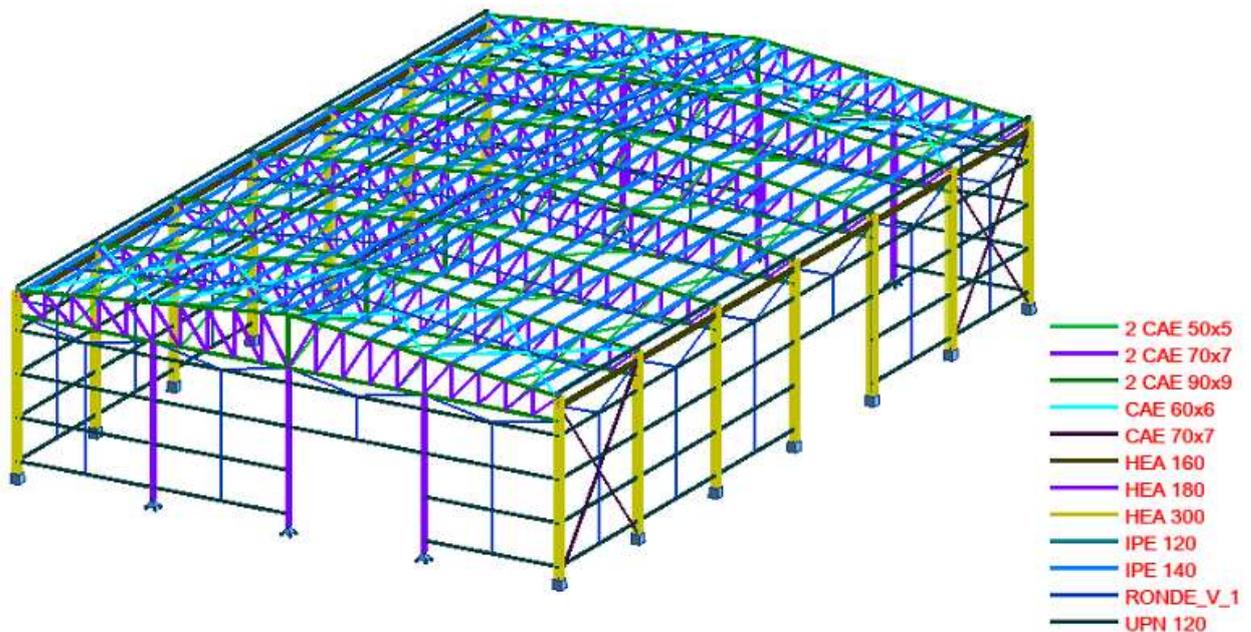


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet

#### I.2 Caractéristiques et données du projet :

##### I.2.1 Géométrie de l'ouvrage :

- Longueur totale = **36.00m.**
- Largeur totale = **24.00m.**
- Hauteur totale = **8.70m.**
- Hauteur des poteaux = **7.50m.**
- Hauteur de la toiture = **1.20m**
- Pente de la toiture = **10% (5.71°)**

### **I.2.2 Structure de l'ouvrage :**

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par une succession de portiques transversaux en poteaux et fermes, renforcées par des contreventements en forme de ciseau. .

La stabilité longitudinale est assurée par des contreventements verticaux de Lang-pane (palée de stabilité) et des poutres de pignon (poutre au vent) disposés aux extrémités du bâtiment.

### **I.2.3 La toiture :**

La toiture a deux versants en charpente métallique, constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

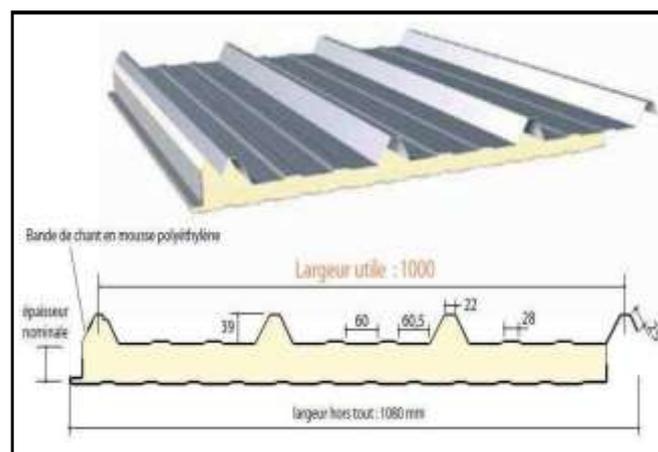
La couverture sera réalisée en panneaux sandwich constitués :

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

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

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

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



**Figure I.2 : Panneau sandwich.**

### **I.2.4 Les façades :**

Les façades (long pans et pignons) comportent un bardage en panneaux sandwichs fixés sur des lisses.

### **I.2.5 Matériaux utilisés :**

#### **a) Acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, 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, résilience, soudabilité, corrosion...etc).

#### **1. Propriétés de l'acier :**

- **Résistance :** Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.
- **Ductilité :** L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :
  - Le rapport  $f_u / f_y > 1,2$
  - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ ).
  - l'allongement relatif ultime à la rupture  $\epsilon_u$  doit être supérieur ou égal à 15%.

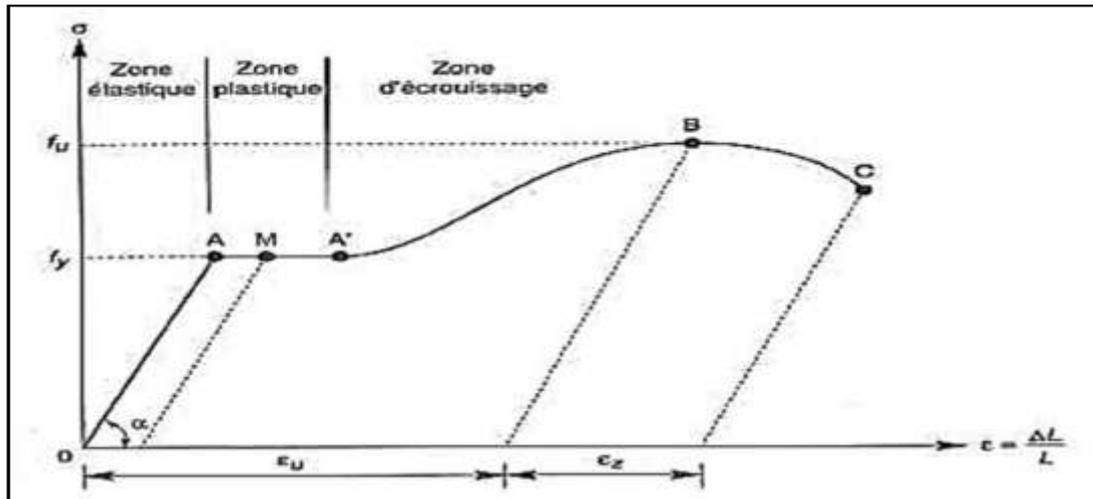


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

## 2. Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- Module d'élasticité :  $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement :  $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique :  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}$
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

### b) Le Béton :

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale :  $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ MPa}$

### I.3 Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ **EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.**
- ✚ **DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».**
- ✚ **DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».**
- ✚ **DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».**
- ✚ **BAEL91 : Calcul des Structures en béton.**

# CHAPITRE II

ACTIONS

CLIMATIQUES

## ACTIONS CLIMATIQUES

### **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.1 ACTION DU VENT :**

Tout ouvrage en construction métallique doit résister aux différents 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.

#### **II.1.1 - 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 deux versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

Les caractéristiques géométriques du hangar :

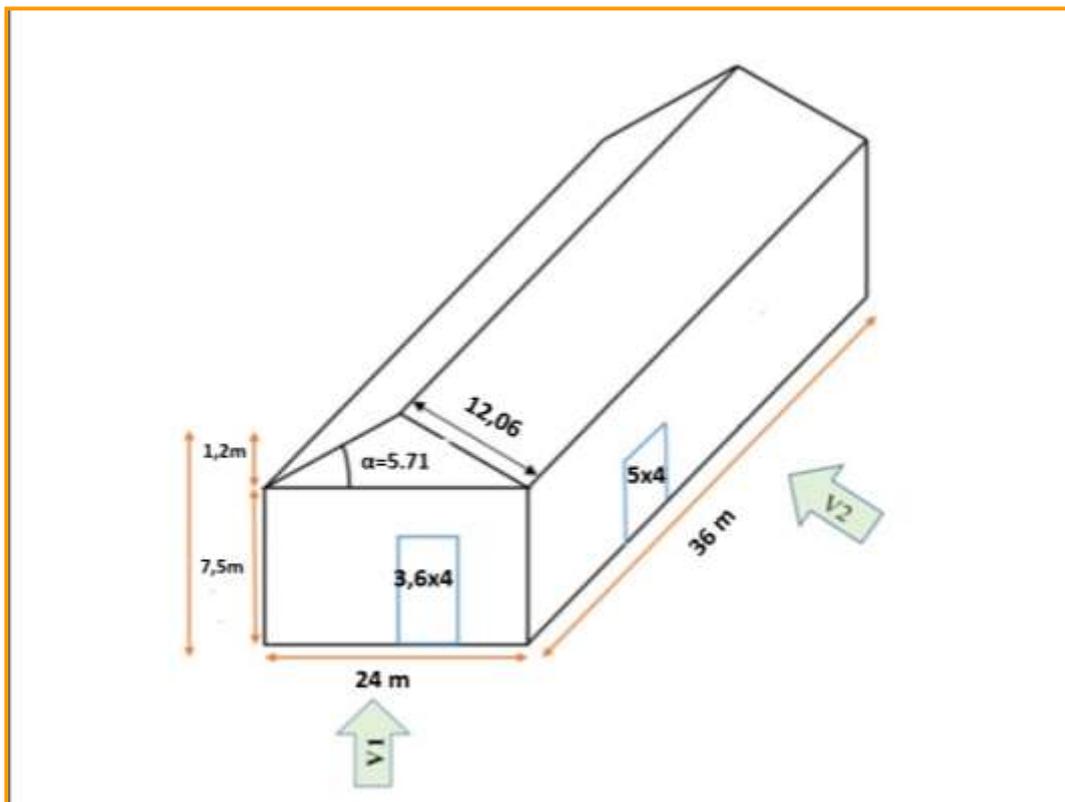
- La longueur  $l=36$  m.
- La largeur  $b= 24$  m
- La hauteur des parois vertical  $h= 7.5$  m
- La hauteur totale  $H= 8.7$  m.
- La hauteur de la toiture  $h= 1.2$  m
- La pente des deux versants est égale à  $\alpha=5.71^\circ$  soit 10%.

Les surfaces :

- Surface d'un pignon  $(24 \times 7.5) + (24 \times 1.2) / 2 = 194.4 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan  $(36 \times 7.5) = 270 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture  $(12.06 \times 36) = 434.16 \text{ m}^2$

Les ouvertures :

- Un portail pour chaque pignon de dimension  $(3.6 \times 4) \text{ m}^2$
- Un portail pour chaque long-pan de dimension  $(5 \times 4) \text{ m}^2$



*Figure II.1 : Les directions principales du vent.*

Les deux directions principales du vent :

- (Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.
- (Sens V2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

### **II.1.2 - Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :**

#### a) Effet de la région :

Le projet est situé à la commune de GHARDAIA, et selon le RNV2013 la commune de GHARDAIA est classée en zone **III**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{\text{ref}} = 500 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013)}$$

#### b) Catégorie du terrain

Notre structure est implantée dans une Zone suburbaine, classé en catégorie 3 selon le règlement RNV2013

Catégorie de terrain **3** ( Zone suburbaine ) (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	KT	Z0 (m)	Zmin (m)
3	0.215	0.3	5

*Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.*

**KT** : facteur de terrain

**Z0** : paramètre de rugosité

**Zmin** : hauteur minimale

#### c) Coefficient de topographie CT

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie **CT** est égal à :

**CT=1** (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

#### d) 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.

$C_d$  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 ( $H = 8.7m$ ).

On prend :  $C_d = 1$  (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a :  $C_d < 1,2$

Donc : **la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.**

### **2.1.3 - Détermination de la pression aérodynamique $W(z)$ :**

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

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

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6})$$

$q_p(z_e)$  : la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur ( $z_e$ ) relative à l'élément de surface  $j$

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

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

#### **2.1.3.1 - Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ :**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , à la hauteur de référence ( $z_e$ ) est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{Chapitre2 RNVA 2013, Formule 2.1})$$

$q_{ref}$  : la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNVA 2013.

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

$Z_e$  : hauteur de référence

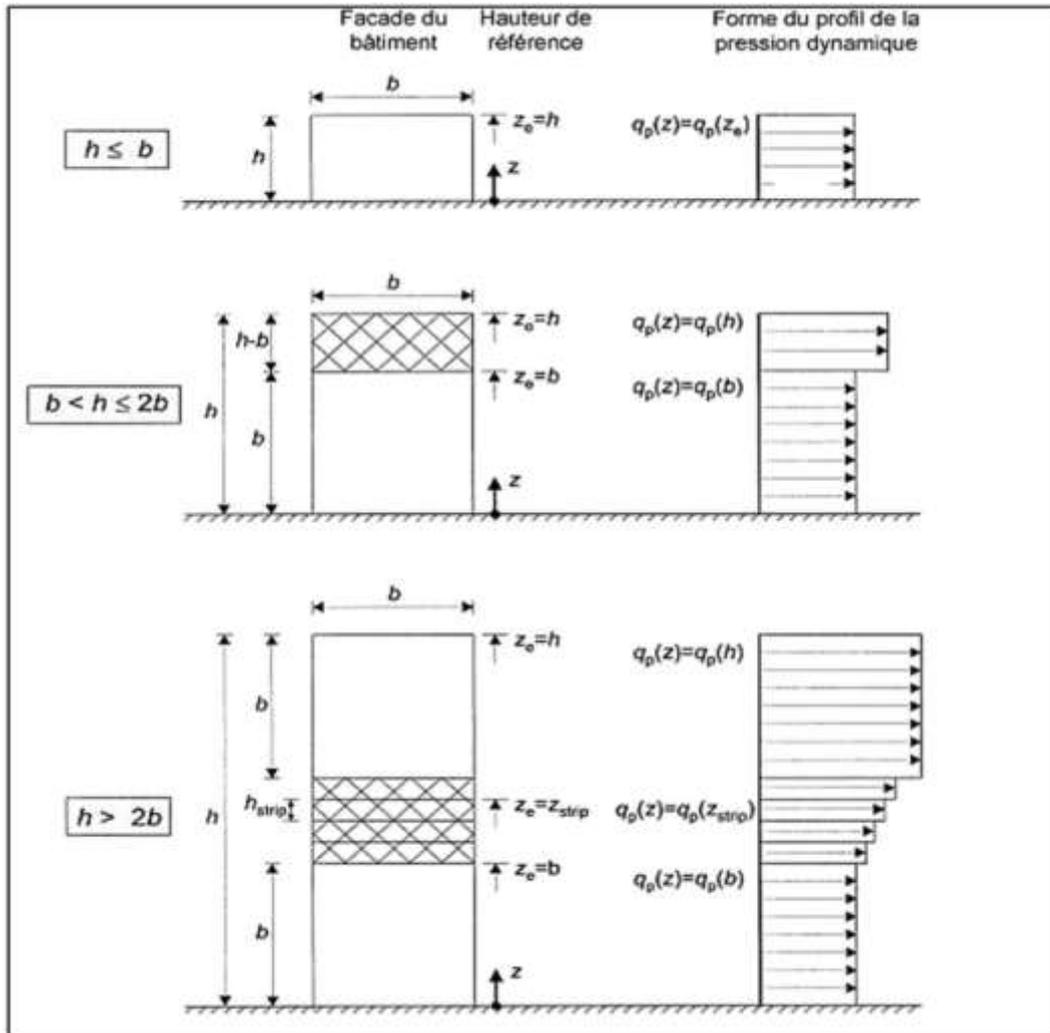


Figure II.2 : Hauteur de référence  $Z_e$  et le profil correspondant de la pression dynamique.

a) Hauteur de référence  $Z_e$ :

- ✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales,  $Z_e$  est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.  
Comme notre cas la hauteur des parois  $h=7.5m$ , et la largeur  $b=24m \Rightarrow h \leq b$  ;

$$Z_e = h = 7.5m$$

- ✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap 2 article 2.3.2);  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$$Z_e = H = 8.7m$$

b) Coefficient d'exposition  $C_e$

Dans notre cas on a un site plat ( $C_T = 1$ ), et un terrain de catégorie 3 ,Alors les valeurs des coefficients d'expositions  $C_e$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $Z = 5m$  et  $Z = 10m$  tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$Y = Y_1 + \left[ \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \dots \dots \dots \text{Formule d'interpolation}$$

AN :

$$C_e(7.5) = 1.276 + \frac{7.5 - 5}{10 - 5} \times (1.703 - 1.276) = 1.49$$

$$C_e(8.7) = 1.276 + \frac{8.7 - 5}{10 - 5} \times (1.703 - 1.276) = 1.59$$

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	7.5	1.49
Toiture	8.7	1.59

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

Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2)$$

Niveau	$q_{ref}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ [N/m <sup>2</sup> ]
Parois verticales (Ze= 7.5m)	500	1.49	745
Toiture (Ze= 8.7m)	500	1.59	795

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$

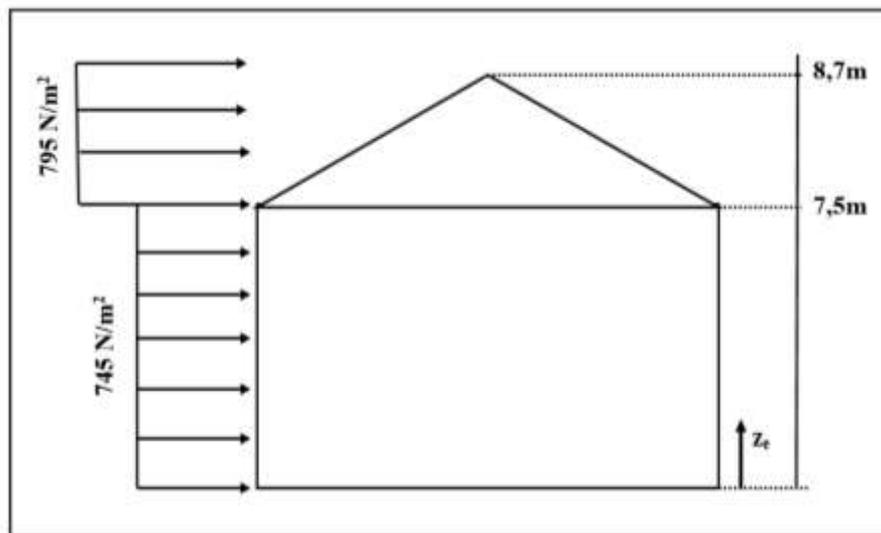


Figure II.3: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$ .

**II.1.3.2 Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

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

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si : } A \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(A) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si : } A \geq 10 \text{ m}^2$$

Où :  $A$  (en  $\text{m}^2$ ) désigne la surface chargée de la paroi considérée (RNVA 2013 chap5, article 5.1.1)

**II.1.3.2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens  $V1$ ) :**

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

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

$$b = 24 \text{ m} \quad h = 8.7 \text{ m}$$

$$d = 36 \text{ m} \quad e = \min [b ; 2h] \implies e = \min [24 ; 17.4] \implies e = 17.4 \text{ m}$$

$$d > e \implies \frac{e}{5} = 3.48 \text{ m} \quad 4 \frac{e}{5} = 13.92 \text{ m} \quad d - e = 18.6 \text{ m}$$

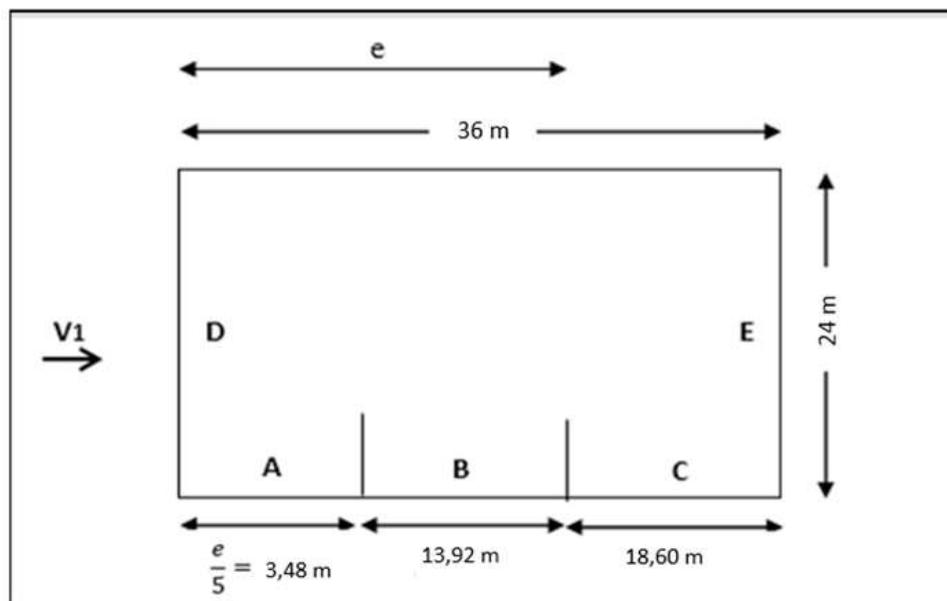


Figure II. 4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens  $V1$ .

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m <sup>2</sup> )	3.48 × 7.5 = 26.1	13.92 × 7.5 = 104.4	18.6 × 7.5 = 139.5	(24 × 7.5) + (1.2 × 12) = 194.4	E = D = 194.4

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

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

Donc : C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,10</sub> pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

- Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on détermine les valeurs de C<sub>pe</sub> qui correspondent à chaque zone.

Zone	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les valeurs de C<sub>pe</sub> qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens (V1)

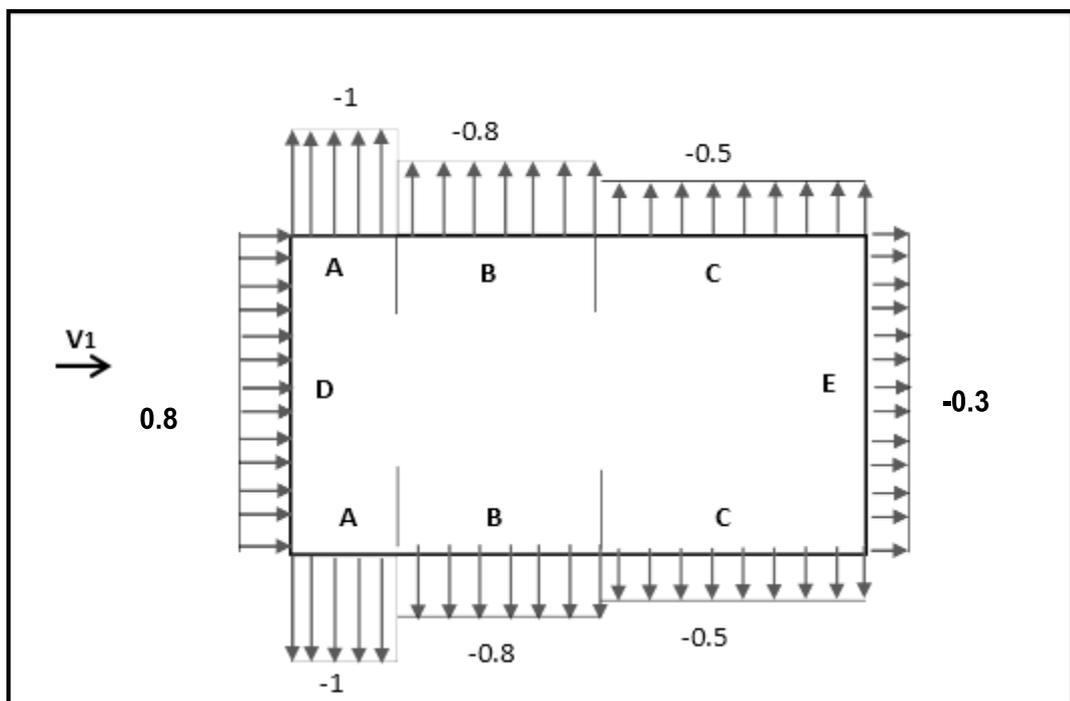


Figure II.5 : Les valeurs de C<sub>pe</sub> qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1

**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  $V_I$ ) et parallèle aux génératrices donc ;

$\theta = 90^\circ$  (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- La toiture est à deux versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle de  $\alpha = 5.71^\circ$  (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

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

$b = 24 \text{ m}$

$h = 8.7 \text{ m}$

$d = 36 \text{ m}$

$e = \min [b ; 2h]$

$\Rightarrow e \Rightarrow \min [24 ; 17.4]$

$\Rightarrow e \Rightarrow 17.4 \text{ m}$

$\frac{e}{4} = 4.35 \text{ m}$

$\frac{e}{10} = 1.74 \text{ m}$

$2 \frac{e}{5} = 6.96$

$\frac{e}{2} = 8.7 \text{ m}$

$d - \frac{e}{2} = 27.3 \text{ m}$

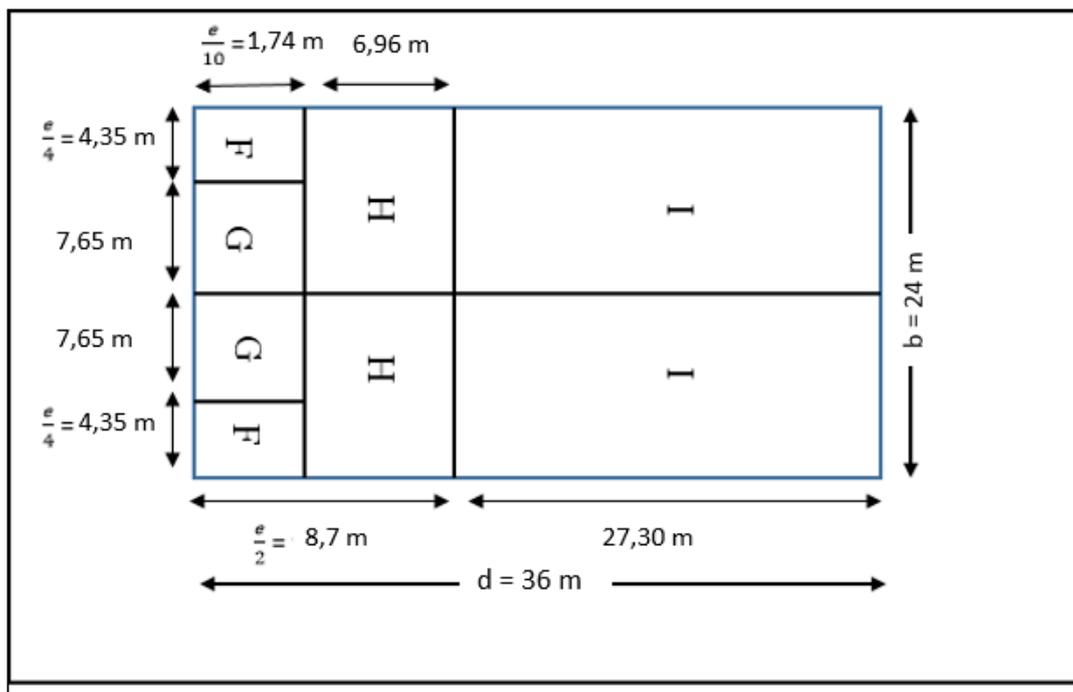


Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens  $V_I$

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en $m^2$ )	$4.35 \times 1.74$ = 7.57	$7.65 \times 1.74$ = 13.31	$6.96 \times 12$ = 83.52	$27.3 \times 12$ = 327.6

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

On remarque que :

- La surface de la zone de pression **F** de la toiture est entre 1m<sup>2</sup> et 10m<sup>2</sup> (1m<sup>2</sup> < A < 10m<sup>2</sup>) donc : **C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,1</sub> + (C<sub>pe,10</sub> - C<sub>pe,1</sub>) × log<sub>10</sub>(A)** pour cette zone.
- Et les surfaces des zones de pression **G** , **H** et **I** sont supérieures à 10m<sup>2</sup> ( ≥ 10m<sup>2</sup>).  
Donc : **C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,10</sub>** pour chaque zone.
- Les valeurs des coefficients d'expositions C<sub>pe</sub> sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α = 5° et α = 15° tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$Y = Y_1 + \left[ \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \dots \dots \dots \textit{Formule d'interpolation}$$

AN :

**Zone F :** A = 7.57 m<sup>2</sup> (1m<sup>2</sup><A<10m<sup>2</sup>)

$$C_{pe,1} = -2.2 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (2.2 - 2) = -2.186$$

$$C_{pe,10} = -1.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (1.6 - 1.3) = -1.579$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(A) = -2.186 + (-1.579 + 2.186) \times \log_{10}(7.57)$$

⇒ **C<sub>pe</sub> = - 1.652**

**Zone G :** A = 13.31 m<sup>2</sup> A ≥ 10m<sup>2</sup>

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -1.385$$

⇒ **C<sub>pe</sub> = - 1.385**

**Zone H :** A = 83.52 m<sup>2</sup> A ≥ 10m<sup>2</sup>

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.7 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (0.7 - 0.6) = -0.693$$

⇒ **C<sub>pe</sub> = - 0.693**

**Zone I :** A = 327.6 m<sup>2</sup> A ≥ 10m<sup>2</sup>

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (0.6 - 0.5) = -0.593$$

⇒ **C<sub>pe</sub> = - 0.593**

Les résultats sont donnés comme suit :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	- 1.652	- 1.385	- 0.693	- 0.593

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

**II.1.3.2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :**

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

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens V2 :

$b = 36 \text{ m}$        $h = 8.7 \text{ m}$

$d = 24 \text{ m}$        $e = \min [b ; 2h] \implies e = \min [36 ; 17.4] \implies e = 17.4 \text{ m}$

$d > e \implies \frac{e}{5} = 3.48 \text{ m} \quad 4 \frac{e}{5} = 13.92 \text{ m} \quad d - e = 6.6 \text{ m}$

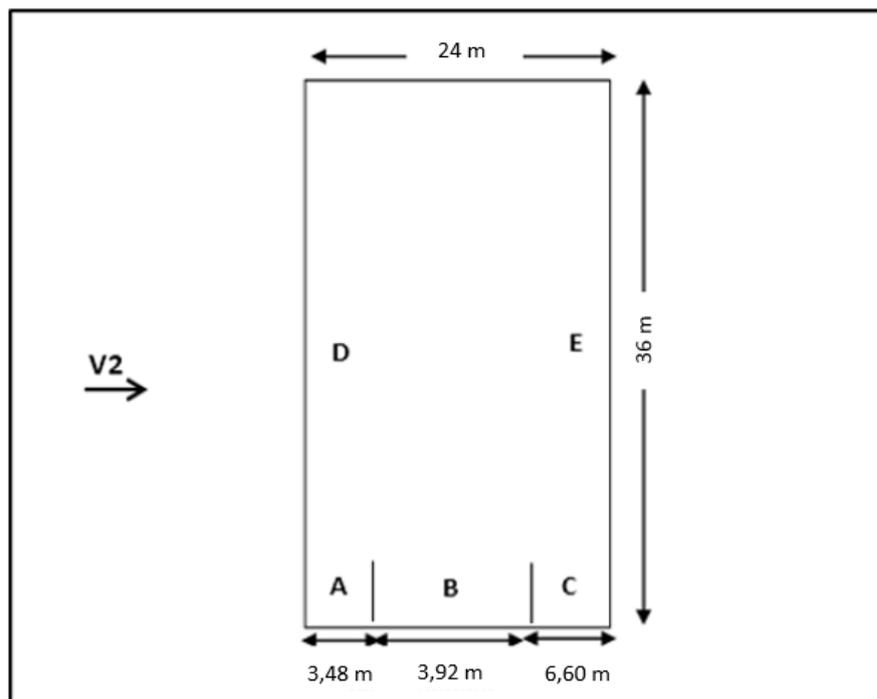


Figure II.7 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m <sup>2</sup> )	3.48 × 7.5 = 26.1	13.92 × 7.5 = 104.4	6.6 × 7.5 = 139.5	36 × 7.5 = 194.4	E = D = 194.4

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

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

Donc C<sub>pe</sub>= C<sub>pe,10</sub> pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C<sub>pe</sub> correspondant :

Zone	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.9 : Les valeurs de C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2

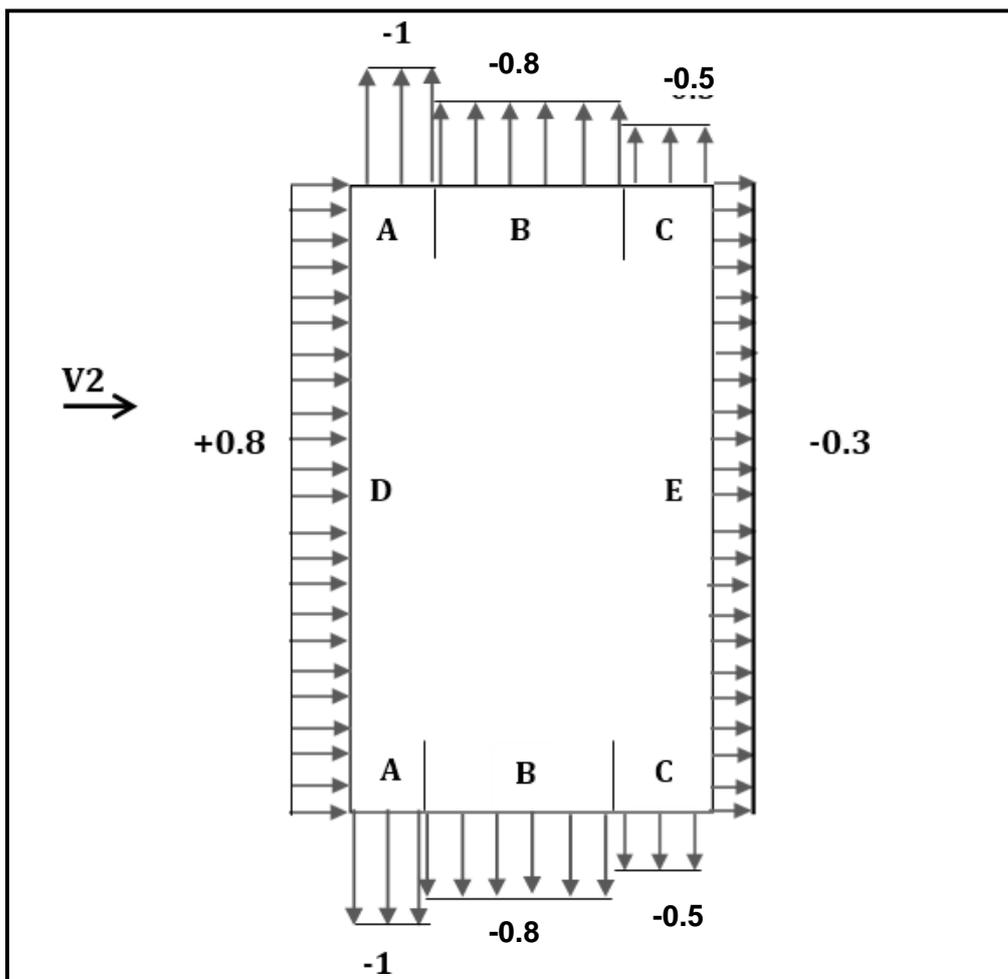


Figure II.8 : Les valeurs de C<sub>pe</sub> correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2

**b) 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 RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- La toiture est à deux versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle de  $\alpha = 5.71^\circ$  (figure 5.4 de RNVA2013).
- 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 :

Avec :

$b = 36 \text{ m}$

$h = 8.7 \text{ m}$

$d = 24 \text{ m}$

$e = \min [b ; 2h] \implies e = \min [24 ; 17.4] \implies e = 17.4 \text{ m}$

$\frac{e}{4} = 4.35 \text{ m}$

$\frac{e}{10} = 1.74 \text{ m}$

$2 \frac{e}{5} = 6.96$

$\frac{e}{2} = 8.7 \text{ m}$

$L_{\text{versant}} - \frac{e}{10} = 10.26 \text{ m}$

$\text{tg } \alpha = 10\% = 0.1 \implies \alpha = 5.71^\circ \implies L_{\text{versant}} = \frac{L}{2\cos(\alpha)} = \frac{12}{\cos(5.71)} = 12.06 \text{ m}$

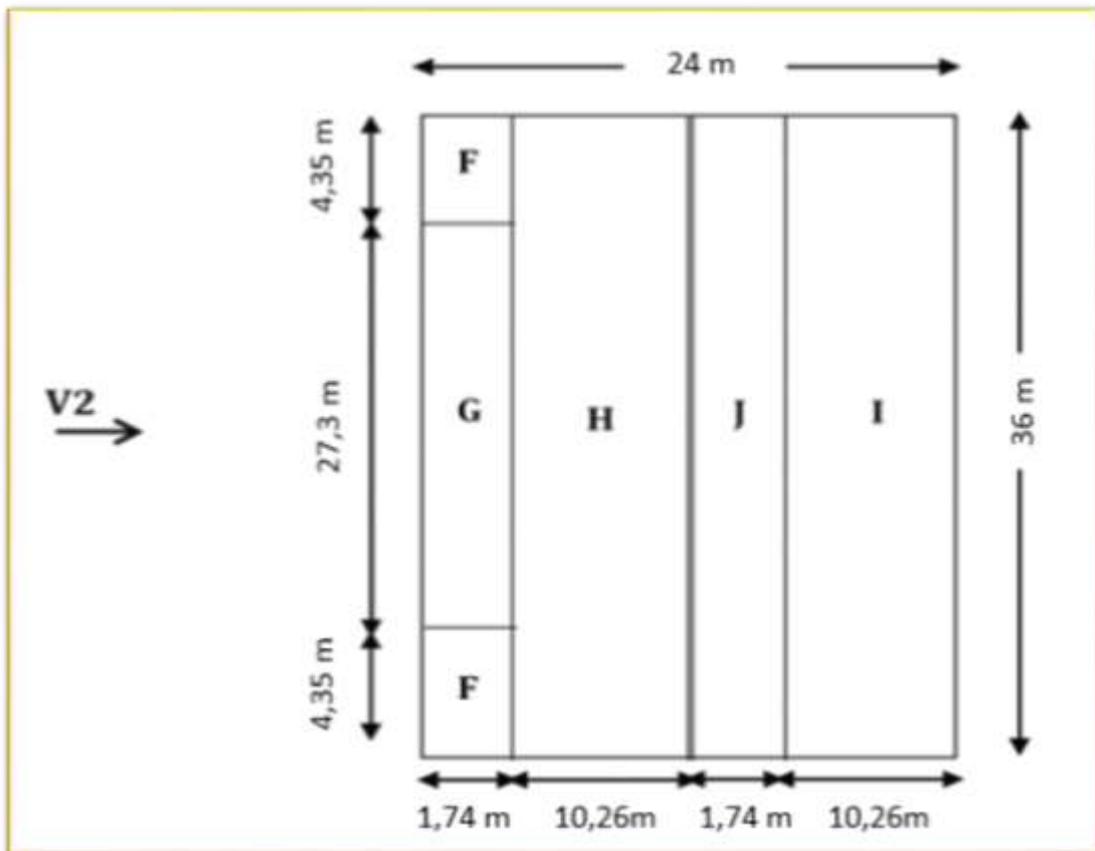


Figure II.9 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens  $V_2$

- Calcul des surfaces et des coefficients  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m <sup>2</sup> )	4.35 × 1.74 = 7.57	27.3 × 1.74 = 47.5	10.26 × 36 = 369.36	1.74 × 36 = 62.64	10.26 × 36 = 369.36

*Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens  $V_2$*

On remarque que :

- La surface de zone de pression **F** de la toiture, elle est entre  $1\text{m}^2$  et  $10\text{m}^2$  ( $1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$ ) 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  $10\text{m}^2$  ( $A \geq 10\text{m}^2$ ). Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$  pour chaque zone.

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 (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ( $\theta = 0^\circ$ ).

$$Y = Y_1 + \left[ \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \quad \text{Formule d'interpolation}$$

AN :

**Zone F** :  $A = 7.57 \text{ m}^2$  ( $1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2$ )

$$C_{pe,1} = -2.5 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (2.5 - 2) = -2.464$$

$$C_{pe,10} = -1.7 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (1.7 - 0.9) = -1.643$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(A) = -2.464 + (-1.643 + 2.464) \times \log_{10}(7.57)$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.742$$

$$C_{pe,+} = 0.0 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (0.2 - 0.0) = +0.014$$

**Zone G** :  $A = 47.5 \text{ m}^2$   $A \geq 10\text{m}^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (1.2 - 0.8) = -1.172$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.172$$

$$C_{pe,+} = 0.0 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} x (0.2 - 0.0) = +0.014$$

**Zone H** :  $A = 369.36 \text{ m}^2$   $A \geq 10\text{m}^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (0.6 - 0.3) = -0.579$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.579$$

$$C_{pe,+} = 0.0 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (0.2 - 0.0) = +0.014$$

**Zone I** :  $A = 369.36 \text{ m}^2$   $A \geq 10\text{m}^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (0.6 - 0.4) = -0.586$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.586$$

$$C_{pe,+} = -0.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (0.0 + 0.6) = +0.557$$

**Zone J** :  $A = 62.64 \text{ m}^2$   $A \geq 10\text{m}^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = +0.2 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (-1 - 0.2) = +0.115$$

$$\Rightarrow C_{pe} = +0.115$$

$$C_{pe,+} = -0.6 + \frac{5.71 - 5}{15 - 5} \times (0.0 + 0.6) = -0.557$$

Les résultats sont donnés comme suit :

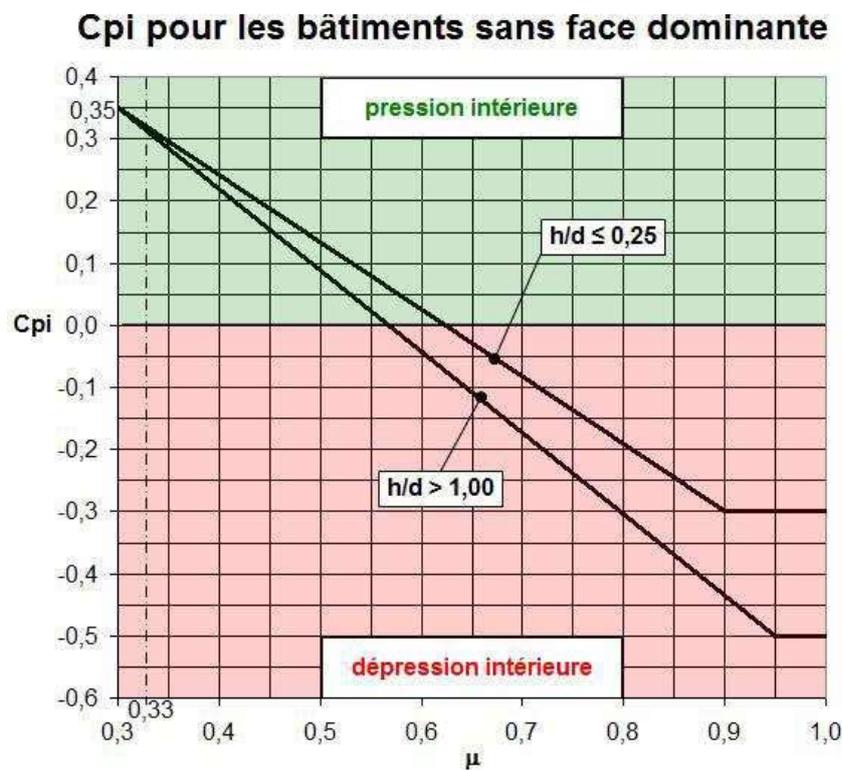
Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe}$	+0.014	+0.014	+0.014	+0.557	+0.115
	-1.742	-1.172	-0.579	-0.586	-0.557

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

### II.1.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et  $\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$



**Figure II.10 :** coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre hangar possède :

un portail pour chaque pignon de dimension  $(3,6 \times 4)\text{m}^2$

un portail pour chaque long pan de dimension  $(5 \times 4)\text{m}^2$

**II.1.3.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{2(5x4) + 1(3.6x4)}{2(5x4) + 2(3.6x4)} = 0,8$$

Le rapport  $(h/d) = (8.7/36) = 0.24 \Rightarrow h/d \leq 0,25$

On utilise les valeurs de  $C_{pi}$  correspondant à  $(h/d \leq 0.25)$

de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc  $C_{pi} = -0.2$

**II.1.3.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2).**

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{2(3.6x4) + 1(5x4)}{2(5x4) + 2(3.6x4)} = 0.7$$

le rapport  $(h/d) = (8.7/24) = 0.36 \Rightarrow 0.25 \leq h/d \leq 1$

On utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de  $C_{pi}$  selon la figure 5.14 de RNVA 2013

$C_{pi}$  est compris entre -0.08 et -0.175

$$C_{pi} = -0.08 + \frac{0.36 - 0.25}{1 - 0.25} \times (0.08 - 0.175) = -0.1$$

Donc  $C_{pi} = -0.1$

**II.1.3.4 Calcul de la pression aérodynamique**

D’après le règlement RNVA2013, les pressions  $W(z_j)$  sont calculées par la formule suivante :

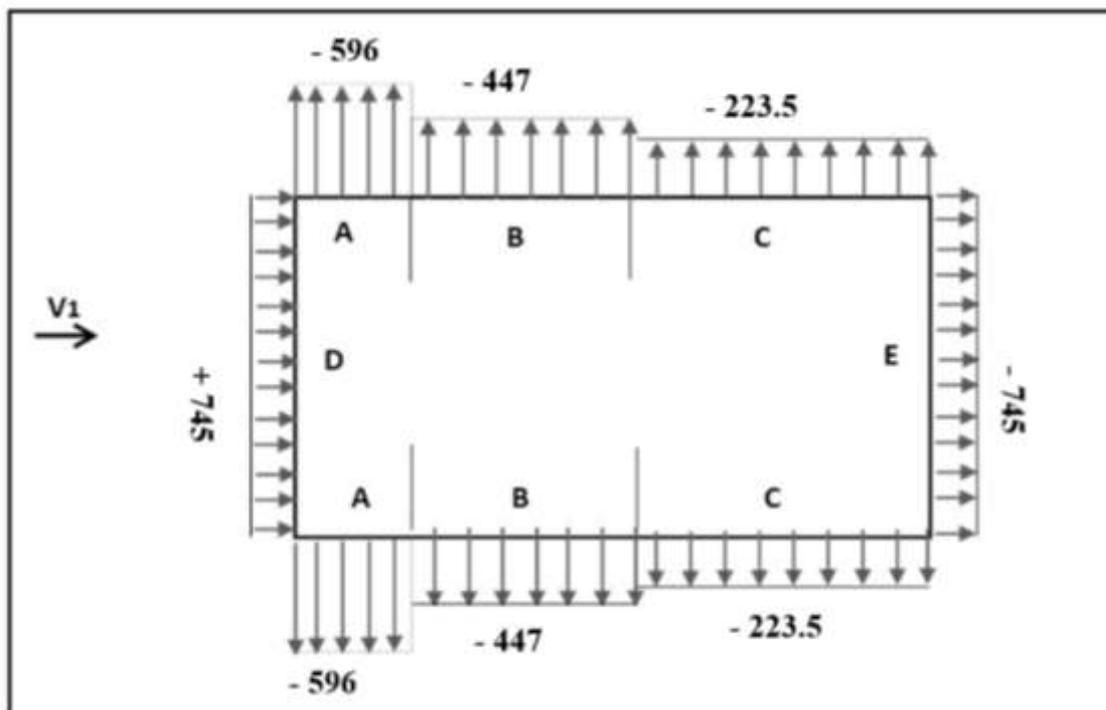
$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (N/m^2) \quad (RNVA2013 \text{ Chap 2, formule 2.6})$$

**II.1.3.4.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens  $V_1$ ) :**

**a) Parois verticales**

ZONE	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	745	-1	-0.2	-0.8	- 596
B	745	-0.8	-0.2	-0.6	- 447
C	745	-0.5	-0.2	-0.3	- 223.5
D	745	+0.8	-0.2	+1.0	+ 745
E	745	-0.3	-0.2	-0.1	- 745

*Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$*



*Figure II.11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens  $V_1$ .*

## b) Toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m <sup>2</sup> ]
F	795	-1.652	-0.2	-1.452	- 1154.34
G	795	-1.385	-0.2	-1.185	- 942.075
H	795	-0.693	-0.2	-0.493	- 391.935
I	795	-0.593	-0.2	-0.393	- 312.435

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

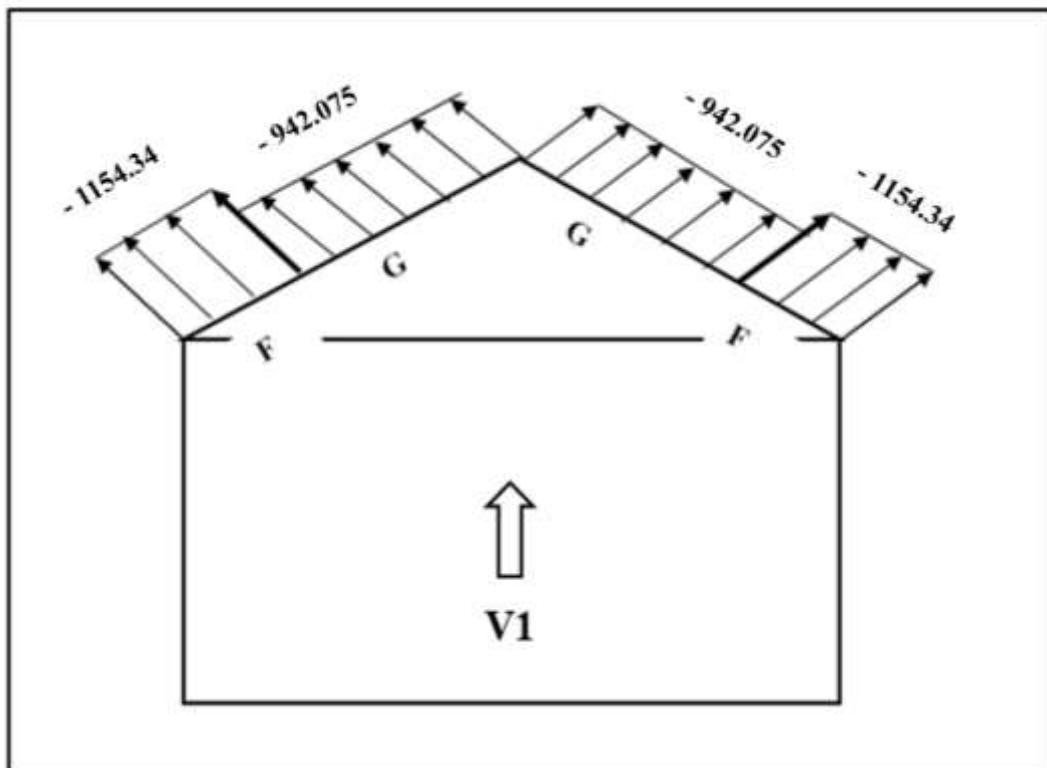


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

II.1.3.4.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :

a) Parois verticales

ZONE	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)[N/m^2]$
A	745	-1	-0.1	-0.9	- 670.5
B	745	-0.8	-0.1	-0.7	- 521.5
C	745	-0.5	-0.1	-0.4	- 298.00
D	745	+0.8	-0.1	+0.9	+ 670.5
E	745	-0.33	-0.1	-0.23	- 171.35

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

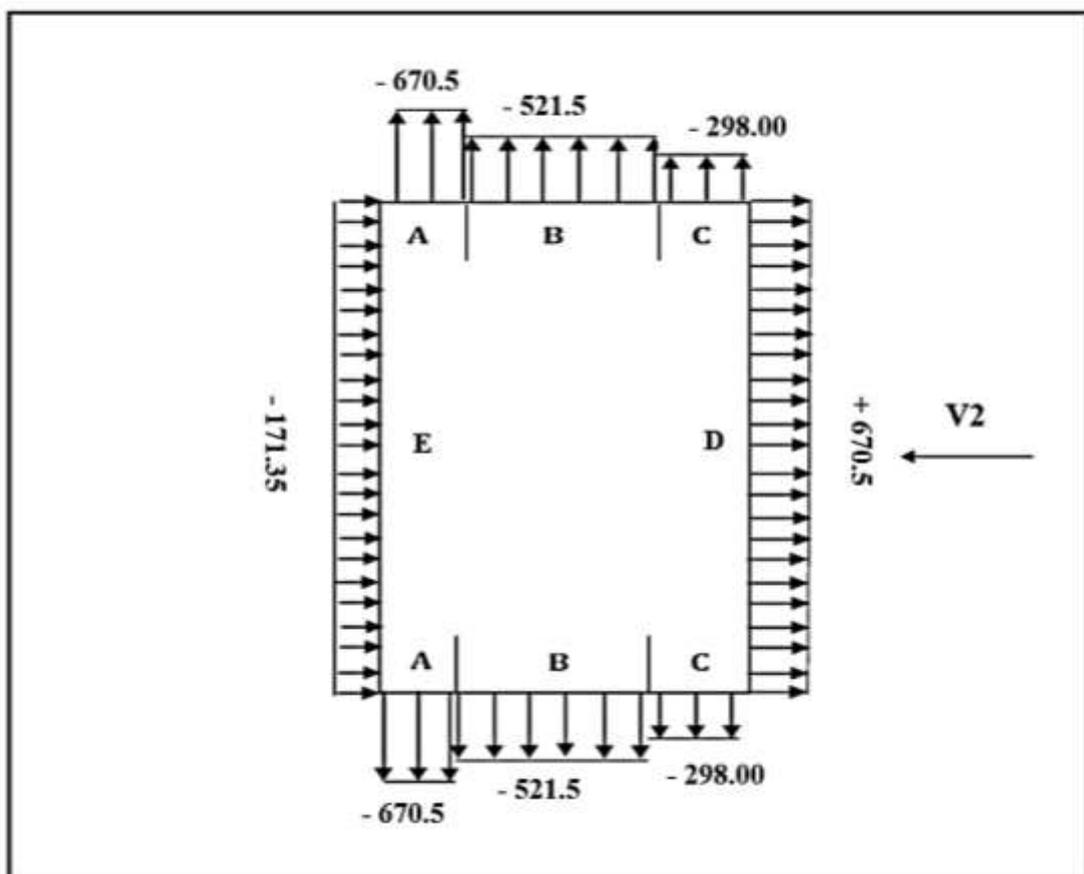


Figure II.13 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

a) Toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)[N/m^2]$
F	795	- 1.742	-0.1	-1.642	- 1305.39
	795	+0.014	-0.1	+0.114	+ 90.63
G	795	- 1.172	-0.1	- 1.072	- 852.24
	795	+0.014	-0.1	+0.114	+ 90.63
H	795	- 0.579	-0.1	- 0.479	- 380.805
	795	+0.014	-0.1	+0.114	+ 90.63
I	795	-0.586	-0.1	-0.486	- 386.37
	795	+0.557	-0.1	+0.657	+ 522.32
J	795	-0.557	-0.1	-0.457	- 363.3
	795	+0.115	-0.1	+0.215	+ 170.925

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

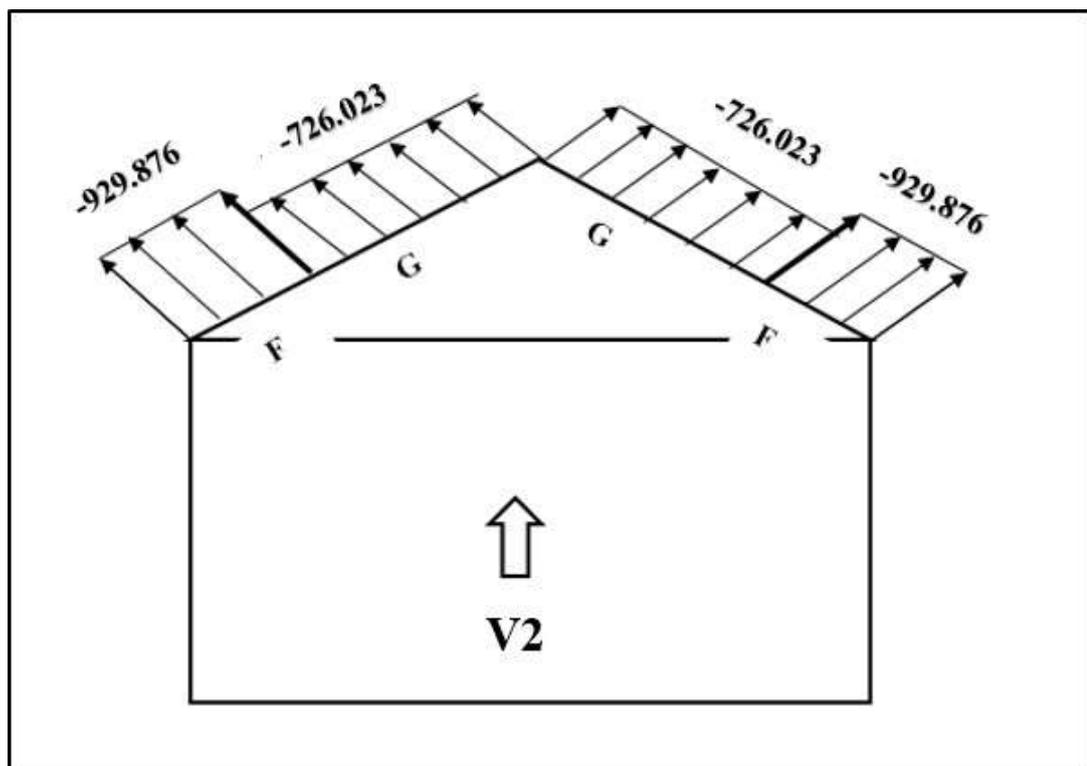


Figure II.14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

**II.2 ACTION D'ENSEMBLE :**

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces  $F_{w,e}$ ,  $F_{w,i}$  et  $F_{fr}$  respectivement données par : (Selon RNVA 2013 Chap2, article 2.6.2)

- Forces extérieures :  $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures :  $F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf}$
- Force de frottement :  $F_{fr} = C_{fr} \times q_{q(Z_e)} \times A_{fr}$

Où :

- $W_e$  est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $Z_e$  donnée par l'expression :

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

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

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

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

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

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

$Z_e$  :  $Z_i$  respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures

**II.2.1 Cas du vent perpendiculaire au pignon (V1):****a) Détermination de la force extérieure  $F_{w,e}$ :**

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

- Calcul de la pression extérieure  $W_e$ :

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$W_e$ [KN/m <sup>2</sup> ]
D	745	+0.8	+0.596
E	745	-0.3	-0.224
F	795	-1.652	-1.313
G	795	- 1.385	-1.101
H	795	-0.693	-0.551
I	795	-0.593	-0.471

**Tableau II.16:** valeurs de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone.

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

Element	ZONE	$C_d$	$W_e$ [KN/ m <sup>2</sup> ]	$A_{réf}$ [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	+0.596	194.4	+115.86	0
Parois .V	E	1	-0.224	194.4	-43.55	0
Toiture	F	1	-1.313	7.57	0	- 9.94
Toiture	G	1	-1.101	13.31	0	-14.65
Toiture	H	1	-0.551	83.52	0	- 46.02
Toiture	I	1	-0.471	327.6	0	-154.30
$F_{w,e}$ [KN] (résultante)					<b>+72.31</b>	<b>-224.91</b>

Tableau II.17 : valeurs de la force extérieure  $F_{w,e}$  correspondant à chaque zone

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

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

– Calcul de la pression intérieure  $W_i$ :

ZONE	$q_p(z_i)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pi}$	$W_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
D	745	-0.2	-0.149
E	745	-0.2	-0.149
F	795	-0.2	-0.159
G	795	-0.2	-0.159
H	795	-0.2	-0.159
I	795	-0.2	-0.159

Tableau II.18 : valeurs de la pression intérieure  $W_i$  correspondant à chaque zone.

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

Element	ZONE	Wi [KN/m <sup>2</sup> ]	Aréf [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	-0.149	194.4	- 28.97	0
Parois .V	E	-0.149	194.4	- 28.97	0
Toiture	F	-0.159	7.57	0	-1.204
Toiture	G	-0.159	13.31	0	- 2.116
Toiture	H	-0.159	83.52	0	- 13.28
Toiture	I	-0.159	327.6	0	- 52.09
$F_{w,i}$ [KN] (résultante)				<b>-57.94</b>	<b>- 68.69</b>

*Tableau II.19 : valeurs de la force intérieure  $F_{w,i}$  correspondant à chaque zone*

c) **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, Chapitre 2, Article 2.6.3*)

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :  
 $S_{\text{paroi}} = [(7.5 \times 36) \times 2] = 270 \text{ m}^2$ .
  - La toiture faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :  
 $S_{\text{toit}} = [(12.06 \times 36) \times 2] = 434.16 \text{ m}^2$ .
- ⇒ Total des surfaces parallèles au vent :  
 $S = 270 + 434.16 = 704.16 \text{ m}^2$ .

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

- La surface des deux pignons :  
 $S_{\text{pignons}} = [(7.5 \times 24) + (1.2 \times 12)] \times 2 = 388.8 \text{ m}^2$ .

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

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

$$S = 704.16 \text{ m}^2 < 4 \times 388.8 \text{ m}^2 = 1555.2 \text{ m}^2 \quad \text{CONDITION VERIFIEE}$$

⇒ Donc l'effet du frottement sur la surface parallèle au vent est négligé, dans le cas de vent, perpendiculaire au pignon

**d) Calcul de la stabilité d'ensemble**

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 :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	+72.31	0
$F_{w,e}$	0	- 224.91
$F_{w,i}$	-57.94	0
$F_{w,i}$	0	-68.69
$F_{fr}$	0	0
Résultante $F_{w,H}$	+14.37	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-293.60

*Tableau II.20 : La force Fw résultante, cas V1.*

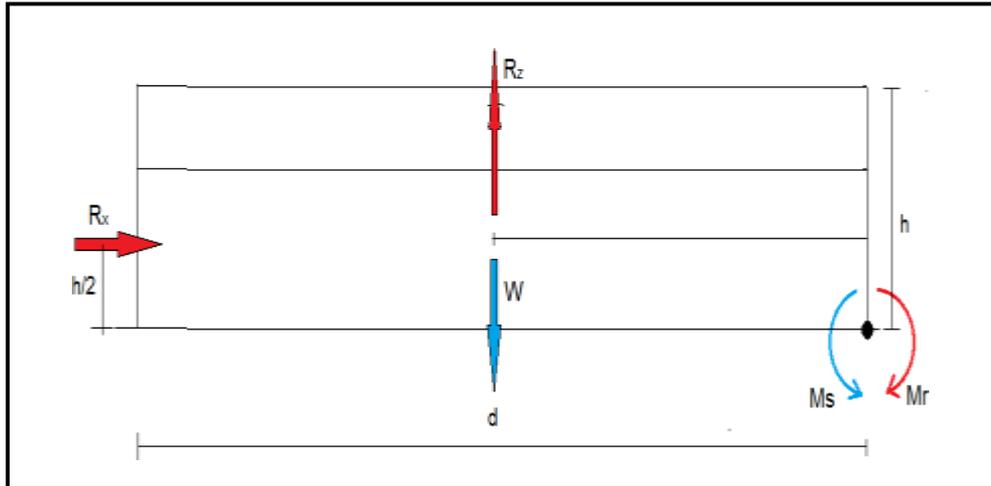


Figure II.15 : stabilité longitudinale

Calcul du moment de renversement

$$M_r = \left( F_{w.h} \times \frac{h}{2} \right) + \left( F_{w.v} \times \frac{d}{2} \right) = \left( 14.37 \times \frac{8.7}{2} \right) + \left( 293.6 \times \frac{36}{2} \right)$$

**$M_r = 5347.31 \text{ kN.m}$**

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

$$M_s = \left( W \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec :

W : poids total surfacique du hangar ( $w = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ).

$$W = 0.5 \times S_{sol}$$

$$W = 0.5 \times 36 \times 24$$

$$W = 432 \text{ kN}$$

$$M_s = \left( 432 \times \frac{36}{2} \right) = 7776 \text{ kN.m}$$

**$M_s = 7776 \text{ kN.m}$**

**$M_s = 7776 \text{ kN.m} > M_r = 5347.31 \text{ kN.m}$  ..... la stabilité longitudinale est vérifiée**

**II.2.2 Cas du vent perpendiculaire au long pan (V2) :****a) Détermination de la force extérieure  $F_{w,e}$ :**

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

- Calcul de la pression extérieure  $W_e$ :

ZONE	$q_p(z_e)$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$W_e$ [KN/m <sup>2</sup> ]
D	745	+0.8	+0.596
E	745	-0.3	-0.224
F	795	-1.742	-1.385
		+0.014	+0.011
G	795	-1.172	-0.932
		+0.014	+0.011
H	795	-0.579	-0.460
		+0.014	+0.011
I	795	-0.586	-0.466
		+0.557	+0.443
J	795	-0.557	-0.443
		+0.115	+0.091

*Tableau II.21: valeurs de la pression extérieure  $W_e$ , correspondant à chaque zone.*

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

Element	ZONE	$C_d$	$W_e$ [KN/ m <sup>2</sup> ]	Aréf [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	+0.596	194.4	+115.68	0
Parois .V	E	1	-0.224	194.4	-43.55	0
Toiture	F	1	-1.385	7.57	0	-10.484
			+0.011		0	+0.083
Toiture	G	1	-0.932	47.5	0	-44.270
			+0.011		0	+0.523
Toiture	H	1	-0.460	371.52	0	-170.90
			+0.011		0	+4.087
Toiture	I	1	-0.466	371.52	0	-173.128
			+0.443		0	+164.583
Toiture	J	1	-0.443	62.64	0	-27.750
			+0.091		0	+5.70
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	<b>+72.13</b>	<b>- 426.532</b>
						<b>+174.976</b>

Tableau II.22 : valeurs de la force extérieure  $F_{w,e}$  correspondant à chaque zone

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

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

– Calcul de la pression intérieure  $W_i$ :

ZO NE	$q_p(z_e)$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pi}$	$W_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
D	745	-0.1	-0.075
E	745	-0.1	-0.075
F	795	-0.1	-0.080
G	795	-0.1	-0.080
H	795	-0.1	-0.080
I	795	-0.1	-0.080

Tableau II.23 : valeurs de la pression intérieure  $W_i$  correspondant à chaque zone.

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

Element	ZONE	$W_i$ [KN/ m <sup>2</sup> ]	$A_{réf}$ [m <sup>2</sup> ]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	-0.075	194.4	-14.58	0
Parois .V	E	-0.075	194.4	-14.58	0
Toiture	F	-0.080	7.57	0	-0.606
Toiture	G	-0.080	47.5	0	-3.80
Toiture	H	-0.080	371.52	0	-29.722
Toiture	I	-0.080	371.52	0	-29.722
Toiture	j	-0.080	62.64	0	-5.011
$F_{w,i}$ [KN] (résultante)				<b>-29.16</b>	<b>-68.861</b>

Tableau II.24 : valeurs de la force intérieure  $F_{w,i}$  correspondant à chaque zone

c) 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 totales de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons :

$$P_{\text{Pignons}} = [(24 \times 7.5) + (12 \times 12)] \times 2 = 388.8 \text{ m}^2.$$

- La toiture faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = [(12.06 \times 36) \times 2] = 434.16 \text{ m}^2.$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 388.8 + 434.16 = 822.96 \text{ m}^2.$$

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

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

$$S_{\text{parois verticales}} = [(36 \times 7.5)] \times 2 = 540 \text{ m}^2.$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

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

$$S = 822.96 \text{ m}^2 < 4 \times 540 \text{ m}^2 = 2160 \text{ m}^2$$

**CONDITION VERIFIEE**

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

**d) Calcul de la stabilité d'ensemble**

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 :

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	+72.13	0
$F_{w,e}$	0	- 426.532
		+174.976
$F_{w,i}$	-29.16	0
$F_{w,i}$	0	-68.861
$F_{fr}$	0	0
Résultante $F_{w,H}$	+42.97	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-495.393
		+174.976

*Tableau II.25 : La force Fw résultante, cas V2.*

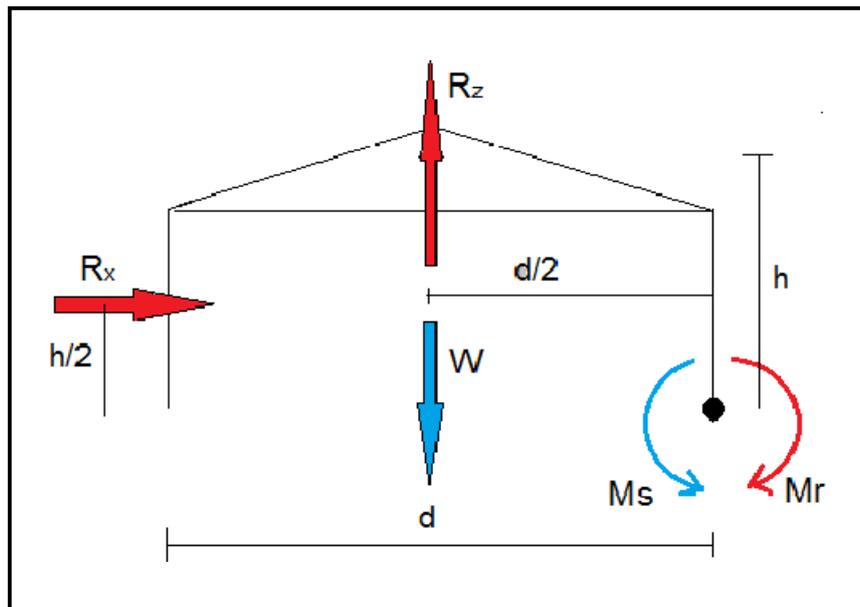


Figure II.16 : stabilité transversale.

Calcul du moment de renversement

$$M_r = \left( F_{w.h} \times \frac{h}{2} \right) + \left( F_{w.v} \times \frac{d}{2} \right) = \left( 42.97 \times \frac{8.7}{2} \right) + \left( 495.39 \times \frac{24}{2} \right)$$

**$M_r = 6131.60 \text{ kN.m}$**

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

$$M_s = \left( W \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec :

W : poids total surfacique du hangar ( $w = 0.5 \text{ N/m}^2$ ).

$$W = 0.5 \times S_{sol}$$

$$W = 0.5 \times 36 \times 24$$

$$W = 432 \text{ kN}$$

$$M_s = \left( 432 \times \frac{24}{2} \right) = 5184 \text{ kN.m}$$

**$M_s = 5184 \text{ kN.m}$**

**$M_s = 5184 \text{ kN.m} < M_r = 6131.60 \text{ kN.m}$ .....la stabilité transversale n'est pas vérifiée**

**-On doit refaire le calcul du moment stabilisant avec un poids propre réel du hangar.**

### II-3 CHARGE DE SABLE DANS LA ZONE D

**- Définition de la charge :**

- La charge de sable résulte de l'accumulation des grains de sable, déposés par le vent sur les toitures et autres parties non couvertes des planchers.
- Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables assimilables à la charge de neige.

**- Action de la charge de sable :**

Pour les toitures inclinées ( pente  $\geq 5\%$  ) il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants. ( *article 7.2 partie I du RNVA 2013* )

- Les valeurs des charges  $q_1$  et  $q_2$  (en kN/ml) à prendre dans les calculs sont données par le Tableau 5 du RNVA 2013 en fonction de la zone où sera implanté l'ouvrage.
- Comme ce projet se situe dans la zone D (Commune de GHARDAIA) :

La valeur de la charge linéique  **$q_1$**  (en kN/ml) à prendre dans les cas des toitures inclinées

**$q_1 = 0,25$  kN/ml** (*Tableau5 partie I du RNVA 2013*)

# CHAPITRE III

## Pré-dimensionnement

### des éléments

## Pré-dimensionnement des éléments.

### 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 profilés 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 et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI).

### III.1 Etude des pannes :

#### III.1.1 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 profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés 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 :

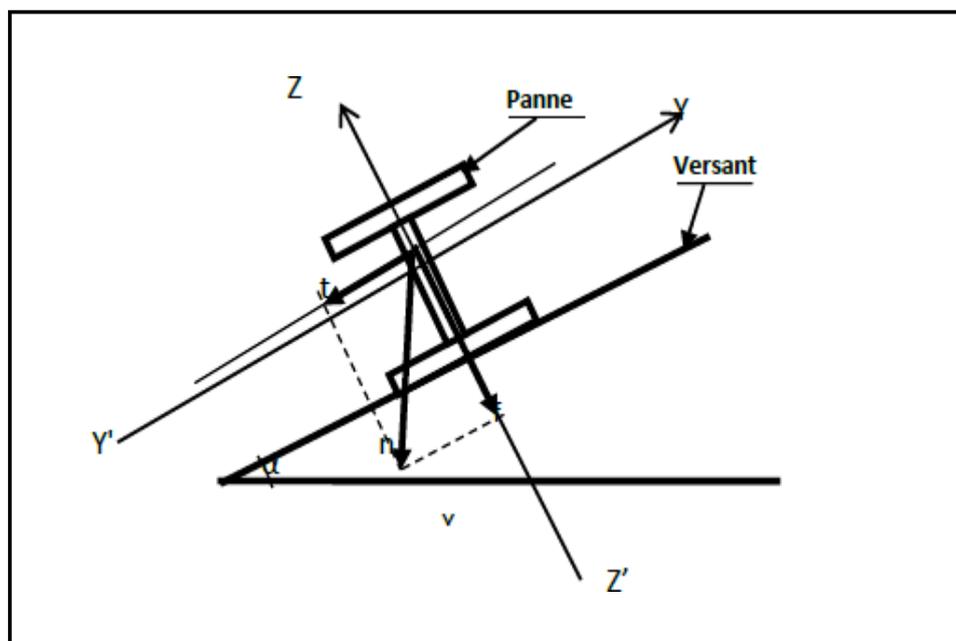


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

**III.1.2 Les données :**

- Espacement entre chaque panne  $e = 1.206 \text{ m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6\text{m}$ .
- On dispose de 10 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 5.71^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs Type C5-70 ) .....  $11.38 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre de la panne (estimé).....  $12.9 \text{ kg/ml}$
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (la limite d'élasticité de l'acier)

**III.1.3 Principe de dimensionnement :**

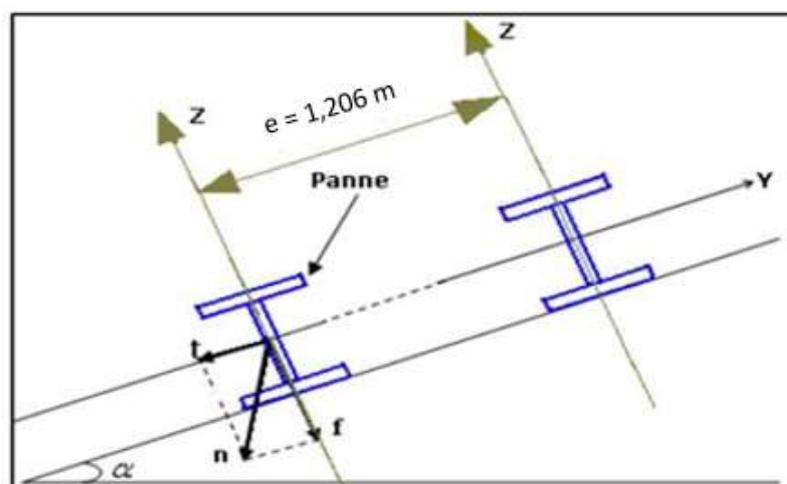
Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

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.*

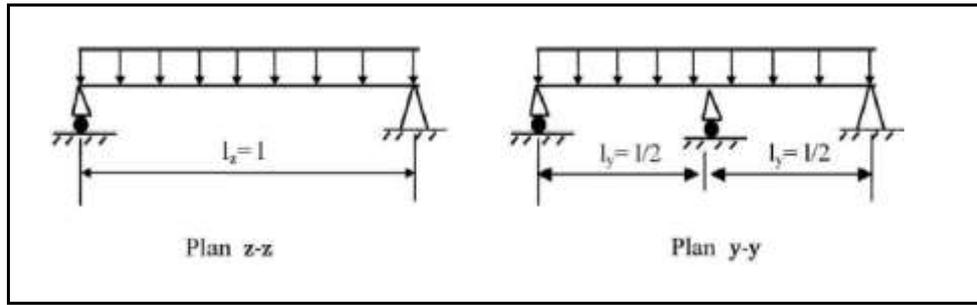


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

**III.1.4 Evaluation des charges et surcharges :**

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

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

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

$$G = (11.38 + 5) \times 1.206 + 12.9$$

$$G = 32.654 \text{ kg/ml}$$

$$G = 32.654 \text{ daN/ml}$$

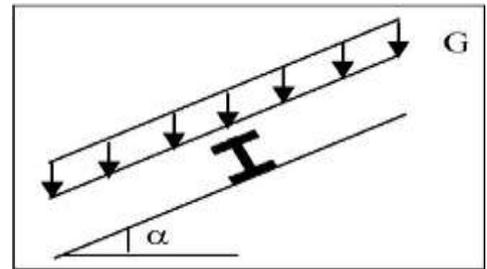


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

**b) 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° on prend comme charge minimale 60kg/m<sup>2</sup> de la surface de la couverture.

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

$$E = 60 \times 1.206$$

$$E = 72.36 \text{ daN/ml}$$

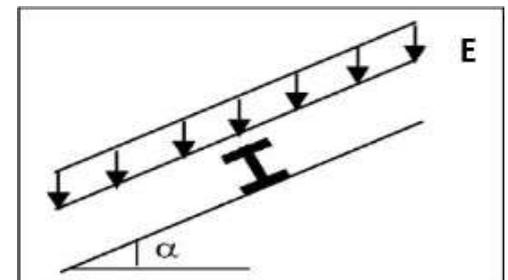


Figure III.5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

**c) Surcharges du vent (V) :**

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

$$V = -130.54 \text{ daN/m}^2 \uparrow \dots\dots\dots (\text{chapitre II, tableau II.13}).$$

$$V = -130.54 \times 1.206$$

$$V = -157.43 \text{ daN/ml.}$$

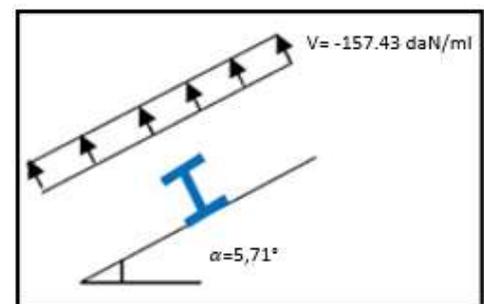


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

**d) Surcharges du sable (S) :**

C'est une charge linéaire localisée le long des *arrêtes basses des versants* , et considéré comme variable assimilable à la charge de neige

$S = 25 \text{ daN/ml}$  ..... (chapitre II.3 charge de sable).

**III.1.5 Combinaisons des charges les plus défavorables :**

a) Action vers le bas ↓  
 $Q_1 = 1.35G + 1.5E = 44.08 + 108.54 = 152.62 \text{ daN/ml}$   
 $Q_2 = 1.35G + 1.5S = 44.08 + 37.5 = 81.58 \text{ daN/ml}$

**G = 32.654 daN/ml.**  
**E = 72.36 daN/ml.**  
**V = - 157.43 daN/ml.**  
**S = 25 daN/ml.**

b) Action vers le haut ↑  
 $Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 32.654 \times \cos(5.71) - 236.145 = - 203.65 \text{ daN/ml}$ .  
 $Q_{y.sd} = G \times \sin(\alpha) = 32.654 \times \sin(5.71) = +3.25 \text{ daN/ml}$ .

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$Q = \max ( Q_1 ; Q_2 ; Q_z ; Q_y ) \quad \Longrightarrow \quad Q_{sd} = -203.65 \text{ daN/ml}$

**Remarque :**

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

**III.1.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE140**, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Données concernant ce profilé :

Profilé	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> )
IPE140	140	73	4.7	6.9	7	112.2	72.6	21.2	8.8	9.9	43.2

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

**Classe de la section :**

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.29 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec} : \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 23.87 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

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

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

a.1) 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.

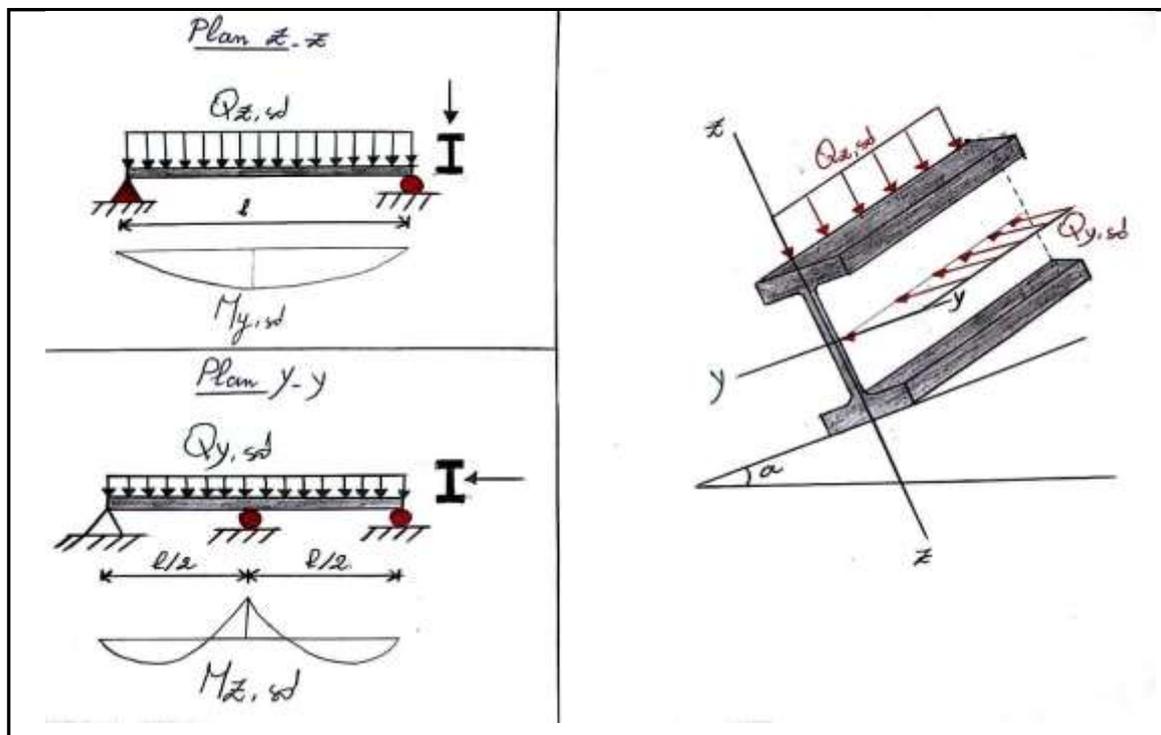


Figure III.7 : Panne de toiture en flexion.

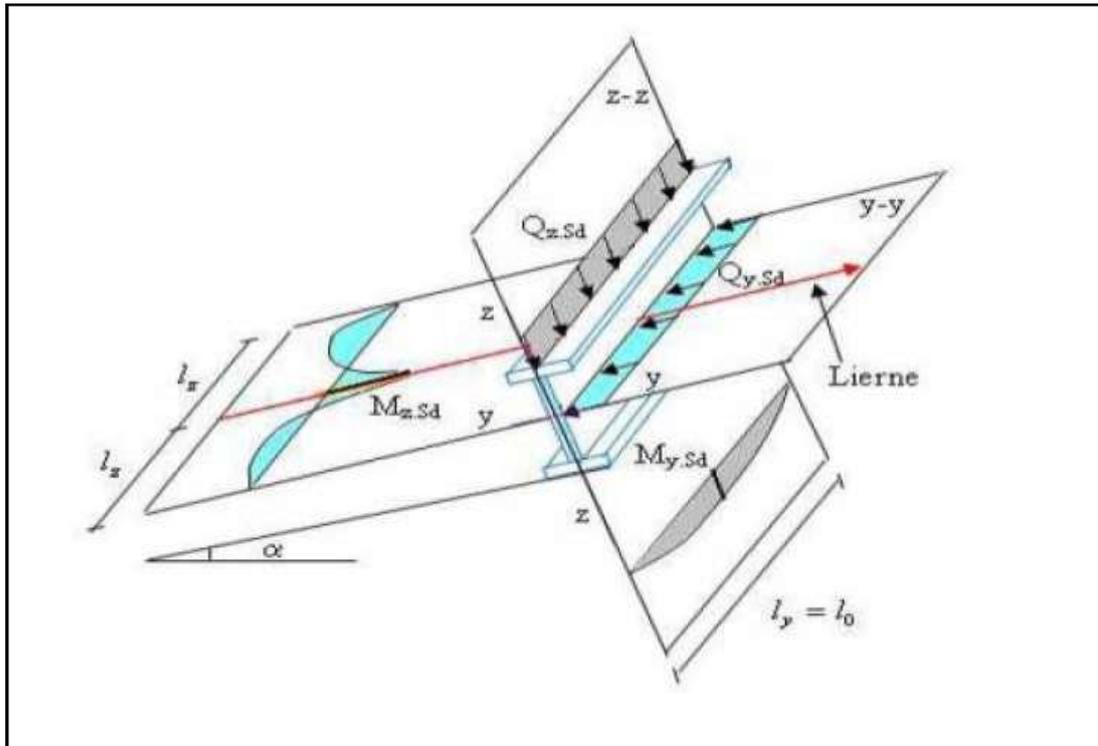


Figure III.8 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^a + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$M_{y,sd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge  $Q_{z,sd}$ .

$M_{z,sd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge  $Q_{y,sd}$ .

$M_{ply,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz,Rd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y,sd}$  : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_{z,sd}$  : Charge appliquée dans le plan de l'âme.

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

$W_{pl,z}$  : 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  $\beta = 1$

$Q_{sd} = -203.65 \text{ daN/ml}$  ..... (combinaison de charge maximale)

$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -203.65 \times \cos(5.71) = -202.64 \text{ daN/ml}$ .

$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -203.65 \times \sin(5.71) = -20.26 \text{ daN/ml}$ .

$$\begin{cases} M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{20.26 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = \frac{182.34}{8} = 22.79 \text{ daN.ml} \\ M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{202.64 \times 6^2}{8} = \frac{7295.04}{8} = 911.88 \text{ daN.ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{19.25 \times 2350}{1.1} = \frac{41125}{1.1} = 37386 \text{ daN.cm} = 373.86 \text{ daN.m} \\ M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = \frac{207599}{1.1} = 188726 \text{ daN.cm} = 1887.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$\left[ \frac{911.88}{1887.26} \right]^2 + \left[ \frac{22.79}{373.86} \right]^1 = 0.233 + 0.061 = 0.294 \leq 1$  ..... condition vérifiée

**a.2) Vérification au cisaillement :**

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158) :

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

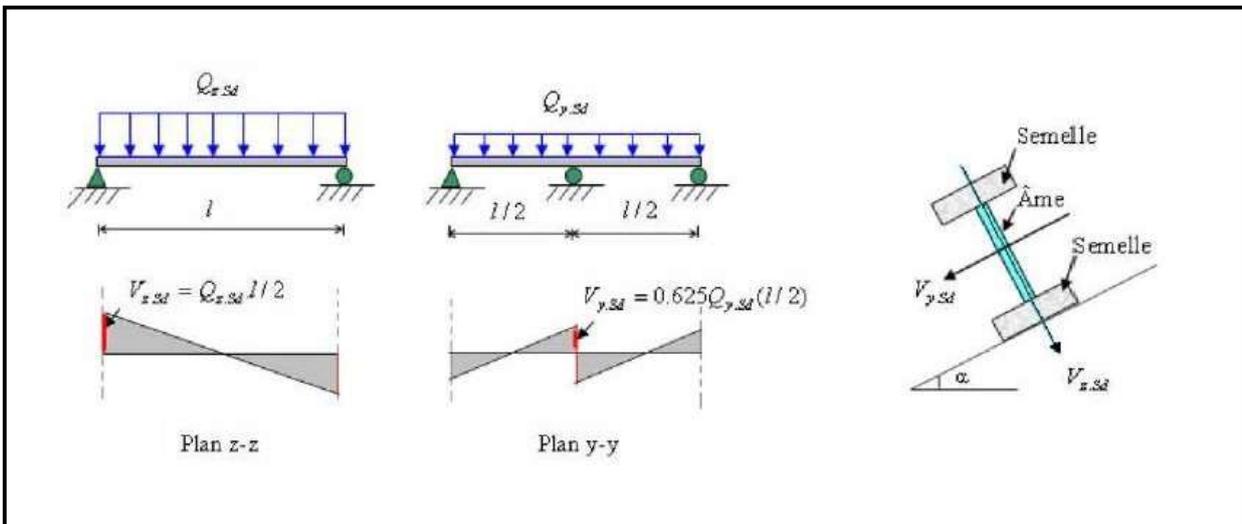


Figure III.9 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158) :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \Rightarrow V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \Rightarrow V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} (l/2) \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$V_{y.sd}$  : Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$  : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

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

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

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  : aire de cisaillement en  $cm^2$

$\gamma M_0$  : facteur de résistance en section ( $\gamma M_0 = 1.1$ )

$f_y$  : limite d'élasticité d'acier ( $f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$ )

$$\left[ \begin{array}{l} V_{z.sd} = \frac{202.64 \times 6}{2} = \frac{1215.84}{2} = 607.92 \text{ daN} \\ V_{y.sd} = 0.625 \times 20.26(6/2) = 37.99 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} V_{plz.Rd} = \frac{7.64 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{10365.75}{1.1} = 9423.41 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} = \frac{10.074 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13668.13}{1.1} = 12425.58 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$V_{z.sd} = 607.92 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 9423.41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 37.99 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12425.58 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**c) Vérification au déversement :**

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

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

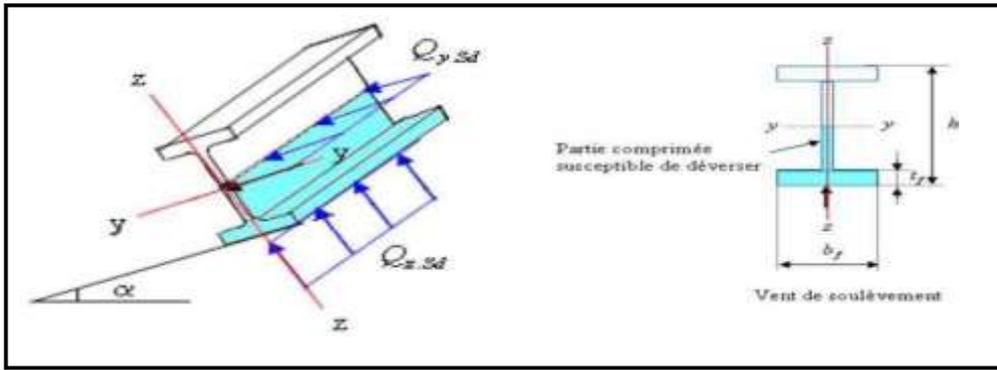


Figure III.10: Déversement d'une panne de toiture

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

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1$$

$$\begin{cases} Q_{z, sd} = -203.65 \text{ daN/ml} \\ Q_{y, sd} = 3.25 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{3.25 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{29.25}{8} = 3.66 \text{ daN.m} \\ M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{203.65 \times 6^2}{8} = \frac{7331.4}{8} = 916.42 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{plz, Rd} = \frac{w_{pl, z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 2350}{1.1} = \frac{45237.5}{1.1} = 41125 \text{ daN.cm} = 411.25 \text{ daN.m} \\ M_{ply, Rd} = \frac{w_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = \frac{207599}{1.1} = 188726 \text{ daN.cm} = 1887.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply, Rd}$$

$M_{b, Rd}$  : Le moment résistant de déversement -  $\chi_{LT}$  : est le coefficient de réduction pour le déversement en fonction de l'élançement réduite,  $\bar{\lambda}_{LT}$  est le coefficient d'imperfection,

$\alpha_{LT}$  valeur donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl, y} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \text{et} \quad M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} \times \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$\beta_w = 1$  pour les sections transversales de classe 1 ou 2

$M_{cr}$  : représente le moment critique élastique de déversement, Avec :

$C_1 = 1.132$  Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.

$E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$  le module d'élasticité longitudinale de l'acier

$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$  Moment d'inertie autour de l'axe Z.

$I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^6$  Facteur de gauchissement.

$G = 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2$  le module d'élasticité transversale de l'acier

$I_t = 2.45 \text{ cm}^2$  Moment d'inertie de torsion.

$L^2 = (600)^2 \text{ cm}^2$  longueur de flambement latérale.

A . N :

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92}{(600)^2} \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{44.92} \times \frac{(600)^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.45}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92}}$$

$$M_{cr} = 5350.76 \text{ KN.cm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 23.5}{5350.76}} = 0.62$$

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{suivant y-y ( courbe a )}$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0.8815$$

$$M_{b,Rd} = 0.8815 \times 1887.26 = 1663.70 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{916.42}{1663.7} \right] + \left[ \frac{3.66}{411.25} \right] = 0.551 + 0.01 = 0.561 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Le profilé laminé choisit (IPE 140) est donc vérifié à l'état limite ultime

**III.1.7 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).

$$Q_{y, sd} = G + E = 32.654 + 72.36 = 105.01 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 32.654 \times \cos(5.71) - 157.43 = -124.94 \text{ daN/ml}$$

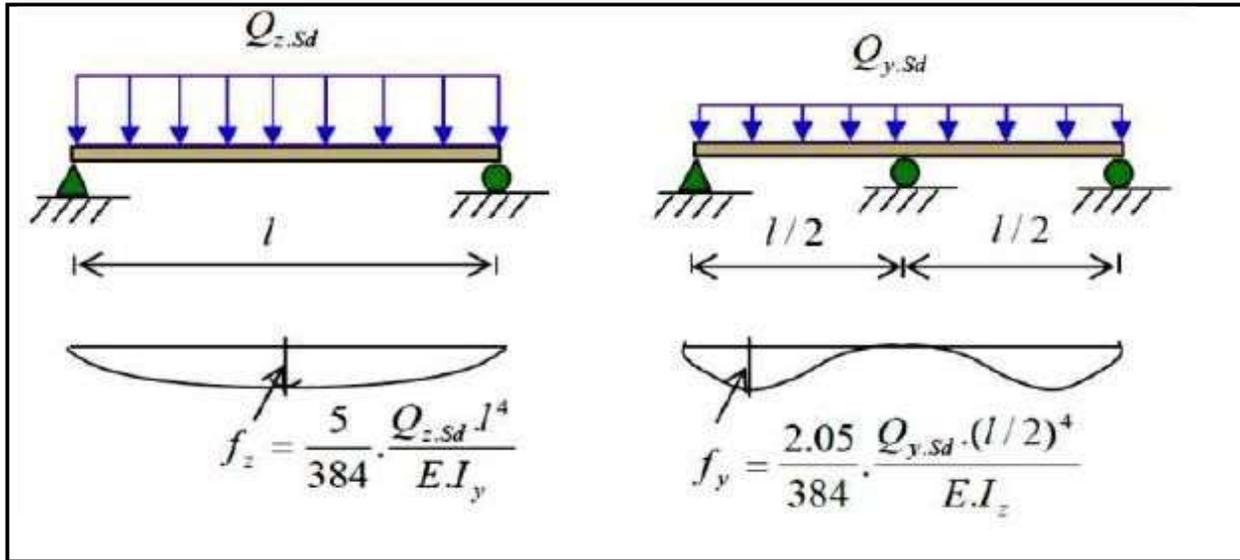


Figure III.11 : Vérification de la flèche.

– Condition de vérification :

$$F_z \text{ et } f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$F_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times L^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$\rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{124.94 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 541.2} \leq \frac{600}{200}$$

$$\rightarrow 1.855 \leq 3 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Avec :  
 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$   
 $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$   
 $I_z = 44.92 \text{ cm}^4$   
 $l = 600 \text{ cm}$

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

$$F_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (L/2)^4}{E \times I_z} \leq \frac{(L/2)}{200}$$

$$\rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{105.01 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.92} \leq \frac{300}{200}$$

$$\rightarrow 1.174 \leq 1.5 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

**Conclusion :**

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate que le profilé **IPE 140** convient pour les pannes isostatiques avec lierne.

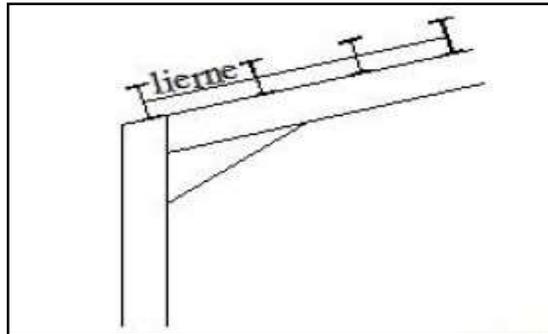
### III.2 Étude des liernes de la toiture :

#### III.2.1 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.

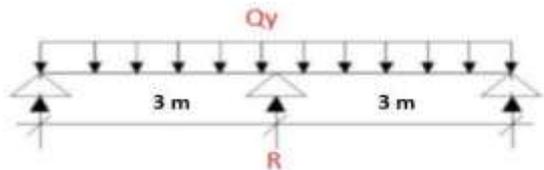


*Figure III.12 : Dispositions des liernes.*

#### III.2.2 Dimensionnement des liernes : (d'après le livre de M. Dahmani)

La Réaction  $R$  au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 1.25 (20.26) \times 3 = 75.98 \text{ daN}$$



Effort de traction dans le tronçon de la lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{75.98}{2} = 37.99 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons ( $L_2$ , à  $L_9$ )

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

$$T_2 = R + T_1 = 75.98 + 37.99 = 113.97 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 75.98 + 113.97 = 189.95 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 75.98 + 189.95 = 265.93 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 75.98 + 265.93 = 341.91 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 75.98 + 341.91 = 417.89 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 75.98 + 417.89 = 493.87 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 75.98 + 493.87 = 569.85 \text{ daN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 75.98 + 569.85 = 645.83 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L<sub>10</sub>

$$2T_{10} \times \sin(\theta) = T_9$$

$$T_{10} = 869.53 \text{ daN} \text{ Avec } \theta = \arctg \frac{1.2}{3} = 21.8$$

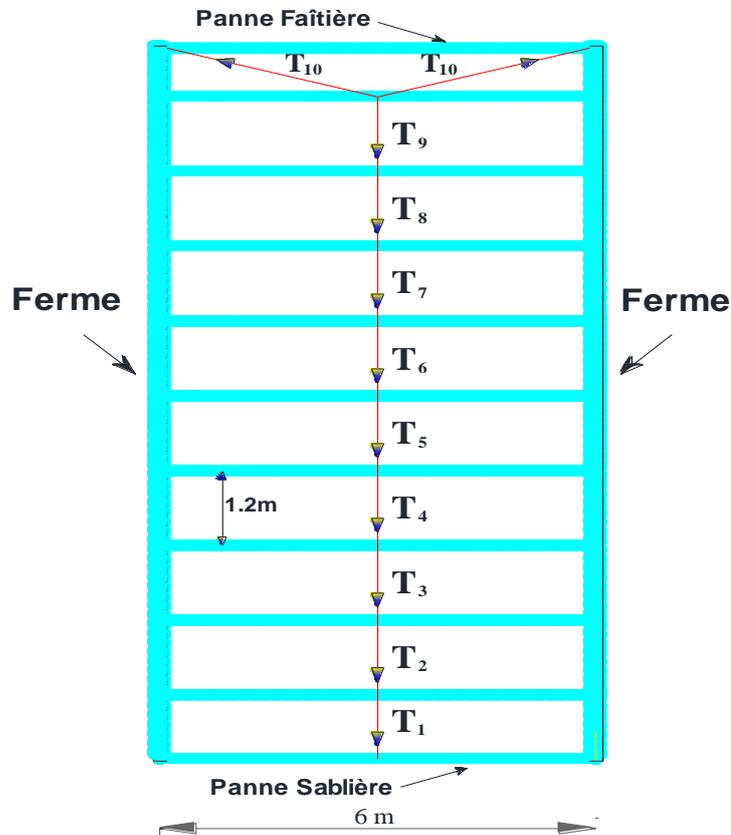


Figure III.13 : Efforts dans les liernes.

**III.2.3 Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>6</sub> :

$$T_6 = N_{sd} = 869.53 \text{ daN}$$

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

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{869.53 \times 1.1}{2350} = 0.407 \implies A \geq 0.407 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.407 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.407}{\pi}} = 0.72 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

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

### III.3 Etude de l'échantignole

#### III.3.1 Définition :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes. 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.

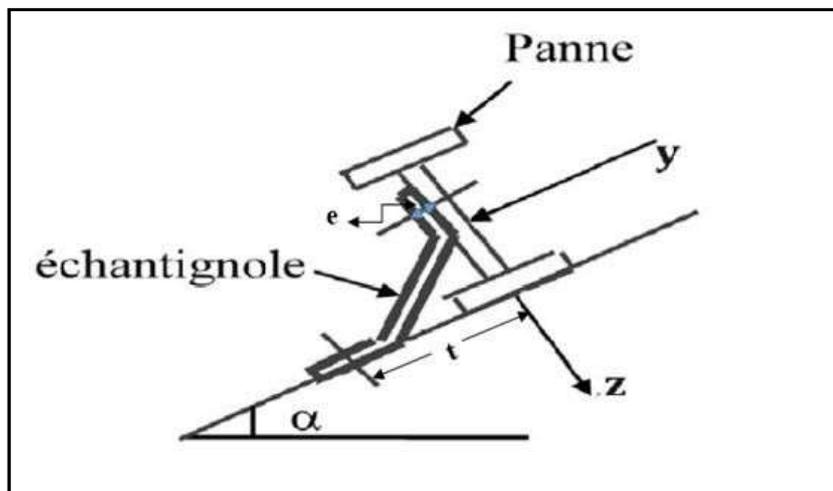


Figure III.14 : Disposition de l'échantignole.

#### III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignole : (D'après le livre de M. Dahmani)

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -$$

203.65 daN/ml. Effort suivant

rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +4.39 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour un IPE 140 :  $b = 7.3\text{cm}$

$7.3 \leq t \leq 10.95$  on adopte  $t = 10\text{cm}$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times \frac{L}{2} = 203.65 \times 3 = 610,95 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times \frac{L}{2} = 4.39 \times 3 = 13,17 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 1221,9 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 26,34 \text{ daN}$$

**III.3.3 Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 1221.9 \times 10 + 26,34 \times 7 = 12403,38 \text{ daN.cm} = 1.24 \text{ KN.m}$$

**III.3.4 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 :

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

$$M_R = M_{sd} \dots\dots\dots(\text{le moment sollicitant})$$

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

**III.3.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :**

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma M_0}{F_y} = \frac{12403.38 \times 1.1}{2350} = 5.81 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6} \quad (\text{Module de résistance de l'échantignole})$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la double cornière de l'arbalétrier sur laquelle va être soudée l'échantignole

$$\Rightarrow b = 180 \text{ mm.}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.81}{18}} = 1.39 \text{ cm}$$

$$e \approx 1.40 \text{ cm}$$

### III.4 Calcul des Chéneaux

#### III.4.1 Définition :

Le chéneau à pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

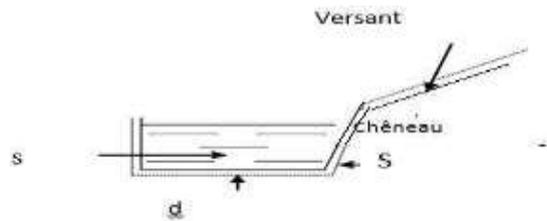


Figure III.15 : Coupe transversal d'un chéneau

#### III.4.2 Dimensionnement des chéneaux :

La forme des chéneaux est trapézoïdale. On détermine la section du chéneau par la formule suivante

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm<sup>2</sup>
  - S : surface couverte du chéneau en m<sup>2</sup>
  - d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
  - p : pente du chéneau en mm/m
- La pente des chéneaux à exécuter est p=2 mm/m (2‰)
  - Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein
  - on prend 03 points de dessertes d'eau sur le long pan
  - Chéneau de rive :

S : la surface en plan des combles desservis en m<sup>2</sup>

$$S = (12.06 \times 36) / 3 = 144.72 \text{ m}^2$$

On tire la section nécessaire des chéneaux à partir de [l'abaque P261 calcul pratique des structures métallique] , Suivant les abaques S = 230 cm<sup>2</sup>

On prend un tuyau de PVC de diamètre 125mm.

### III.5 Etude des Fermes :

#### **III.5.1 Définition :**

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé, elles se composent de deux membrures :

- Membrures supérieur (arbalétrier),
- Membrures inférieure (entrait)

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs, et parfois sur des sablières.

#### ○ **Les hypothèses de calcul :**

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

#### **III.5.2 Détermination des forces revenantes à la ferme:**

On a des fermes de forme trapézoïdale de longueur 24 m, supportant 10 pannes par Versant,

- L'entre axe horizontal des pannes est de 1.2 m

- L'entre axe des fermes suivant le rompent est de 6 m.

- Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités et de ce fait elles travaillent soit à la compression simple, soit à la traction.

- On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction.

(Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

- La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

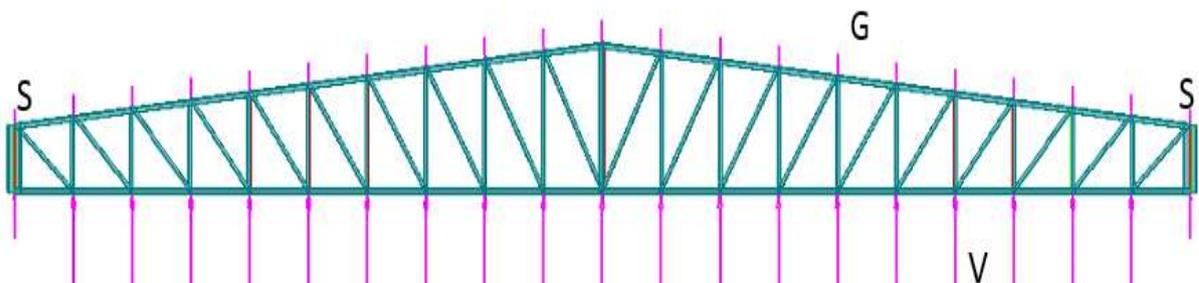


Figure 16 : *schéma statique de la ferme L = 24 m.*

**Evaluation des charges et surcharges revenant à chaque nœud :*****Nœuds intermédiaires :*****1) Charge permanente (G) :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs Type C5-70 ) ....11.38 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose ..... 5 kg/m<sup>2</sup>
- Contreventement horizontale ..... 5 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (IPE 140) ..... 12.9 kg/ml = 10.75 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la ferme (Forfitaire) ..... 18 kg/m<sup>2</sup>

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$A = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ m}^2$$

Effort dû au charge permanente

$$G = (11.38 + 5 + 5 + 10.75 + 18) \times 7.2 = 360.94 \text{ Kg} = 3.61 \text{ KN}$$

**2) Surcharge de vent (V) : (perpendiculaire au versant)**

La zone la plus chargée est **F** dont :  $C_{pi} = 0.8$

$$V = 1.306 \times 7.2 = 9.4 \text{ KN}$$

***Nœuds de rives :*****1) Charge permanente (G) :**

$$G = 1.805 \text{ KN}$$

**2) Surcharge de vent (V) :**

$$V = 4.7 \text{ KN}$$

**3) Surcharge du sable (S) :**

$$S = 0.25 \times 6 = 1.5 \text{ KN}$$

**III.5.3 Combinaisons de charges les plus défavorables:**

$$Comb\ 1 = 1.35\ G + 1.5\ S$$

$$Comb\ 2 = G + 1.5\ V$$

Les efforts maximaux dans les barres sont donnés dans le tableau suivant :

	Effort sous Sous (G+1.5V)	Effort sous Sous (1.35G+1.5S)
<b>Membrures supérieures</b>	-226.97	191.70
<b>Membrures inférieures</b>	-168.83	141.82
<b>Diagonales</b>	102.23	-84.42
<b>Montants</b>	-52.55	53.40

*Tableau III.2 : les chargements appliqués sur les éléments de la ferme*

**III.5.4 Prédimensionnement des éléments composant la Ferme :**

Les éléments sont dimensionnés à la base des efforts normaux qui les sollicitent. Et ils

Doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad \gamma M_0 = 1.1 \quad f_y = 235\ MPa$$

a) - **Membrure supérieure :**

$$N_{max} = 226.97\ KN$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \geq N_{max} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{max} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{226.97 \times 1.1}{23.5} = 10.62\ cm^2$$

Soit 2L (90×90×9) de section  $A_s = 15.52\ cm^2$

b) **Membrure inférieure :**

$$N_{max} = 168.83\ KN$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \geq N_{max} \quad A \geq \frac{N_{max} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{168.83 \times 1.1}{23.5} = 7.90\ cm^2$$

Soit 2L (90×90×9) de section  $A_s = 15.52\ cm^2$

c) **Diagonale** :

$$N_{max} = 102.23 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \geq N_{max} \quad A \geq \frac{N_{max} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{102.23 \times 1.1}{23.5} = 4.79 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (70×70×7) de section  $A_s = 9.40 \text{ cm}^2$

d) **Les montant** :

$$N_{max} = 52.55 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \geq N_{max} \quad A \geq \frac{N_{max} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{64.00 \times 1.1}{23.5} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (70×70×7) de section  $A_s = 9.40 \text{ cm}^2$

### **III.5.5 Vérification des différents éléments de la ferme :**

Les vérifications à faire sur les membrures supérieures, inférieures, montantes et diagonales sont :

**La traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1.5 (7)}$$

**Au flambement (compression) :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = X_{min} \times \beta_W \times \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 (7)}$$

**La condition de résistance (ratio) :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \leq 1$$

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$  : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le Logiciel ROBOT sont représentés sur le tableau suivant

	<b>Traction</b>	<b>Compression</b>
<b>Membrures supérieures</b>	191.70	-226.97
<b>Membrures inférieures</b>	141.82	-168.83
<b>Diagonales</b>	102.23	-84.42
<b>Montants</b>	53.40	-52.55

*Tableau III.3 : les efforts max dans les éléments de la ferme.*

**1.1. Diagonales :**

2L 70 × 70 × 7 Avec A = 9.40 cm<sup>2</sup>

**La traction :** N<sub>sd</sub> = 102.23 cm<sup>2</sup>

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{9.40 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 401.64 \text{ KN} > N_{sd} = 102.23 \text{ KN}$$

**La compression :** N<sub>sd</sub> = - 84.42 KN

$$N_{rd} = X_{min} \times \beta_W \times \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

Une cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 42.30 \text{ cm}^4, \quad i_\alpha = i_\beta = 2.12 \text{ cm}$$

$$A_C = 9.40 \text{ cm}^2, \quad d = 1.97 \text{ cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2 I_\alpha = 2 \times 42.3 = 84.60 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 I_\alpha}{2 A_C}} = i_\alpha = 2.12 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 ( I_\beta + A_C \times \Delta^2 ) = 2 ( 42.30 + 9.40 \times 2.47^2 ) = 199.29 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 1.97 + 0.5 = 2.47 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{199.29}{2 \times 9.4}} = 3.25 \text{ cm}$$

Classe de la section :

$$\frac{h}{t} = \frac{70}{7} = 10 < 15 \varepsilon = 15 \dots\dots\dots ok$$

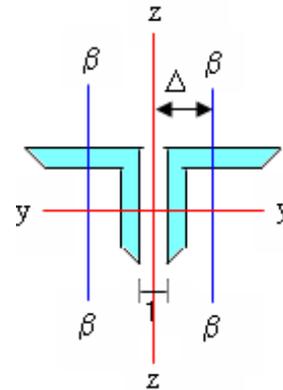
$$\frac{b+h}{2t} = \frac{70+70}{2 \times 7} = 10 < 11.5 \varepsilon = 11.5 \dots\dots\dots ok$$

Section de classe 3 , Pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \quad \beta_A = 1 \text{ ( section transversale classe 1, 2 et 3 )}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\lambda_y}{93.9 \varepsilon} = \frac{\lambda_y}{93.9}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\lambda_z}{93.9 \varepsilon} = \frac{\lambda_z}{93.9}$$



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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{84.60}{2.12} = 39.9 \quad , \quad \bar{\lambda}_y = \frac{39.9}{93.9} = 0.42$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{199.29}{3.25} = 61.32 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{61.32}{93.9} = 0.65 \quad ,$$

Courbe de flambement  $b$  : pour les cornières

$$x_y = 0.9177 \quad , \quad x_z = 0.8101 \quad , \quad X_{min} = 0.8101$$

$$N_{rd} = 0.801 \times \frac{9.40 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 325.36 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 84.42 \text{ KN} < N_{rd} = 325.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pour les membrures supérieures, montants et membrures inférieures, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Traction**

Eléments	Aire de la Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{rd}$ (KN)	$N_{sd}$ (KN)	Observation
<b>Membrures supérieure</b> 2L 90×90 ×9	15.52	663.13	191.70	vérifié
<b>Membrures inférieure</b> 2L 90×90 ×9	15.52	663.13	141.82	vérifié
<b>Montants</b> 2L 70×70 ×7	9.40	401.64	53.40	vérifié

*Tableau III.4 : vérification de la traction aux éléments de la ferme*

## Compression

	Membrures supérieure 2L 90×90 ×9	Membrures inférieure 2L 90×90 ×9	Montants 2L 70×70 ×7
$A_c$	15.52	15.52	9.40
$I_y$	231.66	231.66	84.60
$I_z$	518.52	518.52	199.29
$i_y$	2.73	2.73	2.12
$i_z$	4.09	4.09	3.25
$\lambda_y$	84.86	84.86	39.9
$\lambda_z$	126.78	126.78	69.32
$\bar{\lambda}_y$	0.9	0.9	0.42
$\bar{\lambda}_z$	1.35	1.35	0.65
$x_y$	0.6612	0.6612	0.9177
$x_z$	0.4043	0.4043	0.8101
$X_{min}$	0.4043	0.4043	0.8101
$N_{rd}$	268.10	268.10	325.36
$N_{sd}$	226.97	168.83	52.55
	Vérifié	Vérifié	vérifié

Tableau III.5: vérification de la compression aux éléments de la ferme

### III.6 Etude des lisses de bardages

#### III.6.1 Définition :

Les lisses sont des poutrelles en profilés laminés (IPE, UPN) ou en éléments formés par des tôles pliées, qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges appliquées sur ces bardages (pression ou dépression du vent). et portées sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaire

Elles sont disposées horizontalement à entraxe constant, d'une façon à présenter une inertie maximale dans le plan horizontal.

L'entraxe des lisses de bardages est déterminé par la portée admissible

de pignon ou de long-pan, puis le profilé choisi va être adopté pour toutes les lisses.

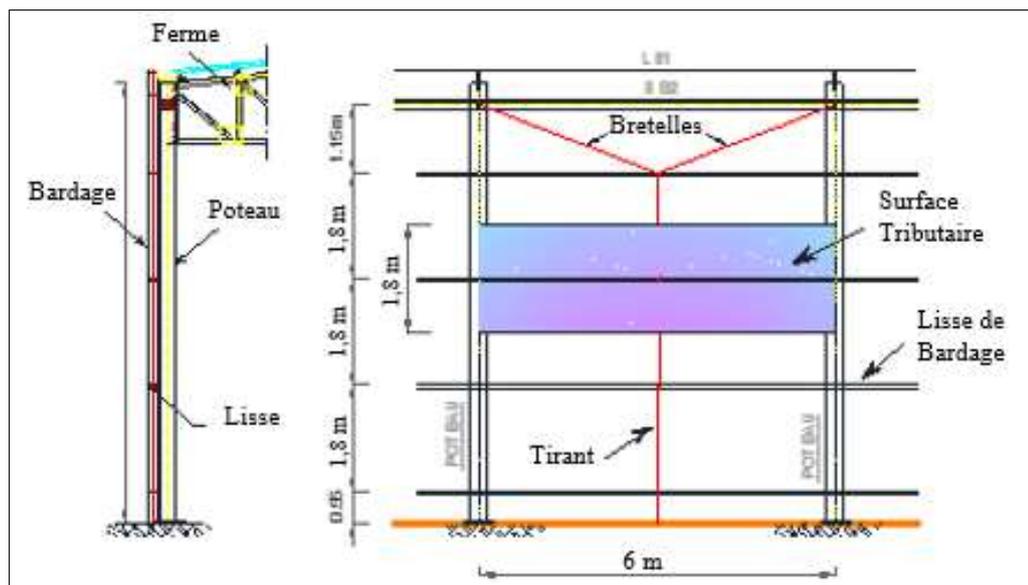


Figure III.17 : Disposition des lisses de bardages.

#### III.6.2 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).

**III.6.3 Vérification de la lisse de long-pan :**

**III.6.3.1 Evaluation des charges et surcharges :**

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée L= 6m.
- L'entre axe des lisses e= 1.8m
- Nombre des lisses pour chaque paroi (n=4)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs PS40) ..... 9.89kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose ..... 5kg/m<sup>2</sup>

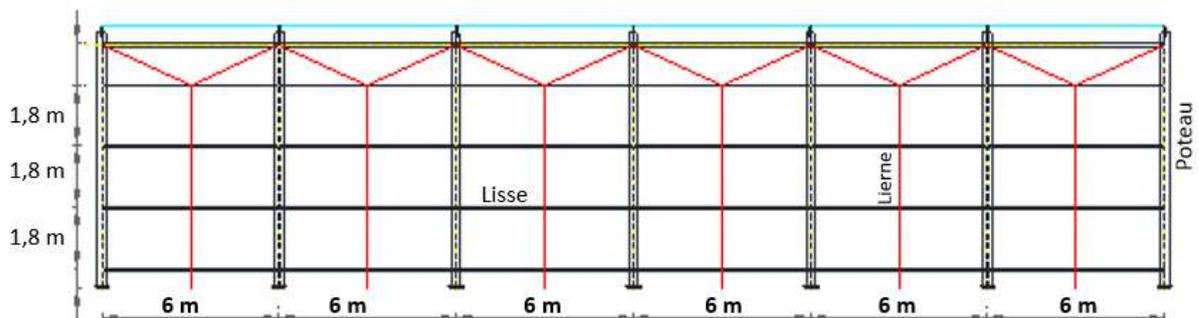


Figure III.18 : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan

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

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

$$G = (9.89 + 5) \times 1.8$$

$$G = 26.8 \text{ daN/ml}$$

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

$$V = +670.50 \text{ N/m}^2 = 67.05 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{tableau II.14 chapitre 2})$$

$$V = 67.05 \times 1.80$$

$$V = 120.69 \text{ daN/ml (pression)}$$

**III.6.3.2 Dimensionnement des Lisses :**

**– Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées :  $V = 120.69 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{120.69 \times 10^{-2} \times 600^3}{2.1 \times 10^6} = 323.28 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure

Ou égale à la valeur trouvée.

- Ce qui correspond à un profilé **UPN 120** ( $I_y = 364 \text{ cm}^4$ )

D'où on aura le poids propre réel :

$$G = 13.4 + (9.89 + 5) \times 1.8 = 40.2 \text{ daN/ml}$$

Données concernant ce profilé :

Profilé UPN120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	tw	tf	r	A	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )
	120	55	7	9	9	17	72.6	21.2	8.8	9.9	43.2

Tableau III.6 : Caractéristiques géométriques de l'UPN 120.

**III.6.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(40.2)$$

$$Q_{y, sd} = 54.27 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(120.69)$$

$$Q_{z, sd} = 181.04 \text{ daN/ml}$$

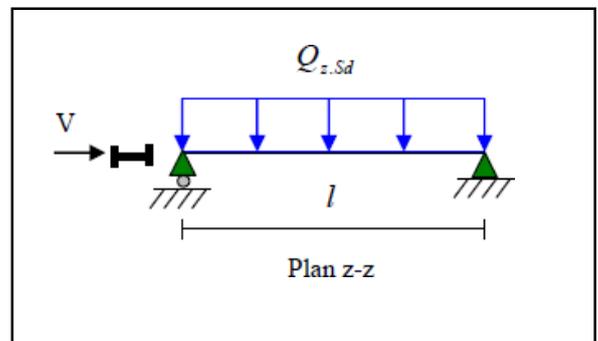
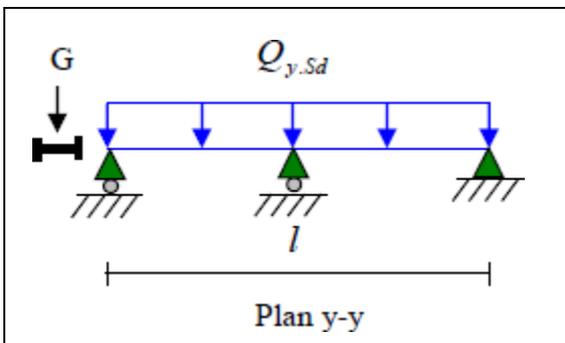


Figure III.19 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

**III.6.3.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

**Classe de la section :**

– Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{102}{7} = 14.57 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 01.}$$

**Donc la section est de classe 1**

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

Vérification au moment ultime par un calcul de plasticité (section de classes 1 et 2) :

*a.1) Vérification à la flexion :*

Sachant que les calculs seront menés en plasticité (sections de classes 1 et 2), la condition à satisfaire pour une flexion bi-axiale (déviée) d'un profilé UPN est :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{54.27 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{488.43}{8} = 61.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{181.04 \times 6^2}{8} = \frac{6517.44}{8} = 814.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2350}{1.1} = \frac{49820}{1.1} = 45290.91 \text{ daN.cm} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2350}{1.1} = \frac{170610}{1.1} = 155100 \text{ daN.cm} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{814.68}{1551} \right] + \left[ \frac{61.05}{452.91} \right] = 0.53 + 0.13 = 0.66 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \implies V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z.sd} = \frac{181.04 \times 6}{2} = \frac{1086.24}{2} = 543.12 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 54.27 \left(\frac{6}{2}\right) = 101.76 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{8.8 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{11939.60}{1.1} = 10854.19 \text{ daN}$$

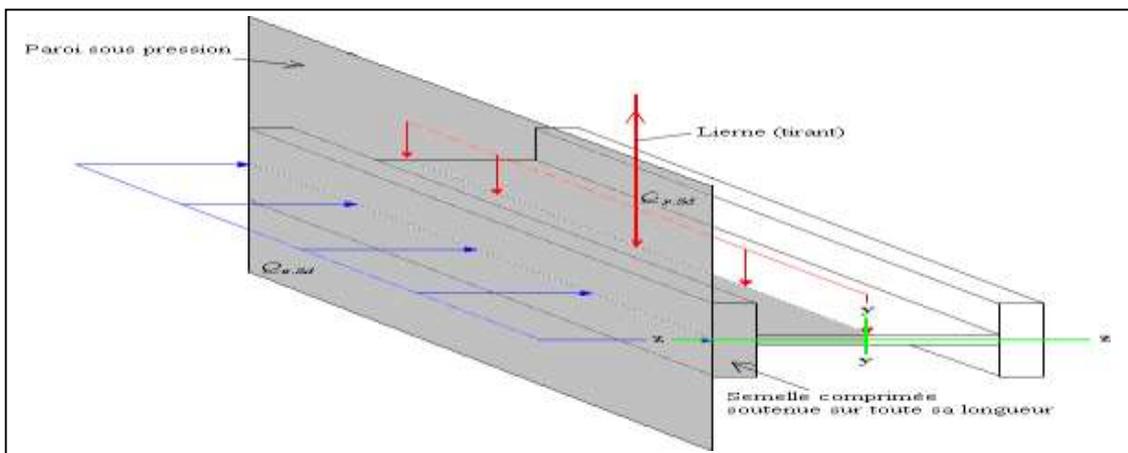
$$V_{ply.Rd} = \frac{9.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13432.05}{1.1} = 12210.96 \text{ daN}$$

$V_{z.sd} = 543.12 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 10854.19 \text{ daN}$  .....condition vérifiée

$V_{y.sd} = 101.76 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12210.96 \text{ daN}$ ..... condition vérifiée

**b) 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).



**Figure III.20 :** Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

**III.6.3.5 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS) :**

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

$$Q = G + V$$

Avec :  
 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$   
 $I_y = 364 \text{ cm}^4$   
 $I_z = 43.2 \text{ cm}^4$   
 $L = 600 \text{ cm}$

– Condition de verification:

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$F_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{120.69 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 364} = 2.66 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{40.2 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 43.2} = 0.19 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisit **UPN 120** convient pour les lisses de bardage de long-pan.

**III.6.4 Calculs des liernes de long-pan :**

**III.6.4.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :**

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

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 40.2) \times 3 = 203.51 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{203.51}{2} = 101.75 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon  $L_2, L_3$ .

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

$$T_2 = R + T_1 = 203.51 + 101.75 = 305.26 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 203.51 + 305.26 = 508.77 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales  $L_4$

$$2T_4 \times \sin(\theta) = T_3$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin(\theta)} = \frac{508.77}{2 \sin 20.97}$$

$$T_3 = 710.81 \text{ daN Avec : } \theta = \text{arc tg} \frac{1.15}{3} = 20.97^\circ$$

**III.6.4.2 Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est  $L_2$  :

$$T_3 = N_{sd} = 710.81 \text{ daN (tension) } \downarrow$$

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

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{710.81 \times 1.1}{2350} = 0.333 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.333 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.333}{\pi}} = 0.65 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

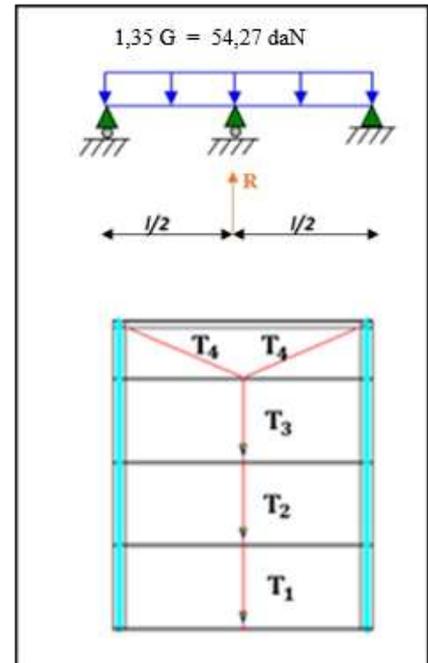
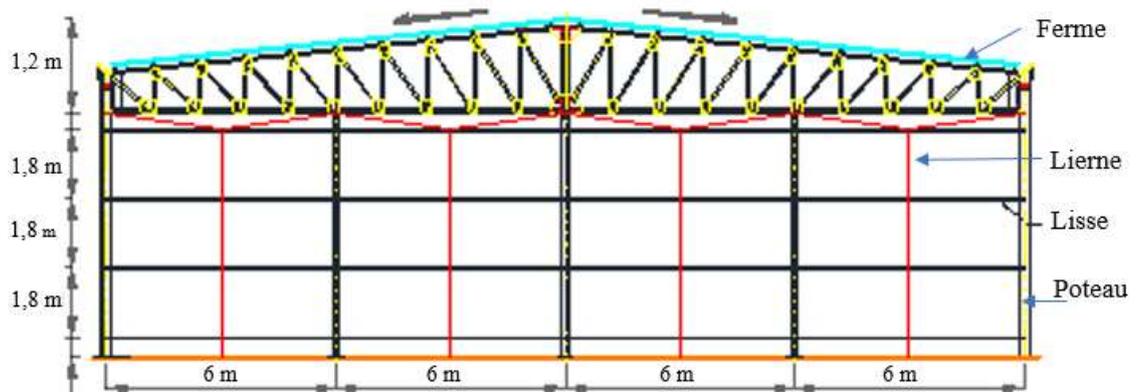


Figure III.21 : Efforts dans les liernes de long-pan

**III.6.5 Vérification de la lisse de pignon :****III.6.5.1 Les données**

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L= 6\text{m}$ .
- L'entre axe des lisses  $e= 1.8\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ( $n=4$ )
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs PS40)..... $9.89\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose..... $5\text{kg/m}^2$



*Figure III.22 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.*

**III.6.5.2 Evaluation des charges et surcharges :**

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

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

$$G = ( 9.89 + 5 ) \times 1.8$$

$$G = 26.8 \text{ daN/ml}$$

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

$$V = +745.00 \text{ N/m}^2 = 74.5 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau II.12 chapitre 2})$$

$$V = 74.5 \times 1.80$$

$$V = 134.10 \text{ daN/ml (pression)}$$

**III.6.5.3 Dimensionnement des Lisses :**

- **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées :  $V = 134.10 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{134.10 \times 10^{-2} \times 600^3}{2.1 \times 10^6} = 359.2 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure Ou égale à la valeur trouvée.

- Ce qui correspond à un profilé **UPN 120** ( $I_y = 364 \text{ cm}^4$ )

D'où on aura le poids propre réel :

$$G = 13.4 + (9.89 + 5) \times 1.8 = 40.2 \text{ daN/ml}$$

Données concernant ce profilé :

Profilé UPN120	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	tw	tf	r	A	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )
	120	55	7	9	9	17	72.6	21.2	8.8	9.9	43.2

*Tableau III.6: Caractéristiques géométriques de l'UPN 120.*

**III.6.5.4 Combinaison de charges les plus défavorables :**

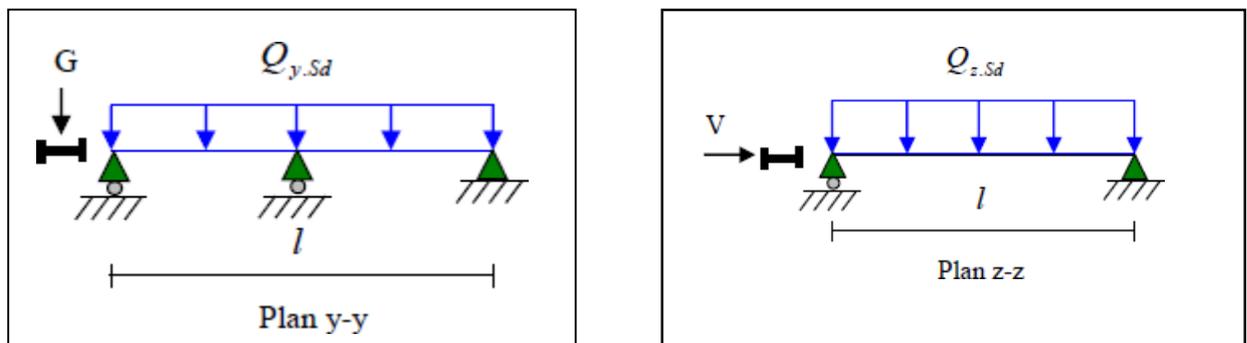
$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35(40.2)$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5(134.1)$$

$$Q_{y,sd} = 54.27 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 201.15 \text{ daN/ml}$$



*Figure III.23 : La répartition des charges sur les lisses de long pan*

**III.6.5.5 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

**Classe de la section :**

- Classe de la semelle :

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

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{102}{7} = 14.57 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 01.}$$

**Donc la section est de classe 1**

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

Vérification au moment ultime par un calcul de plasticité (section de classes 1 et 2) :

*a.1) Vérification à la flexion :*

Sachant que les calculs seront menés en plasticité (sections de classes 1 et 2), la condition à satisfaire pour une flexion bi-axiale (déviée) d'un profilé UPN est :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{54.27 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{488.43}{8} = 61.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{201.15 \times 6^2}{8} = \frac{6517.44}{8} = 905.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{21.2 \times 2350}{1.1} = \frac{49820}{1.1} = 45290.91 \text{ daN.cm} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72.6 \times 2350}{1.1} = \frac{170610}{1.1} = 155100 \text{ daN.cm} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{905.18}{1551} \right] + \left[ \frac{61.05}{452.91} \right] = 0.58 + 0.13 = 0.71 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

*a.2) Vérification au cisaillement :*

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \implies V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right) \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z.sd} = \frac{201.15 \times 6}{2} = \frac{1206.9}{2} = 603.45 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 54.27 \left(\frac{6}{2}\right) = 101.76 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{8.8 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{11939.60}{1.1} = 10854.19 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{9.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13432.05}{1.1} = 12210.96 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 603.45 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 10854.19 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 101.76 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12210.96 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**b) Vérification au déversement :**

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu qu'elle est soutenue latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas donc le risque de déversement.

**III.6.5.6 Vérification de la flèche à l'état limite de service (ELS) :**

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

$$Q = G + V$$

– Condition de verification:

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$F_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{134.1 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 364} = 2.96 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Avec :

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

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

$I_z = 43.2 \text{ cm}^4$

$L = 600 \text{ cm}$

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

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{40.2 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 43.2} = 0.19 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisit **UPN 120** convient pour les lisses de bardage de pignon.

**III.6.6 Calcul des liernes de pignon :**

**III.6.6.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité :**

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

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 40.2) \times 3 = 203.51 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne **L<sub>1</sub>**

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{203.51}{2} = 101.75 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon **L<sub>2</sub>, L<sub>3</sub>**

$$T_2 = R + T_1 = 203.51 + 101.75 = 305.26 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 203.51 + 305.26 = 508.77 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales **L<sub>4</sub>**

$$2T_4 \times \sin(\theta) = T_3$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin(\theta)} = \frac{508.77}{2 \sin 11.31}$$

$$T_3 = 1297,11 \text{ daN Avec : } \theta = \text{arc tg} \frac{0.60}{3} = 11.31^\circ$$

**III.6.6.2 Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est **L<sub>2</sub>** :

$$T_2 = N_{sd} = 1297.11 \text{ daN}$$

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

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1297.11 \times 1.1}{2350} = 0.607 \text{ cm}^2 \implies A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.607 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.607}{\pi}} = 0.88 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \implies \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

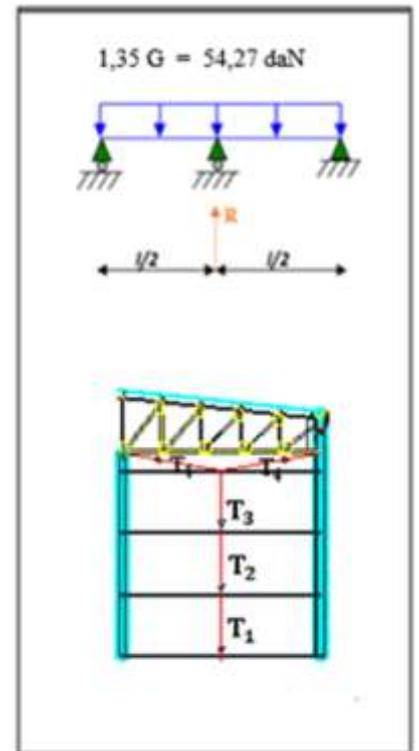


Figure III.24 : Efforts dans les liernes de pignon

### III.7 Etude des potelets

#### **III.7.1 Définition :**

Les potelets sont des éléments de l'ossature articulée dans les deux extrémités, comme une poutre isostatique simplement appuyée le plus souvent sont des profilés en I ou H, destinée à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent, leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Les potelets sont soumis :

- La pression de vent sur la surface qu'il prend, engendrant une flexion.
- Aux charges permanentes engendrant une compression.

Donc les potelets travaillent à la flexion composée, et ne supporte pas la toiture .

#### **Calcul des charges et surcharges revenant aux potelets**

- La hauteur des potelets  $L = 6.5$  m.
- L'entre axe des potelets  $e = 6$  m
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n=4$ )
- Poids propre de bardage (panneau sandwich PS 40 mm )..... $9.89 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose..... $5 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UPN 120 )..... $13.4 \text{ Kg/ml}$

#### a) Charges permanentes G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (13.4 \times 6 \times 4) + (9.89 + 5) \times (6 \times 6.5)$$

$$G = 902.31 \text{ Kg}$$

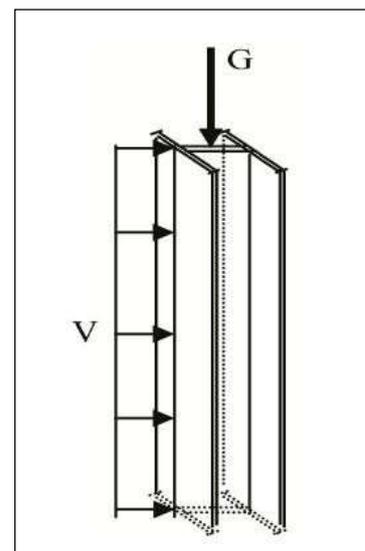
$$G = \mathbf{902.31 \text{ daN}}$$

#### b) Surcharges climatiques V

$$V = 74.5 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau 12 chapitre II})$$

$$V = 74.5 \times 6$$

$$V = \mathbf{447 \text{ daN/ml}}$$



**Figure III.25 :**  
*Représentation des charges et surcharges sur le potelet.*

### III.7.2 Dimensionnement du potelet :

– **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous charges non pondérées :  $V = 447 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{447 \times 10^{-2} \times 650^3}{2.1 \times 10^6} = 1522.28 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée. Ce qui correspond à un profilé **HEA 180** ( $I_y = 2510 \text{ cm}^4$ )

Données concernant ce profilé :

Profilé HEA 180	Dimensions						Caractéristiques de calcul			
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	Wpl,y (cm <sup>3</sup> )	Wpl,z (cm <sup>3</sup> )	iz (cm)	iy (cm)
	171	180	6	9.5	122	45.25	324.9	156.5	4.52	7.45

*Tableau III.7 : Caractéristiques géométriques de HEA 180.*

Calcul de la charge permanente G (avec HEA180) :

$$G = 902.31 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 902.31 + (35.5 \times 6.5)$$

$$G = 1133.06 \text{ daN}$$

### III.7.3 Vérification de la section à la résistance :

*a) Incidence de l'effort tranchant :*

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

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 447 = 670.50 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{670.50 \times 6.5}{2} = \frac{4358.25}{2} = 2179.12 \text{ daN}$$

$$A_{yz} = 14.47 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{14.47 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{19632.51}{1.1} = 17847.73 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2179.12 \leq 0.5V_{pl,Rd} = 8923.87 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➔ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé .

**b) Incidence de l'effort normal :**

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1133.06 = 1529.63 \text{ daN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} * N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45.25 \times 2350}{1.1} = \frac{106337.5}{1.1} = 96670.45 \text{ daN} \\ \quad * 0.25 N_{pl,Rd} = 24167.61 \text{ daN} \\ * A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 45.25 - 2 \times 18 \times 0.95 = 11.05 \text{ cm}^2 \\ * 0.5 A_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 11.05 \times \frac{2350}{1.1} = 11803.41 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} = 1529.63 \leq \text{Min}(0.25 N_{pl,Rd} = 24167.61 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11803.41)$$

$$N_{sd} = 1529.63 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11803.41 \text{ daN} \quad \text{vérifiée.}$$

➔ l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé .

**c) Vérification à la flexion :**

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$  : c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

**Classe de la section :**

- classe de semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-tw-2r)/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{(b-tw-2r)/2}{t_f} = \frac{(180-6-30)/2}{9.5} = 7.58 \leq 10 \rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

- classe de l'âme (flexion composée) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1553.65}{1410} = 1.10 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{122} \left( \frac{122+11}{2} \right) = 0.55 \leq 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{122}{6} = 20.33 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{6.15} = 64.39 \rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

Donc la section est de classe 1

$$M_{cy,Sd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{324.9 \times 2350}{1.1} = \frac{763515}{1.1} = 694104 \text{ daN.cm} = 6941.04 \text{ da.m}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 447 = 670.50 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{670.5 \times 6.5^2}{8} = \frac{28328.62}{8} = 3541.08 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 3541.08 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Sd} = 6941.04 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### III.7.4 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{x_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{x_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,Sd}}{x_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

c) Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

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

<p>Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan de la Ferme) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur de flambement : <math>l_y = L = 6.5 \text{ m}</math></li> <li>➤ Calcul de l'élanement : <math>\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{650}{7.45} = 87.25</math></li> <li>➤ Calcul d'élanement réduit : <math>\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10000}{2350} \right]^{0.5} = 93.9</math></li> <li><math>\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1</math> (section 1,2 et 3)</li> <li><math>\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{87.25}{93.9} = 0.93</math></li> <li>➤ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</li> <li><math>\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 &lt; 1.2</math> et <math>t_f = 9.5 \text{ mm} &lt; 100 \text{ mm}</math></li> <li>suitant y-y : courbe b ➔</li> <li>➤ Facteur de réduction <math>\chi_y = 0.6419</math> (tableau du coefficient de flambement x de la courbe b)</li> </ul>	<p>Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan de la Ferme) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur de flambement : <math>l_z = L = 1.625 \text{ m}</math> (entraxe des lisses).</li> <li>➤ Calcul de l'élanement : <math>\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{162.5}{4.52} = 35.95</math></li> <li>➤ Calcul d'élanement réduit : <math>\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10000}{2350} \right]^{0.5} = 93.9</math></li> <li><math>\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1</math> (section 1,2 et 3)</li> <li><math>\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{35.95}{93.9} = 0.38</math></li> <li>➤ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</li> <li><math>\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 &lt; 1.2</math> et <math>t_f = 9.5 \text{ mm} &lt; 100 \text{ mm}</math></li> <li>suitant z-z : courbe c ➔</li> <li>➤ Facteur de réduction <math>\chi_z = 0.9077</math> (tableau du coefficient de flambement x de la courbe c)</li> </ul>
---	---

$$\chi_{min} = \min(0.6419 ; 0.9077)$$

$$\chi_{min} = 0.6419$$

➤ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\overline{\lambda}_{LT}$  :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1 et 2) et } \lambda_1 = 93.9$$

$\lambda_{LT}$  = élancement de l'élément vis-a-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1^{0.5}) \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{650 / 4.52}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{650 / 4.52}{17.1 / 0.95} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{143.81}{1.522} = 94.47$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $C_1 = 1.132$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{94.47}{93.9} = 1.01 > 0.4 \rightarrow \text{il ya risque de déversement}$$

Profilé laminé  $\rightarrow \alpha = 0.21$ .

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2 \text{ et } t_f = 9.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

L'axe de flambement z-z  $\rightarrow$  Courbe C

$X_{LT} = 0.5343 < 1$  ..... (Tableau du coefficient de flambement X de la courbe a)

➤ Calcul des coefficients  $k$  :

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{PL,y} \times W_{eL,y}}{W_{eL,y}}$$

$$\mu_y = 0.93 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{324.9 - 293.6}{293.6} \right)$$

$$\mu_y = -1.302 + 0.107 = -1.195$$

$$\mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.195 \times 1553.65}{0.6419 \times 45.25 \times 2350} = 1 + \frac{1856.61}{68258.04}$$

$$k_y = 1.027 < 1.5$$

-  $\beta_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.38 \times 1.3 - 0.15 = -0.076 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.076 \times 1529.63}{0.5343 \times 45.25 \times 2350} = 1 + \frac{116.252}{56816.13} = 1.002$$

-  $\beta_{MLT}$  Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MLT} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1529.63}{0.6419 \times 96670.45} + \frac{1.027 \times 3541.08}{6941.04}$$

$$0.025 + 0.524 = 0.55 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{x_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = \frac{1529.63}{0.9077 \times 96670.45} + \frac{1.002 \times 3541.08}{6941.04}$$

$$0.017 + 0.511 = 0.53 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**- Conclusion :**

Le profilé **HEA 180** convient comme potelet.

# CHAPITRE IV

## Calcul des contreventements

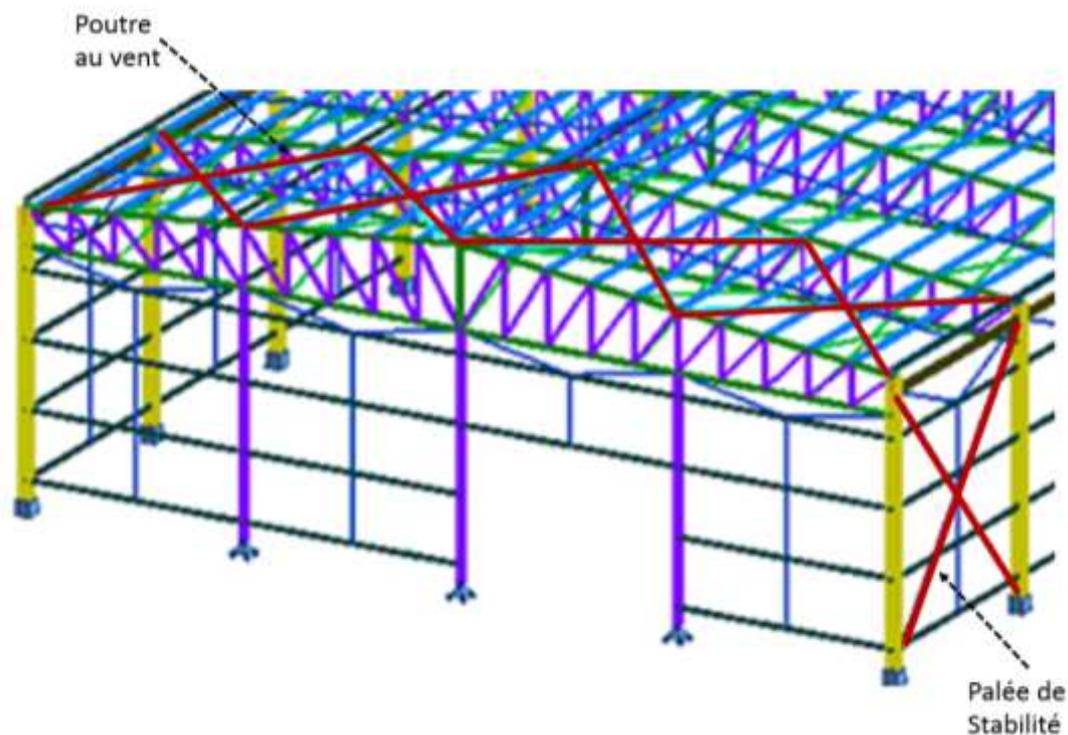
## Calcul des contreventements

### INTRODUCTION :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs. Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

### IV.1 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme, Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.



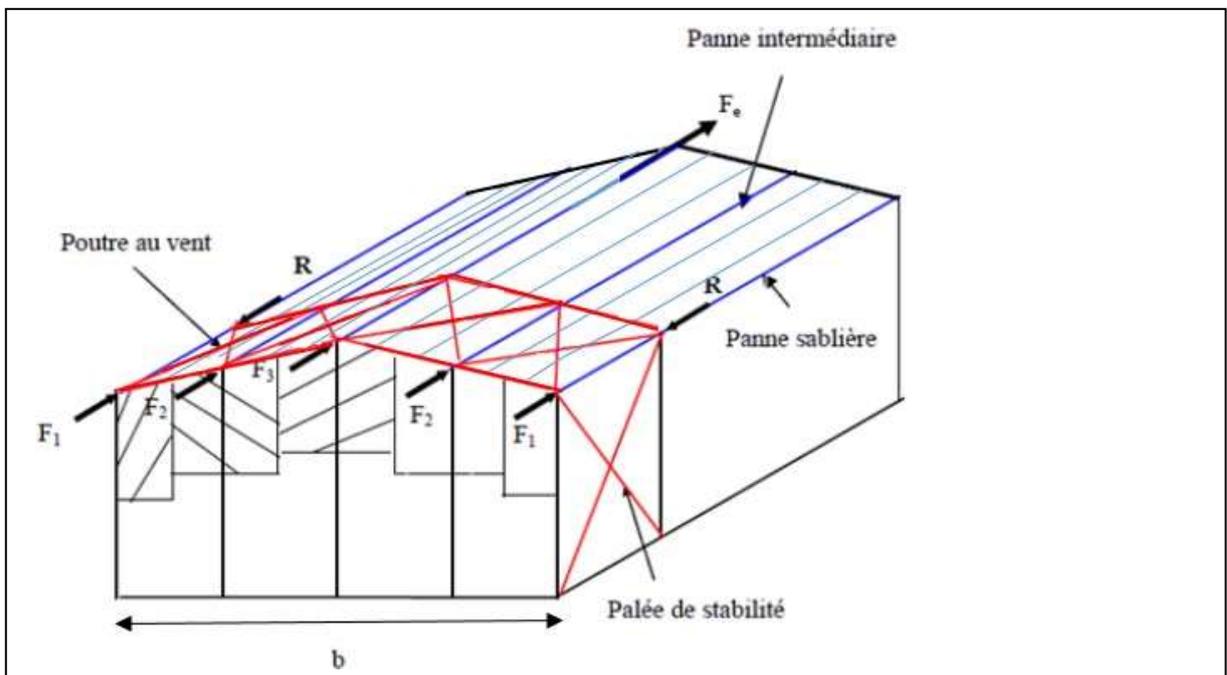
*Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.*

### IV.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

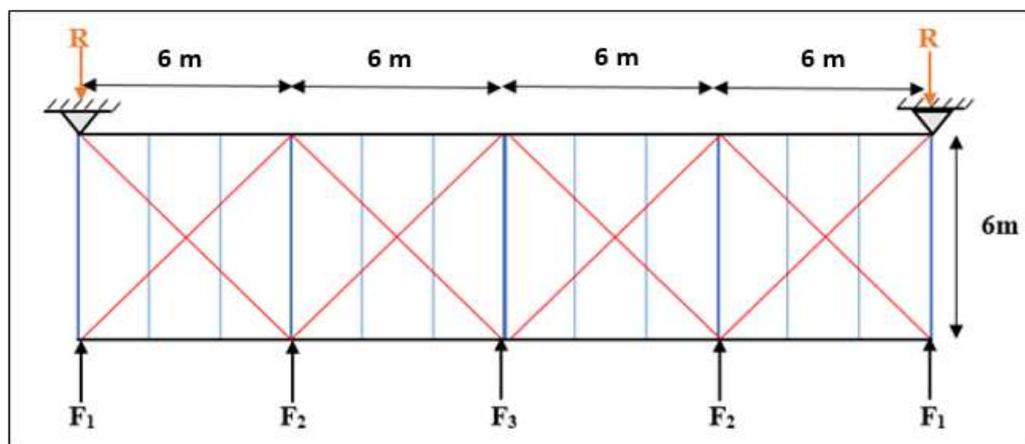
#### IV.2.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la ferme de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



*Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.*

#### IV.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :



*Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre au vent*

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

- La valeur de  $C_e$  est donnée comme suit :



- Le coefficient de réduction :

$$\Sigma C_r = C_e D + C_e E = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique  $q_h$  :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 50 \times 1.59 = 79.5 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec : } C_{ex} = 1.59$$

- La pression du vent :

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 79.5 \times 1.1 = 87.45 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec : } C_d = 1$$

- L force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

La force d'entraînement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture, et est donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \Sigma (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Coefficient de frottement  $C_{fr} = 0.04$  (ondulations perpendiculaire au vent)

Surface de frottement de la toiture  $S_{fr} = 12.06 \times 2 \times 36 = 868.32 \text{ m}^2$

$$F_{fr} = 79.5 \times 0.04 \times 868.32 = 2761.26 \text{ daN}$$

- Les hauteurs  $h$  :

$$h_1 = 7.50\text{m}$$

$$h_2 = 8.1\text{m}$$

$$h_3 = 8.70\text{m}$$

- a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont :

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} + \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left( 87.45 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{2761.26}{8} = 1328.97 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} + \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 87.45 \times \frac{8.1}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{2761.26}{4} = 2815.35 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} + \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 87.45 \times \frac{8.7}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{2761.26}{4} = 2972.76 \text{ daN}$$

- b) 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.

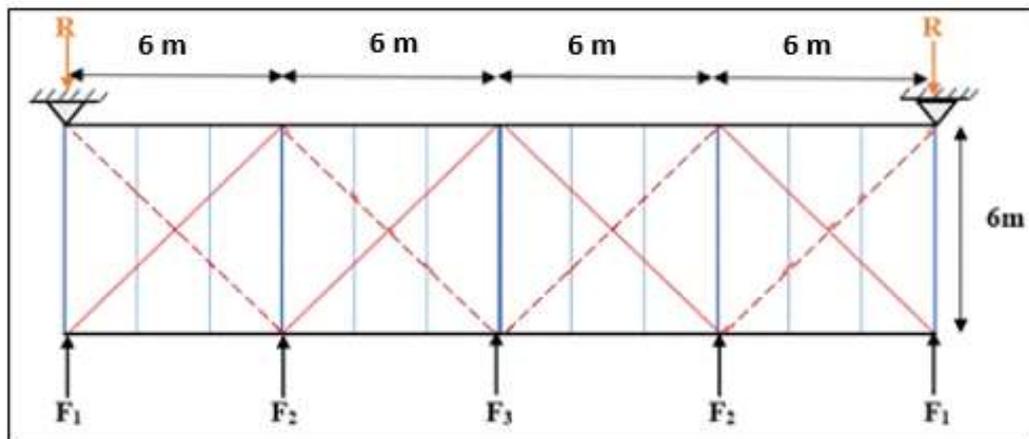


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} + \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 87.45 \times \frac{8.1}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{2761.26}{4} = 2815.35 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} + \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left( 87.45 \times \frac{8.7}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{2761.26}{4} = 2972.76 \text{ daN}$$

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 :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(1328.97 + 2815.35) + 2972.76}{2}$$

$$R = 5630.70 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = 1 \Rightarrow \text{Arctg } \theta = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{5630.70 - 1328.97}{\cos(45^\circ)} = 6083.56 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 F_d = 9125.34 \text{ daN} = 91.25 \text{ KN}$$

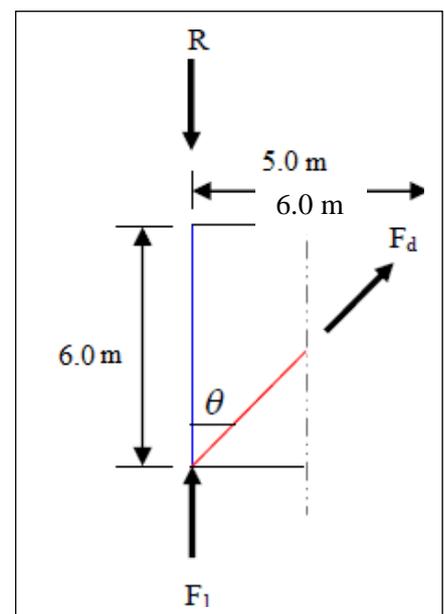


Figure IV.5 : Effort  $F_d$  dans la diagonal d'extrémité

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{Pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{91.25 \times 1.1}{23.5} = 4.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L60×60×6** d'une section ( $A = 6.91 \text{ cm}^2$ ) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

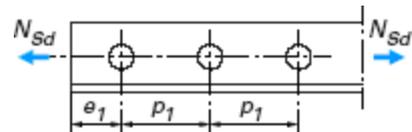
– Section nette :

$$A_{\text{nette}} = 6.91 - (0.5 \times 1.3) = 6.26 \text{ cm}^2$$

**IV.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma M_2}$$



Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en 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

**Tableau V.1:** Coefficients minorateurs  $\square 1$  et  $\square 2$ .

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus :  $p = 100 \text{ mm}$  ;  $e = 25 \text{ mm}$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

avec :  $d_0 = 13 \text{ mm}$  : diamètre des trous

Donc :  $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma M_2} = \frac{0.7 \times 6.26 \times 36}{1.25} = 126.20 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 91.25 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 126.20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ ok}$$

**Conclusion**

Une cornière isolée de **L60×60×6** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**IV.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Les formules de vérification sont les suivantes :

**a) Flexion composée déviée (bi axiale) :**

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

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

$$\text{Avec : } \alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \geq 1 \quad n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036,36 \text{ daN}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.25 \times 23.50}{1.1} = 411.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.34 \times 23.50}{1.1} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

**Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

**Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3 )**

$$G = 32.654 \text{ daN}$$

**Compression : (calcul des contreventements)**

$$V = F_2 = 2815.35 \text{ daN}$$

**Combinaison de charge :**

$$Q_{sd} = 1.35 G = 44.08 \text{ daN}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 44.08 \times \cos(5.71) = 43.86 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{43.86 \times 6^2}{8} = 197.37 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 44.08 \times \sin(5.71) = 4.38 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{4.38 \times 3^2}{8} = 4.93 \text{ daN.ml}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 3800.72 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 3800.72 / 35036.36 = 0.108$$

$$d'ou \quad \beta = 5n = 0.54$$

**b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal**

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd}; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$  ,

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 35036,36 = 8759.09 \text{ daN}$

$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 = 6.33 \text{ cm}^2$

$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 6.33 \times 2350 / 1.1 = 6761.59 \text{ daN}$

$N_{sd} = 3800.72 \text{ daN} \leq \text{Min} ( 8759.09 ; 6761.59 \text{ daN} ) = 6761.59 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

⇒ La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd}$

$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$

La formule de vérification est la suivante :

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

$\left[ \frac{197.37}{1887.26} \right]^2 + \left[ \frac{4.93}{411.25} \right]^{0.54} = 0.0109 + 0.0917 = 0.103 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**IV.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :**

*Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale. Semelle supérieure :*

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

**Combinaison à l'ELU :**

$$\begin{aligned} Q_{z, sd} &= G \times \cos(\alpha) - 1.5V \\ Q_{y, sd} &= 1.35G \times \sin(\alpha) \\ N_{sd} &= 1.5V' \end{aligned}$$

$$G - 1.5V$$

Avec :

$G = 32.654 \text{ daN/ml}$  : Charge permanente

$V = -157.43 \text{ daN/ml}$  : Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 2815.35 \text{ daN}$  : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

**Charge de flexion :** (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_z = -203.65 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = 916.42 \text{ daN.ml}$$

$$Q_y = 4.39 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z, sd} = 4.94 \text{ daN.ml}$$
 **Charge de compression :** (calcul

des contreventements)  $N_{sd} = 1.5V' = 4223.02 \text{ daN}$

**Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\left[ \frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\left[ \frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,z,Rd} = 411.25 \text{ daN.m} \quad M_{pl,y,Rd} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

<p>Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan de la Ferme) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur de flambement : <math>l_y = L = 600 \text{ cm}</math>.</li> <li>➤ Calcul de l'élanement : <math>\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.53</math></li> <li>➤ Calcul d'élanement réduit : <math>\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10000}{2350} \right]^{0.5} = 93.9</math></li> <li><math>\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1</math> (section 1,2 et 3) <math>\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104.53}{93.9} = 1.11</math></li> <li>➤ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</li> <li><math>\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 &gt; 1.2</math> et <math>t_f = 6.9 \text{ mm} &lt; 40 \text{ mm}</math></li> <li>suivant y-y : courbe <b>a</b> ➔</li> <li>➤ Facteur de réduction <math>x_y = 0.5960</math> (tableau du coefficient de flambement x de la courbe <b>a</b>)</li> </ul>	<p>Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan de la Ferme) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur de flambement : <math>l_z = L = 300 \text{ cm}</math></li> <li>➤ Calcul de l'élanement : <math>\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.82</math></li> <li>➤ Calcul d'élanement réduit : <math>\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10000}{2350} \right]^{0.5} = 93.9</math></li> <li><math>\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1</math> (section 1,2 et 3) <math>\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{181.82}{93.9} = 1.94</math></li> <li>➤ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section</li> <li><math>\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 1.92 &gt; 1.2</math> et <math>t_f = 6.9 \text{ mm} &lt; 40 \text{ mm}</math></li> <li>suivant z-z : courbe <b>b</b> ➔</li> <li>➤ Facteur de réduction <math>x_z = 0.2214</math> (tableau du coefficient de flambement x de la courbe <b>b</b>)</li> </ul>
---	---

$$\chi_{min} = \min (0.5960 ; 0.2214)$$

$$\chi_{min} = 0.2214$$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

$\lambda_{LT}$  = élanement de l'élément vis-a-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300/1.65}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{181.82}{1.541} = 118.01$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $C_1 = 1.132$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{118.01}{93.9} = 1.25 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Profilé laminé →  $\alpha = 0.21$ .

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement z-z → Courbe b

$X_{LT} = 0.4525 < 1$  ..... (Tableau du coefficient de flambement X de la courbe b)

➤ Calcul du coefficients  $k_y$  :

- $\beta_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- $\beta_{My} = 1.3$  : Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pLy} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.11 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{88.34 - 77.32}{77.32} \right)$$

$$\mu_y = -1.544 + 0.142 = -1.411$$

$$\mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.411 \times 4223.02}{0.5960 \times 16.4 \times 2350} = 1 + \frac{5958.68}{22969.84} = 1.259 < 1.5$$

➤ Calcul du coefficients  $k_{LT}$  :

- $\beta_{MLT}$  Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- $\beta_{MLT} = 1.3$  : Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.94 \times 1.3 - 0.15 = 0.228 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.228 \times 4223.02}{0.4525 \times 16.4 \times 2350} = 1 - \frac{962.85}{17439.35} = 0.945$$

➤ Calcul du coefficients  $k_z$  :

- $\beta_{Mz} = 1.3$  : Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pLz} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1.94 \times (2(1.3) - 4) + \left( \frac{19.25 - 12.31}{12.31} \right)$$

$$\mu_z = -2.716 + 0.564 = -2.152 \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_z} = 1 - \frac{-2.152 \times 4223.02}{0.2214 \times 16.4 \times 2350} = 1 + \frac{9087.94}{8532.76} = 1.065 < 1.5$$

**Vérification au flambement :**

$$\left[ \frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{4223.02}{0.2214 \times 35036,36} \right] + \left[ \frac{1.259 \times 197.37}{1887.26} \right] + \left[ \frac{1.065 \times 4.93}{411.25} \right] \leq 1$$

0.544 + 0.132 + 0.013 = 0.689 < 1 ..... OK

**Vérification au déversement :**

$$\left[ \frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \right] + \left[ \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[ \frac{4223.02}{0.2214 \times 35036,36} \right] + \left[ \frac{0.945 \times 197.37}{0.4525 \times 1887.26} \right] + \left[ \frac{1.065 \times 4.93}{411.25} \right] \leq 1$$

0.544 + 0.218 + 0.013 = 0.775 < 1 ..... OK

$N_{sd} = 4223.02 \text{ daN}$   
 $N_{pl,Rd} = 35036.36 \text{ daN}$

$M_{z, sd} = 4.93 \text{ daN.m}$   
 $M_{y, sd} = 197.37 \text{ daN.m}$

$M_{pl,z, Rd} = 411.25 \text{ daN.m}$   
 $M_{pl,y, Rd} = 1887.26 \text{ daN.m}$

$\chi_{min} = 0.2214$

$k_y = 1.259$

$k_{LT} = 0.945$

$K_z = 1.065$

**Conclusion**

Le profilé choisi **IPE 140** est adéquat comme panne de toiture.

**IV.3 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.

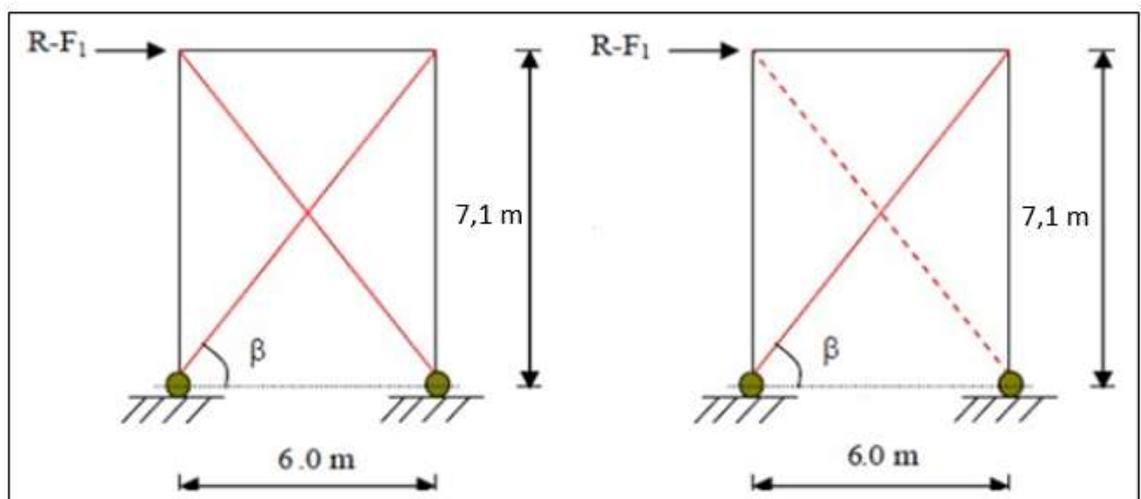


Figure IV.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

**Par la méthode des coupures :**

a) **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec  $R = 5630.70 \text{ daN}$

$$\tan \beta = \frac{7.1}{6.0} \Rightarrow \text{Arctg } \beta = 49.8^\circ$$

$$N = (R - F_1) / \cos \beta = \frac{5630.70 - 1328.97}{\cos(49.8^\circ)} = 6664.62 \text{ daN}$$

$$N = \mathbf{6664.62 \text{ daN}}$$

b) **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 6664.62$$

$$N_{sd} = 9996.93 \text{ daN} = 99.96 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{Pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A = \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{99.96 \times 1.1}{23.5} = 4.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L60×60×6** d'une section ( $A = 6.91 \text{ cm}^2$ ) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

- **Section nette :**

$$A_{nette} = 6.91 - (0.5 \times 1.3) = 6.26 \text{ cm}^2$$

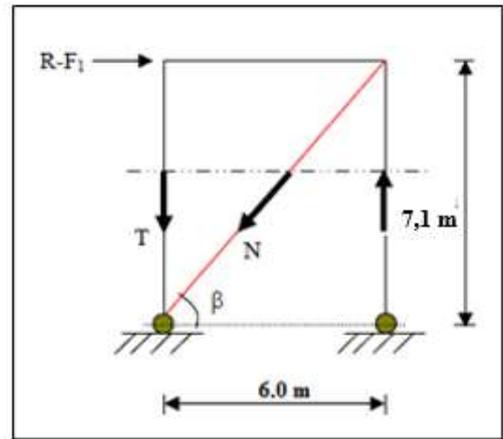
**IV.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

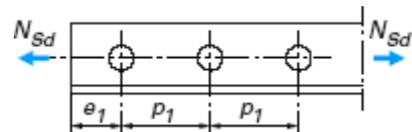
$$N_{u,rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma M_2}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 6.26 \times 36}{1.25} = 126.20 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 99.96 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 126.20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ ok}$$



*Figure IV.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue*



**Conclusion**

Une cornière isolée de **L60×60×6** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

# CHAPITRE V

Vérification

des Eléments

## VERIFICATION DES ELEMENTS

- **INTRODUCTION :**

Après le pré-dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2019.

- **V.1 vérification des éléments :**

**A. A la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad EC3 Art 5.4.3.1$$

**B. Au flambement (compression) :**

$$N_{rd} = X_{min} \times \beta_W \times \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad EC3 Art 5.5.1.1$$

**C. La condition de résistance (ratio) :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{rd}$  : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019) après modélisation de la structure en 3D sont représentés sur

Les tableaux suivants :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 1 Poteaux

**PIECE:** 163 Poteaux\_163

**POINT:**

**COORDONNEE:**  $x = 0.86 L = 6.45 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /9/ 1\*1.35 + 6\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

h=171.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=180.0 mm	Ay=3793.00 mm <sup>2</sup>	Az=1447.00 mm <sup>2</sup>	Ax=4525.00 mm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=25102900.00 mm <sup>4</sup>	Iz=9246100.00 mm <sup>4</sup>	Ix=148600.00 mm <sup>4</sup>
tf=9.5 mm	Wply=324850.00 mm <sup>3</sup>	Wplz=156490.00 mm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 60.73 kN	My,Ed = -53.87 kN*m	Mz,Ed = -0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 1063.38 kN	My,Ed,max = -53.87 kN*m		Mz,Ed,max = -0.06 kN*m
	Tau,y,max,Ed = 0.01 MPa		
Nb,Rd = 648.76 kN	My,c,Rd = 76.34 kN*m	Mz,c,Rd = 36.78 kN*m	Vz,Ed = -16.74 kN
	MN,y,Rd = 76.34 kN*m	MN,z,Rd = 36.78 kN*m	Tau,z,max,Ed = -17.93 MPa
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

		en y:			en z:
Ly = 7.50 m	Lam_y = 0.54		Lz = 7.50 m	Lam_z = 0.88	
Lcr,y = 3.75 m	Xy = 0.87		Lcr,z = 3.75 m	Xz = 0.61	
Lamy = 50.35	kyy = 1.00		Lamz = 82.96	kyz = 0.69	

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y,z} = 50.35 < \Lambda_{y,z,max} = 210.00 \quad \Lambda_{y,z} = 82.96 < \Lambda_{y,z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 2 Entrait

**PIECE:** 234 Entrait\_234

**POINT:**

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 2 ELU /5/ 1\*1.35 + 4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 60x7**

h=60.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=60.0 mm	Ay=420.00 mm <sup>2</sup>	Az=420.00 mm <sup>2</sup>	Ax=798.00 mm <sup>2</sup>
tw=7.0 mm	Iy=260500.00 mm <sup>4</sup>	Iz=260500.00 mm <sup>4</sup>	Ix=12920.00 mm <sup>4</sup>
tf=7.0 mm	Wely=6100.70 mm <sup>3</sup>	Welz=6100.70 mm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 68.80 kN	My,Ed = -1.54 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 187.53 kN	My,Ed,max = -1.54 kN*m	Mz,Ed,max = -0.00 kN*m	Tau,y,max,Ed = -0.01 MPa
Nb,Rd = 146.20 kN	My,c,Rd = 1.43 kN*m	Mz,c,Rd = 1.43 kN*m	Vz,Ed = 1.92 kN
			Tau,z,max,Ed = 6.70 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:		en z:	
Ly = 1.20 m	Lam_y = 0.64	Lz = 1.20 m	Lam_z = 0.71
Lcr,y = 1.08 m	Xy = 0.82	Lcr,z = 1.20 m	Xz = 0.78
Lamy = 59.78	ky = 0.97	Lamz = 66.42	kyz = 1.10

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$Lambda,y = 59.78 < Lambda,max = 210.00 \quad Lambda,z = 66.42 < Lambda,max = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 3 Arbalétrier

**PIECE:** 268 Barre\_1

**POINT:**

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 2 ELU /18/ 1\*1.00 + 10\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x9**

h=70.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=70.0 mm	Ay=630.00 mm <sup>2</sup>	Az=630.00 mm <sup>2</sup>	Ax=1188.00 mm <sup>2</sup>
tw=9.0 mm	Iy=524700.00 mm <sup>4</sup>	Iz=524700.00 mm <sup>4</sup>	Ix=31833.00 mm <sup>4</sup>
tf=9.0 mm	Wely=10600.00 mm <sup>3</sup>	Welz=10600.00 mm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -17.38 kN	My,Ed = -2.22 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.11 kN
Nt,Rd = 279.18 kN	My,el,Rd = 2.49 kN*m	Mz,el,Rd = 2.49 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.26 MPa
	My,c,Rd = 2.49 kN*m	Mz,c,Rd = 2.49 kN*m	Vz,Ed = 11.36 kN
			Tau,z,max,Ed = 26.47 MPa
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.95 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(Tau_{y,max,Ed} + Tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau_{z,max,Ed} + Tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 5 Montant

**PIECE:** 57 Montant\_57

**POINT:**

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /9/ 1\*1.35 + 6\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 50x6

h=50.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=50.0 mm	Ay=300.00 mm <sup>2</sup>	Az=300.00 mm <sup>2</sup>	Ax=569.00 mm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=128400.00 mm <sup>4</sup>	Iz=128400.00 mm <sup>4</sup>	Ix=6768.00 mm <sup>4</sup>
tf=6.0 mm	Wely=3616.90 mm <sup>3</sup>	Welz=3616.90 mm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 14.62 kN	My,Ed = -0.08 kN*m	Mz,Ed = 0.27 kN*m	Vy,Ed = 0.58 kN
Nc,Rd = 133.72 kN	My,Ed,max = -0.08 kN*m	Mz,Ed,max = -0.65 kN*m	Tau,y,max,Ed = 2.83 MPa
Nb,Rd = 68.88 kN	My,c,Rd = 0.85 kN*m	Mz,c,Rd = 0.85 kN*m	Vz,Ed = 0.08 kN
			Tau,z,max,Ed = 0.41 MPa
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 1.60 m	Lam_y = 1.13
Lcr,y = 1.60 m	Xy = 0.52
Lamy = 106.51	ky = 0.93



en z:

Lz = 1.60 m	Lam_z = 1.13
Lcr,z = 1.60 m	Xz = 0.52
Lamz = 106.51	kzz = 0.93

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$Lambda,y = 106.51 < Lambda,max = 210.00 \quad Lambda,z = 106.51 < Lambda,max = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xmin*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 6 Diagonal

**PIECE:** 177 Diagonal\_177

**POINT:**

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 2 ELU /18/ 1\*1.00 + 10\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 50x6

h=50.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=50.0 mm	Ay=300.00 mm <sup>2</sup>	Az=300.00 mm <sup>2</sup>	Ax=569.00 mm <sup>2</sup>
tw=6.0 mm	Iy=128400.00 mm <sup>4</sup>	Iz=128400.00 mm <sup>4</sup>	Ix=6768.00 mm <sup>4</sup>
tf=6.0 mm	Wely=3616.90 mm <sup>3</sup>	Welz=3616.90 mm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 60.47 kN	My,Ed = -0.06 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 133.72 kN	My,Ed,max = -0.06 kN*m	Mz,Ed,max = -0.02 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.03 MPa
Nb,Rd = 70.99 kN	My,c,Rd = 0.85 kN*m	Mz,c,Rd = 0.85 kN*m	Vz,Ed = -0.03 kN
			Tau,z,max,Ed = -0.15 MPa
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:	
Ly = 1.56 m	Lam_y = 0.89	Lz = 1.56 m	Lam_z = 1.11
Lcr,y = 1.25 m	Xy = 0.67	Lcr,z = 1.56 m	Xz = 0.53
Lamy = 83.19	ky = 0.85	Lamz = 103.98	kyz = 1.74

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 83.19 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 103.98 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / gM_1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / gM_1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_{min} * N_{Rk} / gM_1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (X_{LT} * M_{y,Rk} / gM_1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

# CHAPITRE VI

Calcul des

Assemblages

## CALCUL DES ASSEMBLAGES

### - **INTRODUCTION :**

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il y a plusieurs types d'assemblage dans la construction métallique et plusieurs techniques de réalisation, donc ils doivent cependant tous obéir à ne pas affaiblir la résistance des pièces

### *VI.1 / Rôle et fonctionnement des assemblages :*

#### *VI.1.1 / Rôle des assemblages :*

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabouages)
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticules).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer les assemblages suivant :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

#### *VI.1.2 / Fonctionnement des assemblages :*

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le rivetage.
- Le collage.

Ces modes correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraintes, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence : la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.
- Fonctionnement mixte : le cas du rivetage, les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, puis les rivets seront soumis au cisaillement.

### *VI.1.3 /Précautions constructives :*

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. Les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens.

Il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces afin de ne pas créer d'efforts ou de moments secondaires parasites.

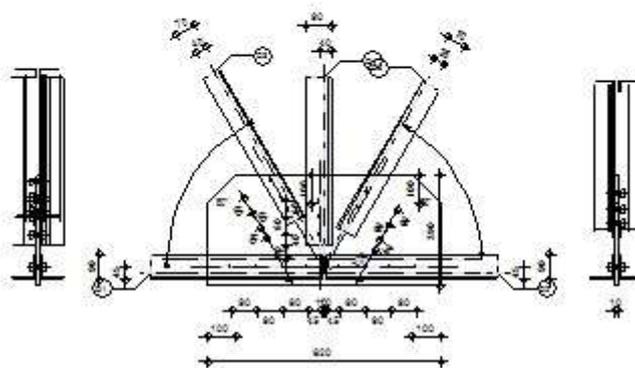
### *VI.2 / Calcul des assemblages :*

Suite à la vérification des profilés choisis avec le logiciel ROBOT , on procède au calcul et vérification des assemblages des différents éléments composant l'hangar par le même logiciel , dont nous avons obtenu ce qui suit :

## VI.2.1 / Assemblage membrures ferme :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

D1 - 2 CAEP 90x9  
 D2 - 2 CAEP 90x9  
 D3 - 2 CAEP 70x7  
 D4 - 2 CAEP 90x9  
 D5 - 2 CAEP 70x7



### Général

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis  
 Noeud de la structure: 11  
 Barres de la structure: 82, 4, 9, 8, 19,

### Géométrie

#### Barres

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	Barre 5		
<b>Barre N° :</b>	82	4	9	8	19		
<b>Profilé :</b>	2 CAEP 90x9	2 CAEP 90x9	2 CAEP 70x7	2 CAEP 90x9	2 CAEP 70x7		
	h	90	90	70	90	70	mm
	b <sub>f</sub>	90	90	70	90	70	mm
	t <sub>w</sub>	9	9	7	9	7	mm
	t <sub>f</sub>	9	9	7	9	7	mm
	r	11	11	9	11	9	mm
	A	3104,00	3104,00	1880,00	3104,00	1880,00	mm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	
	f <sub>y</sub>	235,00	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00	365,00	365,00	365,00	MPa
<b>Angle</b>	α	0,0	0,0	60,0	90,0	60,0	Deg
<b>Longueur</b>	l	12,00	2,40	2,20	2,40	12,00	m

#### Boulons

### Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	115,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	153,94 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons		90;90;90 [mm]
e <sub>1</sub> =	45 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	45 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	10 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	115,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	153,94 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons		90;90;90 [mm]
e <sub>1</sub> =	45 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	45 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	10 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	115,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	153,94 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons		60;60 [mm]
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	40 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
e <sub>c</sub> =	170 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	115,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	153,94 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>ub</sub> =	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n =	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons		60;60 [mm]
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
e <sub>2</sub> =	40 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
 $e_c = 50$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 15$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 115,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 153,94$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 280,00$  [MPa] Limite de plasticité  
 $f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
 $e_2 = 35$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
 $e_c = 120$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## Gousset

$l_p = 820$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_p = 390$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

## Paramètres

$h_1 = 100$  [mm] Grugeage  
 $v_1 = 100$  [mm] Grugeage  
 $h_2 = 100$  [mm] Grugeage  
 $v_2 = 100$  [mm] Grugeage  
 $h_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_4 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(-0;100)

$e_v = 90$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres  
 $e_H = 410$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres  
 $e_0 = 45$  [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER E24

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

## Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

[2.2]

## Efforts

Cas: 5: COMB3 1\*1.00+2\*1.50

$N_{b1,Ed} = -191,96$  [kN] Effort axial  
 $N_{b2,Ed} = -183,02$  [kN] Effort axial  
 $N_{b3,Ed} = 27,56$  [kN] Effort axial  
 $N_{b4,Ed} = -32,41$  [kN] Effort axial  
 $N_{b5,Ed} = 9,72$  [kN] Effort axial

## Résultats

### Barre 1

## Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 59,11$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 183,96$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 183,96$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2x} = 102,20$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2z} = 57,66$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

## Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

### cisaillement des boulons

$e = 20$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -3,76$  [kN\*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = -47,99$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$

$F_{MSd} = -12,55$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = -47,99$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -12,55$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 49,60$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 102,20$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 57,66$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-47,99| < 102,20$  vérifié (0,47)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|-12,55| < 57,66$  vérifié (0,22)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $49,60 < 59,11$  vérifié (0,84)

## Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,70$  Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A = 1552,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 1417,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section nette

$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$

$N_{u,Rd} = 289,63$  [kN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{t1}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 328,25$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$

$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{u,Rd}$   $|-95,98| < 289,63$  vérifié (0,33)

$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|-95,98| < 328,25$  vérifié (0,29)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 337,50$  [mm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 2362,5$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 369,81$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$|0.5 * N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd}$        $|-95,98| < 369,81$       **vérifié**      (0,26)

### Barre 2

#### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 59,11$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons       $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$        $1,00 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 183,9$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou       $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$        $1,00 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 183,96$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale       $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons       $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$        $1,00 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 102,2$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou       $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$        $2,50 > 0,00$       **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,56$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$        $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$        $0,56 > 0,00$       **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 57,66$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale       $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

#### cisaillement des boulons

$e = 20$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -3,59$  [kN\*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b2,Ed} * e$$

$F_{NSd} = -45,75$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$F_{MSd} = -11,96$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = -45,75$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -11,96$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

### cisaillement des boulons

$e =$	20	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{Ed} =$	47,29	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} =$	102,20	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	57,66	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			$ -45,75  < 102,20$	<b>vérifié</b> (0,45)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			$ -11,96  < 57,66$	<b>vérifié</b> (0,21)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			$47,29 < 59,11$	<b>vérifié</b> (0,80)

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 =$	0,70		Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A =$	1552,00	[mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} =$	1417,00	[mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_2$
$N_{u,Rd} =$	289,63	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	328,25	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{u,Rd}$			$ -91,51  < 289,63$	<b>vérifié</b> (0,32)
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$			$ -91,51  < 328,25$	<b>vérifié</b> (0,28)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} =$	337,50	[mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	2362,50	[mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	369,81	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$			$ -91,51  < 369,81$	<b>vérifié</b> (0,25)

### Barre 3

#### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} =$	59,11	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------	-------	------	---	---

#### Pression du boulon sur la barre

##### Direction x

$k_{1x} =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$			$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} =$	0,89		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$			$0,89 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} =$	127,18	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

##### Direction z

$k_{1z} =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1z} > 0,0$			$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} =$	0,67		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$			$0,67 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} =$	95,39	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

##### Direction x

$k_{1x} =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 \cdot (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1x} > 0,0$			$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} =$	0,62		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0,0$			$0,62 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} =$	63,70	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

##### Direction z

$k_{1z} =$	2,50		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 \cdot (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 \cdot (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$
$k_{1z} > 0,0$			$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} =$	1,00		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0,0$			$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} =$	102,20	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_1 / \gamma_{M2}$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

#### cisaillement des boulons

$e = 20$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = 0,56$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$F_{NSd} = 9,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} = 4,66$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 9,19$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 4,66$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 10,30$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 63,70$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 95,39$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 9,19  < 63,70$	vérifié	(0,14)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 4,66  < 95,39$	vérifié	(0,05)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$10,30 < 59,11$	vérifié	(0,17)

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,62$	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A = 940,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 835,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 * t_3$
$N_{u,Rd} = 151,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 198,81$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 13,78  < 151,17$	vérifié	(0,09)
$ 0.5 * N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 13,78  < 198,81$	vérifié	(0,07)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 157,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 857,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 139,34$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 13,78  < 139,34$	vérifié	(0,10)

### Barre 4

#### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 59,11$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	--	---

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 163,5$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 163,52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

#### cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -0,47$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$F_{NSd} = -10,80$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = -3,95$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} = -10,80$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -3,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 11,50$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 102,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 102,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -10,80  < 102,20$	<b>vérifié</b> (0, 11)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ -3,95  < 102,20$	<b>vérifié</b> (0, 04)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$11,50 < 59,11$	<b>vérifié</b> (0, 19)

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,62$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 1552,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 1417,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 256,53$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 328,25$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -16,20  < 256,53$	<b>vérifié</b> (0, 06)
$ 0.5 * N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -16,20  < 328,25$	<b>vérifié</b> (0, 05)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 382,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 1102,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 205,43$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -16,20  < 205,43$	<b>vérifié</b> (0, 08)

## Barre 5

### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 59,11$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} = 127,18$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d^* t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} = 111,28$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

#### cisaillement des boulons

$e = 15$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,15$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b5,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 3,24$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b5,Ed} / n$
$F_{MSd} = 1,24$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 3,24$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 1,24$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3,47$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 102,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 102,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 3,24  < 102,20$	<b>vérifié</b> (0,03)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 1,24  < 102,20$	<b>vérifié</b> (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3,47 < 59,11$	<b>vérifié</b> (0,06)

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,62$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 940,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 835,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f5}$
$N_{u,Rd} = 151,17$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 198,81$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y5}) / \gamma_{M2}$
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 4,86  < 151,17$	<b>vérifié</b> (0,03)
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 4,86  < 198,81$	<b>vérifié</b> (0,02)

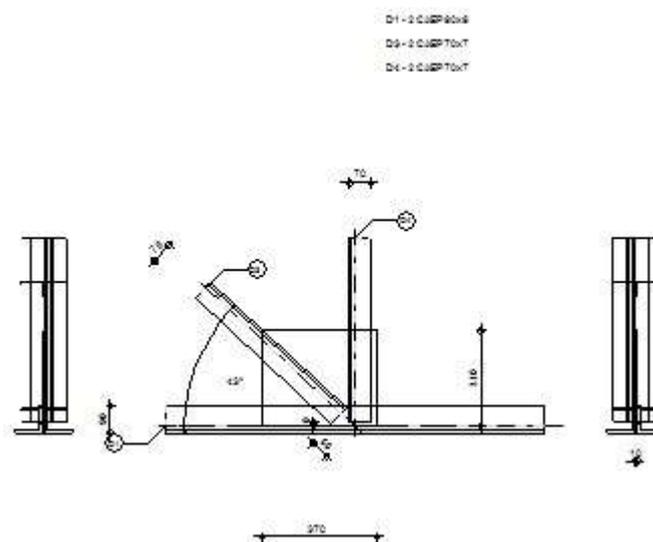
### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 192,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 857,50$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 144,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 4,86  < 144,45$	<b>vérifié</b> (0,03)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,84
--	-------	------

## VI.2.2 / Assemblage noeud ferme :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'assemblage au gousset</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



### Général

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage: Gousset - noeud membrure de treillis  
 Noeud de la structure: 27  
 Barres de la structure: 82, 82, 17, 36,

### Géométrie

#### Barres

	Barre 1-2	Barre 3	Barre 4	
<b>Barre N°:</b>	82	17	36	
<b>Profilé:</b>	2 CAEP 90x9	2 CAEP 70x7	2 CAEP 70x7	
h	90	70	70	mm
b <sub>f</sub>	90	70	70	mm
t <sub>w</sub>	9	7	7	mm
t <sub>f</sub>	9	7	7	mm
r	11	9	9	mm
A	3104,00	1880,00	1880,00	mm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>	ACIER E24	ACIER E24	ACIER E24	
f <sub>y</sub>	235,00	235,00	235,00	MPa
f <sub>u</sub>	365,00	365,00	365,00	MPa
<b>Angle</b>	α	43,0	90,0	Deg
<b>Longueur</b>	l	1,24	12,00	m

## Soudures

### Soudures des barres

#### Barre 1-2

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	41	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

#### Barre 3

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	41	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

#### Barre 4

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	41	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

## Gousset

$l_p =$	370	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	310	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Épaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(-115;155)

$e_v =$	0	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	30	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_0 =$	0	[mm]	Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER

$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance
---------	--------	-------	------------

## Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## Efforts

Cas: 5: COMB3 1\*1.00+2\*1.50

$N_{b1,Ed} =$	-6,91	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	-80,79	[kN]	Effort axial
$N_{b3,Ed} =$	-101,14	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	69,57	[kN]	Effort axial

## Résultats

### Barre 1-2

#### Vérification des soudures

$e =$	8	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons
$M_0 =$	0,28	$\frac{[kN \cdot m]}{m}$	Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot e$
$A_w =$	692,01	[mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures
$I_0 =$	1642776,17	[mm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie polaire des soudures

$e =$	8 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\tau_N =$	53,38 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	10,06 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	12,96 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	64,75 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{w,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{w,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	64,75 < 198,34	<b>vérifié</b>	(0,33)

### Résistance de la section

$A =$	1552,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	364,72 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	36,94  < 364,72	<b>vérifié</b>	(0,10)

## Barre 3

### Vérification des soudures

$e =$	5 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	-0,26 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \cdot e$
$A_w =$	632,89 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	1185239,81 [mm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	-79,90 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b3,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} =$	-10,11 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz} =$	-15,76 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x / I_0$
$\tau =$	91,38 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{w,d} =$	198,34 [MPa]		$f_{w,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$	91,38 < 198,34	<b>vérifié</b>	(0,46)

### Résistance de la section

$A =$	940,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	
$N_{plRd} =$	220,90 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	-50,57  < 220,90	<b>vérifié</b>	(0,23)

## Barre 4

### Vérification des soudures

$e =$	5 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0,18 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \cdot e$
$A_w =$	632,89 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	1185239,81 [mm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N =$	54,96 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_N = 0.5 \cdot N_{b4,Ed} / A_s$

e =	5 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\tau_{Mx}$	6,95 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx}=M_0 \cdot z / I_0$
$\tau_{Mz}$	10,84 [MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\tau_{Mz}=M_0 \cdot x / I_0$
$\tau$	62,86 [MPa]	Contrainte résultante	$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$
$\beta_w$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{w,d}$	198,34 [MPa]		$f_{w,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		62,86 < 198,34	<b>vérifié</b> (0,32)

### Résistance de la section

A =	940,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section	
$N_{plRd}$	220,90 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$		34,79  < 220,90	<b>vérifié</b> (0,16)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,46

### VI.2.3 / Assemblage pied de poteau :



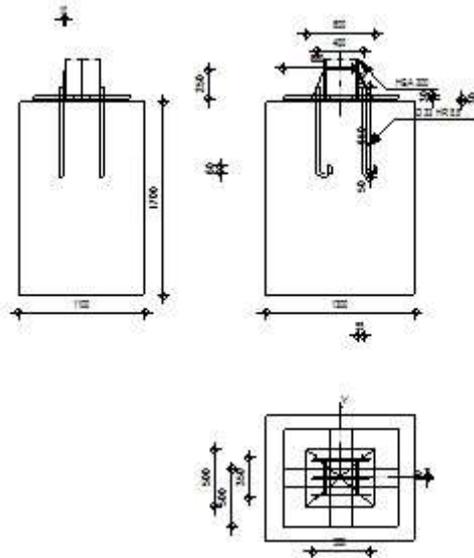
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
**0,91**



## GENERAL

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure: 9  
 Barres de la structure: 6

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 300  
 Barre N°: 6  
 $L_c = 7,50$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 11253,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 182635000,00$  [mm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 500$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER  
 $f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 365,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} = 640,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} = 900,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d = 33$ [mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 694,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 855,30$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$n_H = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_V = 2$	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 400$ [mm]	
Entraxe $e_{Vi} = 350$ [mm]	

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
$L_2 = 650$ [mm]
$L_3 = 100$ [mm]
$L_4 = 60$ [mm]

### Platine

$l_{wd} = 600$ [mm]	Longueur
$b_{wd} = 500$ [mm]	Largeur
$t_{wd} = 30$ [mm]	Epaisseur

### RAIDISSEUR

$l_s = 500$ [mm]	Longueur
$h_s = 250$ [mm]	Hauteur
$t_s = 10$ [mm]	Epaisseur

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C = 1,50$	Coefficient de sécurité partiel

### SEMELLE ISOLEE

$L = 1300$ [mm]	Longueur de la semelle
$B = 1100$ [mm]	Largeur de la semelle
$H = 1700$ [mm]	Hauteur de la semelle

### Béton

Classe	BETON25
$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

### Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### SOUDURES

$a_p = 5$ [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_s = 5$ [mm]	Raidisseurs

### EFFORTS

---

Cas: 5: COMB3 1\*1.00+2\*1.50

$N_{j,Ed} = 86,84$  [kN] Effort axial  
 $V_{j,Ed,z} = -50,22$  [kN] Effort tranchant  
 $M_{j,Ed,y} = 108,90$  [kN\*m] Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]  
 $f_j = 24,26$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]  
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$   
 $c = 54$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]  
 $b_{eff} = 122$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]  
 $l_{eff} = 408$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]  
 $A_{c0} = 49679,68$  [mm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $A_{c1} = 402000,09$  [mm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$   
 $F_{rd,u} = 2355,33$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]  
 $\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]  
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$   
 $f_{jd} = 31,61$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]  
 $A_{c,y} = 87847,09$  [mm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]  
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$   
 $F_{c,Rd,y} = 2776,57$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2,00$  Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]  
 $W_{pl,y} = 3048020,00$  [mm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]  
 $M_{c,Rd,y} = 716,28$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]  
 $h_{f,y} = 367$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]  
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$   
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1953,51$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$   
 $F_{c,Rd,y} = 1953,51$  [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

### ZONE TENDUE

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 694,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]  
 $f_{ub} = 900,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]  
 $\beta = 0,85$  Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]  
 $F_{t,Rd,s1} = \beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$   
 $F_{t,Rd,s1} = 382,26$  [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]  
 $F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$   
 $F_{t,Rd,s} = 382,26$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]  
 $f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$

$f_{ctd} = 1,20$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,99$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,67$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 650$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 179,67$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$	
$F_{t,Rd} = 179,67$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 104$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 160$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 17$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 5,48$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 8,45$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 1328,89$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 494,95$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 359,35$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 359,35$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 718,69$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 359,35$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

## CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,12 < 1,00$	vérifié	(0,12)
$e_y = 1254$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 183$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 200$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 120,18$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,91 < 1,00$	vérifié	(0,91)

## CISAILLEMENT

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,95$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,95$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 688,29$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{sb} = 694,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 900,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]

$\alpha_b =$	0,25	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{sb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	123,92 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	0,00 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} =$	0,00 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} =$	495,68 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,10 < 1,00	vérifié (0,10)

## CONTROLE DES RAIDISSEURS

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$M_1 =$	5,97 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	108,54 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	64 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	45236716,20 [mm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,48 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	28,51 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	43,41 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	75,33 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,32 < 1,00	vérifié (0,32)

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	5,97 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	108,54 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	58 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	47219692,03 [mm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	3,60 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	28,00 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	43,41 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	75,28 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,32 < 1,00	vérifié (0,32)

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	30,44 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	30,44 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-3,41 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,12 < 1,00	vérifié (0,12)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,18 < 1,00	vérifié (0,18)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 * (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,16 < 1,00	vérifié (0,16)

## SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	40,52	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	40,52	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	43,41	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	110,56	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,32 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,32)

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	43,41	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,22 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,22)

## SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	73,09	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	73,09	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	54,61	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	174,12	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,51 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,51)

### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	73,09	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	73,09	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	55,46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	174,93	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,51 < 1,00 <span style="color: green;">vérifié</span> (0,51)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	122	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	408	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	27	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	104	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$m =$	17	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	265	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	341	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,63		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	34787,18	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	9083,03	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

$\lambda_{0,y} =$  0,63 Elancement du poteau

[5.2.2.5.(2)]

### **COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

### **REMARQUES**

---

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

50 [mm] < 99 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

60 [mm] < 165 [mm]

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible.

15 [mm] < 50 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,91

# CHAPITRE VII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

# ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## INTRODUCTION

Les fondations sont la base de l'ouvrage en contact direct avec le sol qui assure le cheminement des efforts provenant des éléments de la superstructure verticaux et horizontaux vers l'assise d'un bon sol.

Le dimensionnement des fondations est conditionné par les spécifications du site d'implantation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Béton de propreté dosé à  $150 \text{ kg/cm}^3$  ;

Béton pour semelle dosé à  $350 \text{ kg/cm}^3$  ;

Contrainte de compression admissible de béton :  $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

- Poids volumique =  $2500 \text{ (kg/m}^3)$
- Aciers longitudinaux : type HA  $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$
- Aciers transversaux : type HA  $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$
- La contrainte admissible de compression du sol site 3 (sol meuble) : ;
- La profondeur d'ancrage :  $D = 1,8 \text{ m}$ .

## VII. 1. Calcul des fondations sous poteaux

Pour le calcul, on considère les deux états limites (ELU .ELS) .

L'état limite ultime sera considéré pour les deux types de situation (Durable et accidentelle) (RPA 99(Version 2003) .ART.10.1.1.4).

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient, Homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont des HEA 300, donc les semelles sont rectangulaires (A x B) type semelles isolées.

**a et b** : dimensions du poteau considéré

**A et B** : dimensions de la semelle.

**h = d + e** : avec épaisseur d'enrobage  $e = 5 \text{ .cm}$

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right.$$

**Critère de non poinçonnement:**

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ : Situation accidentelle.

$\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$ : Situation durable.

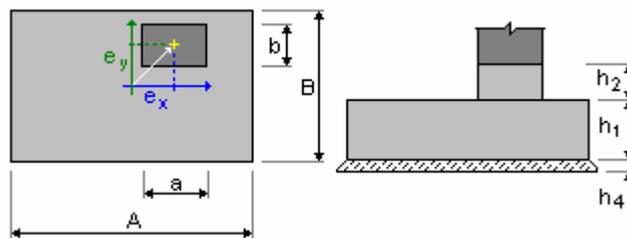
$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

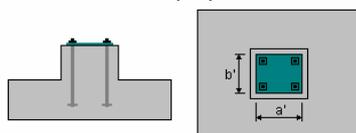
### VII.1.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton :  $f_{c28} = 25,00$  (MPa)  
Poids volumique = 2500 (kG/m<sup>3</sup>)
- Aciers longitudinaux : type HA  $f_e = 400,00$  (MPa)
- Aciers transversaux : type HA  $f_e = 400,00$  (MPa)

### VII.1.2 Géométrie :



A	= 2,40 (m)	a	= 1,10 (m)
B	= 2,00 (m)	b	= 1,30 (m)
h1	= 0,75 (m)	e <sub>x</sub>	= 0,00 (m)
h2	= 0,95 (m)	e <sub>y</sub>	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 30,0 (cm)
b'	= 30,0 (cm)
c	= 5,0 (cm)

### VII.1.3 Hypothèses de calcul :

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Condition de non-fragilité
- Forme de la semelle : libre

### VII.1.4 Chargements :

#### 2.4.1 Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)		
EFF/1=1*1.33		de calcul----	42,49	6,21	0,01	-0,03	15,05	
EFF/2=1*1.00		de calcul----	31,87	4,66	0,01	-0,02	11,28	
EFF/3=1*1.33 + 2*1.50		de calcul----	20,91	18,15	0,01	-0,01	42,90	
EFF/4=1*1.33 + 3*1.50		de calcul----	42,03	14,66	0,01	-0,03	42,08	
EFF/5=1*1.33 + 4*1.50		de calcul----	14,70	-10,16	0,00	-0,01	-27,31	
EFF/6=1*1.33 + 5*1.50		de calcul----	35,81	-13,64	0,01	-0,03	-28,13	
EFF/7=1*1.33 + 6*1.50		de calcul----	19,46	10,21	0,03	-0,17	16,20	
EFF/8=1*1.33 + 7*1.50		de calcul----	39,68	6,87	0,03	-0,18	15,41	
EFF/9=1*1.00 + 2*1.50		de calcul----	10,29	16,59	0,00	-0,00	39,14	
EFF/10=1*1.00 + 3*1.50		de calcul----	31,41	13,11	0,01	-0,02	38,32	
EFF/11=1*1.00 + 4*1.50		de calcul----	4,07	-11,71	0,00	-0,00	-31,07	
EFF/12=1*1.00 + 5*1.50		de calcul----	25,19	-15,19	0,00	-0,02	-31,89	
EFF/13=1*1.00 + 6*1.50		de calcul----	8,83	8,66	0,02	-0,16	12,44	
EFF/14=1*1.00 + 7*1.50		de calcul----	29,05	5,32	0,03	-0,18	11,65	
EFF/15=1*1.33 + 8*1.50		de calcul----	73,52	11,26	0,01	-0,04	27,04	
EFF/16=1*1.00 + 8*1.50		de calcul----	62,90	9,71	0,01	-0,04	23,28	
EFF/17=1*1.33 + 2*1.42 + 8*0.71		de calcul----		36,76	19,87	0,01	-0,02	47,02
EFF/18=1*1.33 + 3*1.42 + 8*0.71		de calcul----		56,70	16,58	0,01	-0,03	46,24
EFF/19=1*1.33 + 4*1.42 + 8*0.71		de calcul----		30,89	-6,86	0,00	-0,02	-19,29
EFF/20=1*1.33 + 5*1.42 + 8*0.71		de calcul----		50,83	-10,15	0,01	-0,03	-20,06
EFF/21=1*1.33 + 6*1.42 + 8*0.71		de calcul----		35,39	12,37	0,03	-0,17	21,80
EFF/22=1*1.33 + 7*1.42 + 8*0.71		de calcul----		54,48	9,22	0,03	-0,18	21,05
EFF/23=1*1.00 + 2*1.42 + 8*0.71		de calcul----		26,14	18,32	0,00	-0,01	43,26
EFF/24=1*1.00 + 3*1.42 + 8*0.71		de calcul----		46,08	15,03	0,01	-0,03	42,48
EFF/25=1*1.00 + 4*1.42 + 8*0.71		de calcul----		20,27	-8,41	0,00	-0,01	-23,05
EFF/26=1*1.00 + 5*1.42 + 8*0.71		de calcul----		40,21	-11,70	0,01	-0,03	-23,82
EFF/27=1*1.00 + 6*1.42 + 8*0.71		de calcul----		24,77	10,82	0,02	-0,16	18,04
EFF/28=1*1.00 + 7*1.42 + 8*0.71		de calcul----		43,86	7,67	0,03	-0,18	17,29
EFF/29=1*1.00 + 2*1.75		de calcul----	6,69	18,58	0,00	-0,00	43,79	
EFF/30=1*1.00 + 3*1.75		de calcul----	31,33	14,52	0,01	-0,02	42,83	
EFF/31=1*1.00 + 4*1.75		de calcul----	-0,56	-14,43	0,00	-0,00	-38,13	
EFF/32=1*1.00 + 5*1.75		de calcul----	24,08	-18,50	0,00	-0,02	-39,09	
EFF/33=1*1.00 + 6*1.75		de calcul----	4,99	9,33	0,03	-0,19	12,63	
EFF/34=1*1.00 + 7*1.75		de calcul----	28,58	5,43	0,03	-0,20	11,71	
EFF/35=1*1.00 + 8*1.67		de calcul----	66,35	10,27	0,01	-0,04	24,62	
EFF/36=1*1.00 + 2*1.75 + 8*0.83		de calcul----		23,93	21,39	0,00	-0,01	50,45
EFF/37=1*1.00 + 3*1.75 + 8*0.83		de calcul----		48,57	17,33	0,01	-0,03	49,50
EFF/38=1*1.00 + 4*1.75 + 8*0.83		de calcul----		16,68	-11,63	0,00	-0,01	-31,46
EFF/39=1*1.00 + 5*1.75 + 8*0.83		de calcul----		41,32	-15,69	0,01	-0,03	-32,42
EFF/40=1*1.00 + 6*1.75 + 8*0.83		de calcul----		22,23	12,13	0,03	-0,20	19,29
EFF/41=1*1.00 + 7*1.75 + 8*0.83		de calcul----		45,82	8,24	0,03	-0,21	18,37
DEP/1=1*1.00		de calcul----	31,87	4,66	0,01	-0,02	11,28	
DEP/2=1*1.00 + 2*1.00		de calcul----	17,48	12,61	0,00	-0,01	29,86	
DEP/3=1*1.00 + 3*1.00		de calcul----	31,56	10,29	0,01	-0,02	29,31	
DEP/4=1*1.00 + 4*1.00		de calcul----	13,34	-6,25	0,00	-0,01	-16,95	
DEP/5=1*1.00 + 5*1.00		de calcul----	27,42	-8,58	0,00	-0,02	-17,50	
DEP/6=1*1.00 + 6*1.00		de calcul----	16,51	7,32	0,02	-0,12	12,05	
DEP/7=1*1.00 + 7*1.00		de calcul----	29,99	5,10	0,02	-0,13	11,53	
DEP/8=1*1.00 + 8*1.00		de calcul----	52,55	8,02	0,01	-0,03	19,28	
DEP/9=1*1.00 + 2*1.00 + 8*0.50		de calcul----		27,83	14,30	0,01	-0,02	33,86
DEP/10=1*1.00 + 3*1.00 + 8*0.50		de calcul----		41,90	11,98	0,01	-0,02	33,31
DEP/11=1*1.00 + 4*1.00 + 8*0.50		de calcul----		23,68	-4,57	0,00	-0,02	-12,95

DEP/12=1*1.00 + 5*1.00 + 8*0.50 de calcul----	37,76	-6,89	0,01	-0,02	-13,50
DEP/13=1*1.00 + 6*1.00 + 8*0.50 de calcul----	26,86	9,01	0,02	-0,12	16,05
DEP/14=1*1.00 + 7*1.00 + 8*0.50 de calcul----	40,33	6,78	0,02	-0,13	15,52

### VII.1.5 Sol :

Contraintes dans le sol :  $\sigma_{ELU} = 0.23$  (MPa)  $\sigma_{ELS} = 0.15$  (MPa)

Niveau du sol :  $N_1 = 0,00$  (m)

Niveau maximum de la semelle :  $N_a = 0,00$  (m)

Niveau du fond de fouille :  $N_f = -1,80$  (m)

Niveau de la nappe phréatique :  $N_{max.} = -1,00$  (m)  $N_{min.} = 0,00$  (m)

### Sables et graves compacts :

- Niveau du sol : 0.00 (m)
- Poids volumique: 1937.46 (kG/m<sup>3</sup>)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m<sup>3</sup>)
- Angle de frottement interne : 35.0 (Deg)
- Cohésion : 0.00 (MPa)

### VII.1.6 Résultats des calculs :

#### Ferrailage théorique des Semelles isolée :

##### Aciers inférieurs :

ELU : EFF/37=1\*1.00 + 3\*1.75 + 8\*0.83 N=48,57 Mx=-0,03 My=49,50 Fx=17,33 Fy=0,01  
My = 26,49 (kN\*m)  $A_{Sx} = 7,59$  (cm<sup>2</sup>/m)

ELU : EFF/15=1\*1.33 + 8\*1.50 N=73,52 Mx=-0,04 My=27,04 Fx=11,26 Fy=0,01  
Mx = 4,65 (kN\*m)  $A_{Sy} = 7,59$  (cm<sup>2</sup>/m)

$A_S min = 6,90$  (cm<sup>2</sup>/m)

##### Aciers supérieurs :

$A'_{sx} = 0,00$  (cm<sup>2</sup>/m)

$A'_{sy} = 0,00$  (cm<sup>2</sup>/m)

$A_S min = 0,00$  (cm<sup>2</sup>/m)

##### **Fût :**

Aciers longitudinaux  $A = 39,65$  (cm<sup>2</sup>)  $A_{min.} = 28,60$  (cm<sup>2</sup>)

$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$

$A_{sx} = 13,27$  (cm<sup>2</sup>)  $A_{sy} = 6,55$  (cm<sup>2</sup>)



## Soulèvement ELS

Combinaison défavorable : ELS :  $DEP/13=1*1.00 + 6*1.00 + 8*0.50$

$N=26,86$   $M_x=-0,12$   $M_y=16,05$   $F_x=9,01$   $F_y=0,02$

Coefficients de chargement:  $1.00 * \text{poids de la fondation}$   
 $1.00 * \text{poids du sol}$   
 $1.00 * \text{poussée d'Archimède}$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:  $Gr = 113,01$  (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 139,86$  (kN)  $M_x = -0,15$  (kN\*m)  $M_y = 31,37$  (kN\*m)

Surface de contact  $s = 100,00$  (%)

$s_{lim} = 100,00$  (%)

## **Glissement :**

Combinaison dimensionnante ELU :  $EFF/36=1*1.00 + 2*1.75 + 8*0.83$

$N=23,93$   $M_x=-0,01$   $M_y=50,45$   $F_x=21,39$   $F_y=0,00$

Coefficients de chargement:  $1.00 * \text{poids de la fondation}$   
 $1.00 * \text{poids du sol}$   
 $1.05 * \text{poussée d'Archimède}$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:  $Gr = 110,50$  (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 134,44$  (kN)  $M_x = -0,02$  (kN\*m)  $M_y = 86,82$  (kN\*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:  $A = 2,50$  (m)  $B = 2,00$  (m)

Surface du glissement:  $3,63$  (m<sup>2</sup>)

Cohésion :  $C = 0.00$  (MPa)

Coefficient de frottement fondation - sol:  $tg(\phi) = 0,70$

Valeur de la force de glissement  $F = 21,39$  (kN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol:  $F(\text{stab}) = 67,22$  (kN)

Stabilité au glissement :  $3.142 > 1$

## **Renversement :**

### Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante ELU :  $EFF/31=1*1.00 + 4*1.75$

$N=-0,56$   $M_x=-0,00$   $M_y=-38,13$   $F_x=-14,43$   $F_y=0,00$

Coefficients de chargement:  $1.00 * \text{poids de la fondation}$   
 $1.00 * \text{poids du sol}$   
 $1.05 * \text{poussée d'Archimède}$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:  $Gr = 110,50$  (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 109,95$  (kN)  $M_x = -0,00$  (kN\*m)  $M_y = -62,67$  (kN\*m)

Moment stabilisateur :  $M_{stab} = 110,50$  (kN\*m)

Moment de renversement :  $M_{renv} = 0,56$  (kN\*m)

Stabilité au renversement :  $197.1 > 1$

### Autour de l'axe OY

Combinaison défavorable : ELU :  $EFF/36=1*1.00 + 2*1.75 + 8*0.83$

$N=23,93$   $M_x=-0,01$   $M_y=50,45$   $F_x=21,39$   $F_y=0,00$

Coefficients de chargement: 1.00 \* poids de la fondation  
1.00 \* poids du sol  
1.05 \* poussée d'Archimède

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:  $Gr = 110,50$  (kN)

Charge dimensionnante:

$N_r = 134,44$  (kN)  $M_x = -0,02$  (kN\*m)  $M_y = 86,82$  (kN\*m)

Moment stabilisateur :  $M_{stab} = 168,04$  (kN\*m)

Moment de renversement :  $M_{renv} = 86,82$  (kN\*m)

Stabilité au renversement :  $1.936 > 1$

### **Cisaillement :**

Combinaison dimensionnante ELU :  $EFF/36=1*1.00 + 2*1.75 + 8*0.83$

$N=23,93$   $M_x=-0,01$   $M_y=50,45$   $F_x=21,39$   $F_y=0,00$

Coefficients de chargement: 1.00 \* poids de la fondation  
1.00 \* poids du sol  
1.35 \* poussée d'Archimède

Charge dimensionnante:

$N_r = 119,41$  (kN)  $M_x = -0,02$  (kN\*m)  $M_y = 86,82$  (kN\*m)

Longueur du périmètre critique :  $2,00$  (m)

Effort tranchant :  $12,69$  (kN)

Hauteur efficace de la section  $heff = 0,69$  (m)

Surface de cisaillement:  $A = 1,38$  (m<sup>2</sup>)

Contrainte de cisaillement :  $0,01$  (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible :  $1,17$  (MPa)

Coefficient de sécurité :  $126.9 > 1$

### **Condition de fragilité :**

$$\text{Min } A_A^S = 0.23 \times \frac{f_{28}}{f_e} \times A \times h$$

### **Dispositions constructives :**

Les armatures seront munies des crochets si :

$$l_s > \frac{B}{4} \text{ sens } B \quad \text{et} \quad l_s > \frac{A}{4} \text{ sens } A$$

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ti}}$$

$$\psi_s = 1.5 \Rightarrow HA$$

$l_s$ : Longueur de scellement

## CONCLUSION GENERALE

*Le mémoire du projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur qui doit concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.*

*Tout fois ce projet nous a appris à appliquer les différents nouveaux règlements, tels que le : (CCM97 ; Euro Code 03, RNV99/2013, RPA99/2003).*

*Ce projet de fin d'études nous a permis de mieux connaître les structures réalisées en charpente métallique et nous sommes parvenues à ressortir un certain nombre de conclusions dont les plus pertinentes sont :*

- *Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.*
- *Les calculs de pré-dimensionnement 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 des contreventements horizontaux et verticaux et les stabilités jouent un rôle très important dans le comportement global de la structure.*

- *L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ,nous a permis de faire un calcul bidimensionnel et tridimensionnel, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.*
- *Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.*

*Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, Ce projet de fin d'études nous a permis surtout d'appliquer nos connaissances acquises dans le calcul des constructions métalliques sur un projet réel.*

## REFERENCES 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 pour l'étude de pré- dimensionnement des éléments, contreventement et les assemblages .*
- ✓ *calcul pratique des structures métallique , livre du centre national de recherche appliquée en génie parasismique CGS.*
- ✓ *Conception et calcul des structures métalliques. (Jean MOREL)*
- ✓ *Les Thèses de fin d'études.*

## ANNEXE 1

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

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

**ANNEXE 2 :**

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

*Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent*

Zone	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

*Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence*

Catégories de terrain	$K_r$	$z_0$ (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 tous obstacles.	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 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
<b>IV</b> Zones 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

*Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain*

**ANNEXE 3 :**

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

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_t(z) = 1$

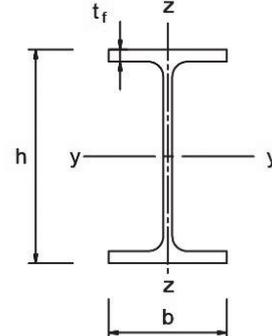
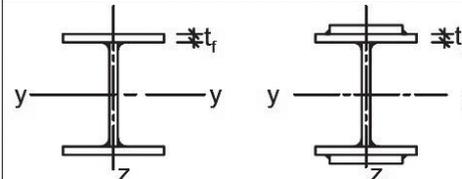
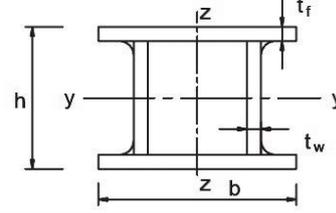
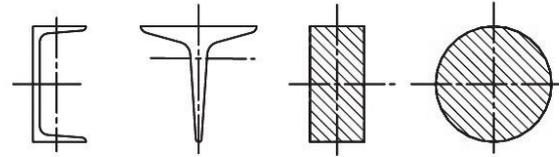
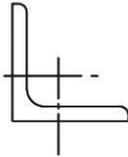
## ANNEXE 4 :

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	

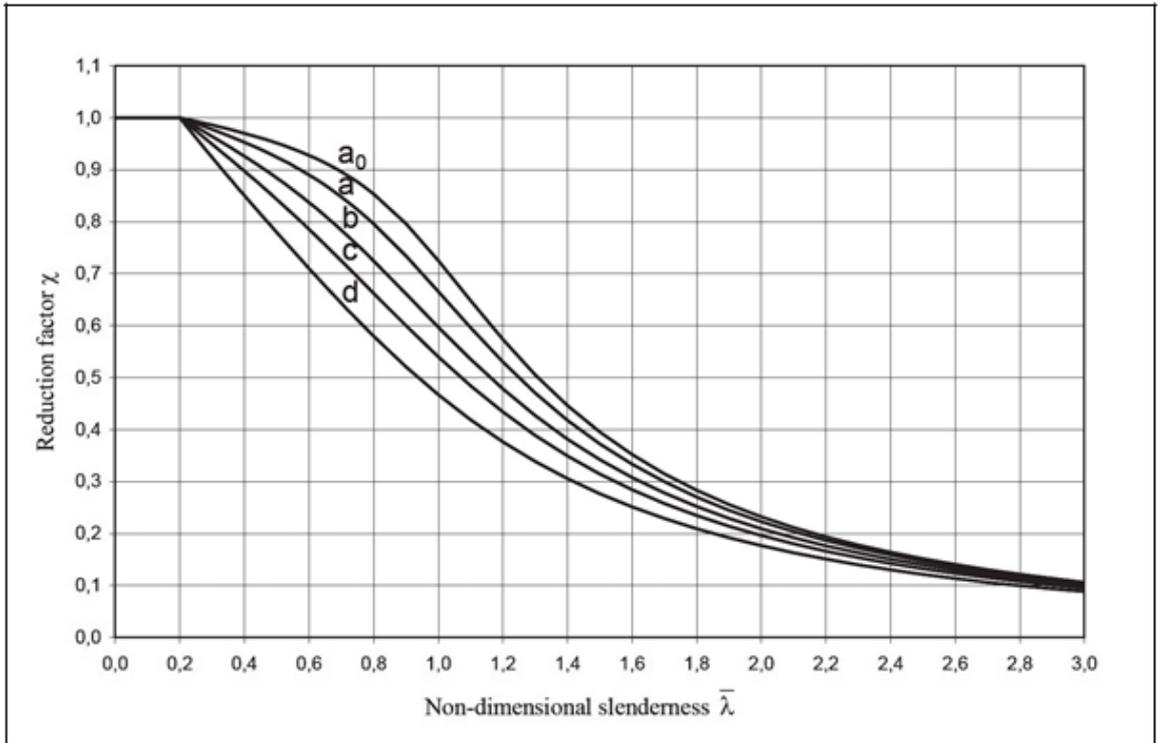
Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-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	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

**ANNEXE 5 :**

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<p>Rolled sections</p> 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
			z-z	b
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	b
			z-z	c
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	
		z-z	c	
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d	
		z-z	d	
<p>Welded I-sections</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	c	
<p>Hollow sections</p> 	hot finished	any	a	
	cold formed	any	c	
<p>Welded box sections</p> 	generally (except as below)	any	b	
	thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	
<p>U-, T- and solid sections</p> 		any	c	
<p>L-sections</p> 		any	b	

*Courbe de flambement en fonction des diverses sections des profilés.*



**Coefficient réducteur  $\chi$  en fonction de l'élanement réduit  $\lambda$  (équivalent à la fig. 8.10.)**

$\lambda$	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1315	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

## ANNEXE 6 :

### Boulons ordinaires – Géométrie et conditions de pince

#### Caractéristiques géométriques des boulons

	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d</b>	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub></b>	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A</b>	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
<b>A<sub>s</sub></b>	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
<b>d<sub>m</sub></b>	18,3	20,5	23,7	24,6	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6

**d**: Diamètre de la partie non filetée de la vis (mm)  
**d<sub>0</sub>**: Diamètre nominal du trou (mm)  
**A**: Section nominale du boulon (mm<sup>2</sup>)  
**A<sub>s</sub>**: Section résistante de la partie filetée (mm<sup>2</sup>)  
**d<sub>m</sub>**: Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon (mm)

#### Conditions de pince

	Minimum	Maximum <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025 à l'exception des aciers conformes à l'EN 10025-5		Structures réalisées en aciers conformes à l'EN 10025-5
		Acier exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier non exposé aux intempéries ou autres influences corrosives	Acier utilisé sans protection
<b>e<sub>1</sub></b>	1,2.d <sub>0</sub>	4t + 40 mm		Max (8t ou 125 mm)
<b>e<sub>2</sub></b>	1,2.d <sub>0</sub>	4t + 40 mm		Max (8t ou 125 mm)
<b>e<sub>3</sub></b>	1,5.d <sub>0</sub> <sup>4)</sup>			
<b>e<sub>4</sub></b>	1,5.d <sub>0</sub> <sup>4)</sup>			
<b>p<sub>1</sub></b>	2,2.d <sub>0</sub>	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t <sub>min</sub> ou 175 mm)
<b>p<sub>1,i</sub></b>	-	Min (14t ou 200 mm)		
<b>p<sub>1,0</sub></b>	-	Min (28t ou 400 mm)		
<b>p<sub>2</sub></b>	2,4.d <sub>0</sub> <sup>5)</sup>	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t ou 200 mm)	Min (14t <sub>min</sub> ou 175 mm)

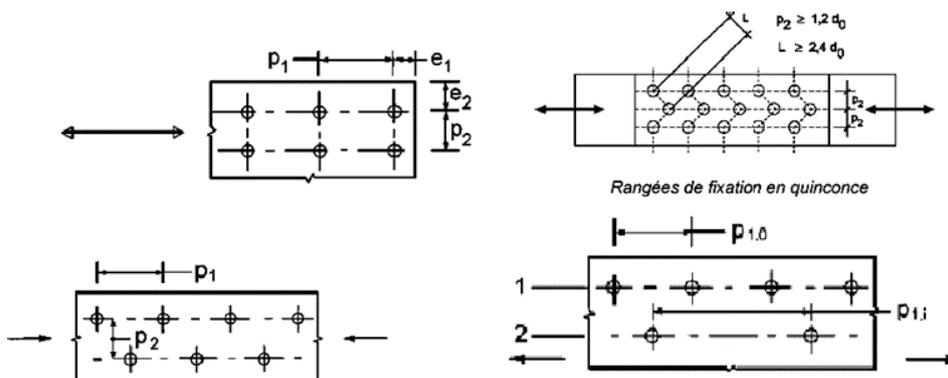
<sup>1)</sup> Il n'y a pas de valeurs maximales d'entraxe, de pinces longitudinale et transversale, sauf dans les cas suivants :  
 . pour les barres comprimées afin d'éviter le voilement local et prévenir la corrosion dans les barres exposées et ;  
 . pour les barres tendues exposées afin de prévenir la corrosion.

<sup>2)</sup> Il convient de calculer la résistance au voilement local de la plaque comprimée entre les fixations conformément à l'EN 1993-1-1 en utilisant 0,6 p. comme longueur de flambement. Il est inutile de vérifier le voilement local entre les fixations si p./t est inférieur à 9ε. Il convient que la pince transversale n'excède pas les exigences concernant le voilement local pour un élément en console dans les barres comprimées, voir l'EN 1993-1-1. La pince longitudinale n'est pas affectée par cette exigence.

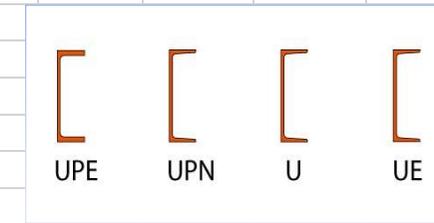
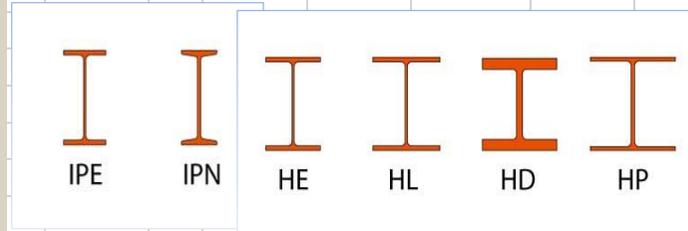
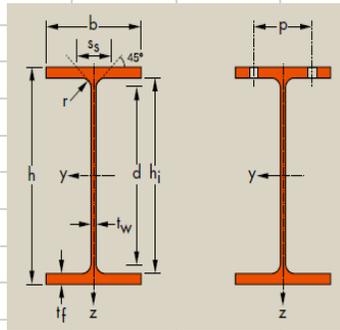
<sup>3)</sup> t est l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

<sup>4)</sup> Les limites dimensionnelles des trous oblongs sont données en 2.8, Normes de Référence : Groupe 7

<sup>5)</sup> Pour les rangées de fixations en quinconce, un écartement minimum entre rangées p<sub>2</sub> = 1,2d<sub>0</sub> peut être utilisé, à condition que la distance minimum, L, entre deux fixations quelconques soit supérieure ou égale à 2,4d<sub>0</sub>, voir Figure 3.1b).



## ANNEXE 7 :

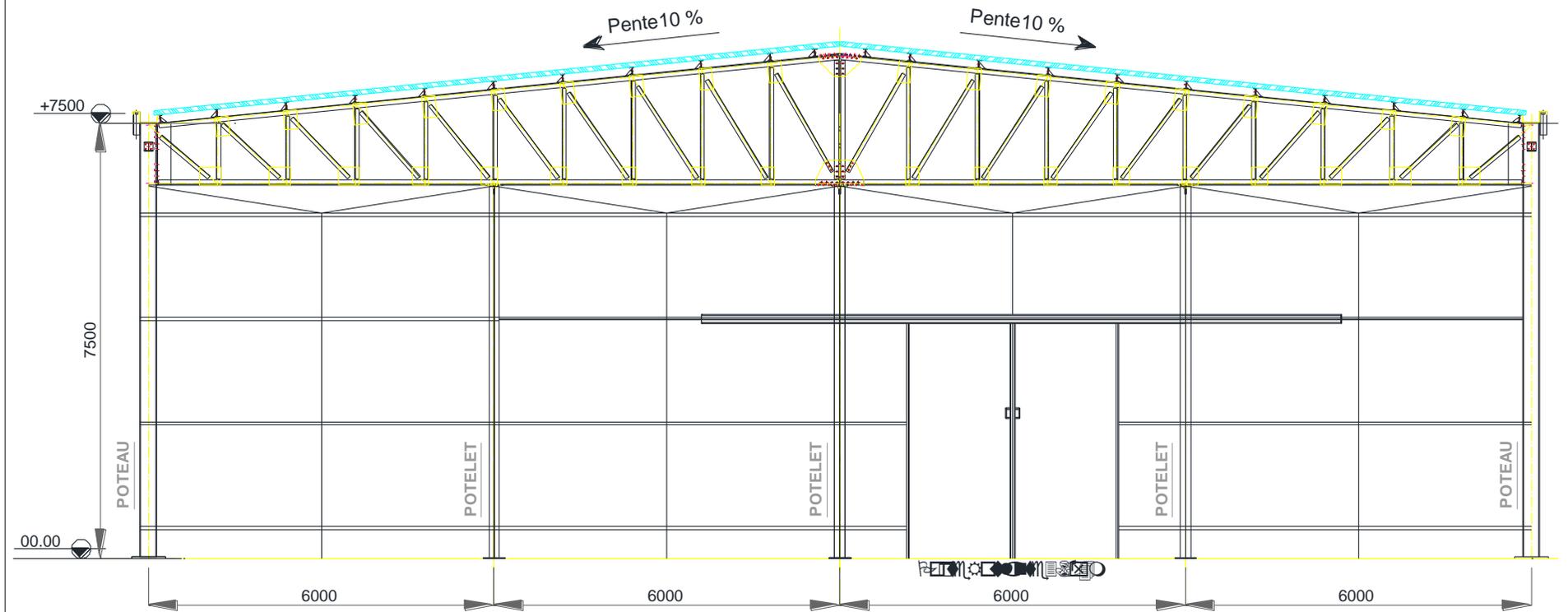


Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm <sup>2</sup> )	Inertie Iy (cm <sup>4</sup> )	Modules de flexion		Rayon de giration iy (cm)	Inertie Iz (cm <sup>4</sup> )	Modules de flexion		Rayon de giration iz (cm)	Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			Wely (cm <sup>3</sup> )	Wply (cm <sup>3</sup> )			Welz (cm <sup>3</sup> )	Wplz (cm <sup>3</sup> )		Ayz (cm <sup>2</sup> )	Azy (cm <sup>2</sup> )
IPE 80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	80,14	20,03	23,22	3,24	8,48	3,69	5,82	1,05	3,58	4,784
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	171	34,2	39,41	4,07	15,92	5,79	9,15	1,24	5,08	6,27
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	317,8	52,96	60,73	4,9	27,67	8,65	13,58	1,45	6,31	8,064
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	541,2	77,32	88,34	5,74	44,92	12,31	19,25	1,65	7,64	10,074
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	869,3	108,7	123,9	6,58	68,31	16,66	26,1	1,84	9,66	12,136
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	1317	146,3	166,4	7,42	100,9	22,16	34,6	2,05	11,25	14,56
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	1943	194,3	220,6	8,26	142,4	28,47	44,61	2,24	14	17
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	2772	252	285,4	9,11	204,9	37,25	58,11	2,48	15,88	20,24
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,12	3892	324,3	366,6	9,97	283,6	47,27	73,92	2,69	19,14	23,52
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,94	5790	428,9	484	11,23	419,9	62,2	96,95	3,02	22,14	27,54
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,81	8356	557,1	628,4	12,46	603,8	80,5	125,2	3,35	25,68	32,1
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	11770	713,1	804,3	13,71	788,1	98,52	153,7	3,55	30,81	36,8
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,73	16270	903,6	1019	14,95	1043	122,8	191,1	3,79	35,14	43,18
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,46	23130	1156	1307	16,55	1318	146,4	229	3,95	42,69	48,6
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,82	33740	1500	1702	18,48	1676	176,4	276,4	4,12	50,85	55,48
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	115,5	48200	1928	2194	20,43	2142	214,2	335,9	4,31	59,87	64
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134,4	67120	2441	2787	22,35	2668	254,1	400,5	4,45	72,34	72,24
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	92080	3069	3512	24,3	3387	307,9	485,6	4,66	83,78	83,6

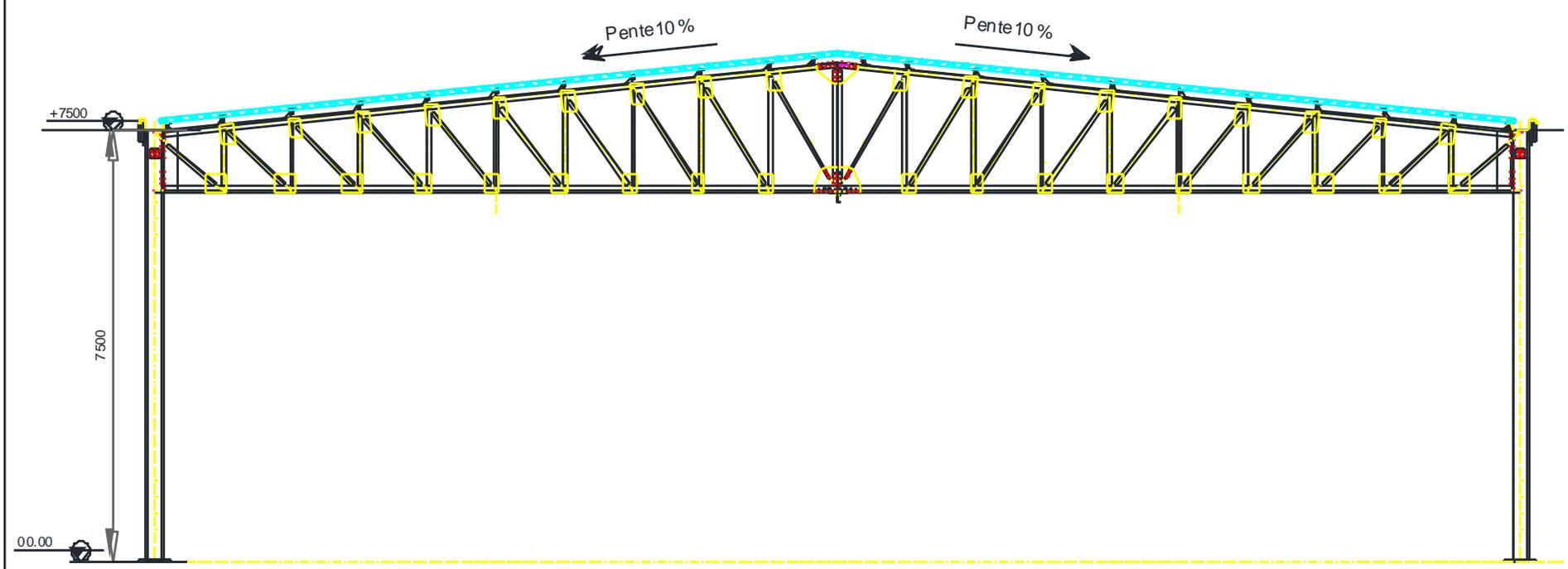
Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm <sup>2</sup> )			I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )		W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
HEA 100	16,7	96	100	5	8	12	21,24	349,2	72,76	83,01	4,06	133,8	26,76	41,14	2,51	7,56	16
HEA 120	19,9	114	120	5	8	12	25,34	606,2	106,3	119,5	4,89	230,9	38,48	58,85	3,02	8,46	19,2
HEA 140	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	1033	155,4	173,5	5,73	389,3	55,62	84,85	3,52	10,12	23,8
HEA 160	30,4	152	160	6	9	15	38,77	1673	220,1	245,1	6,57	615,6	76,95	117,6	3,98	13,21	28,8
HEA 180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,25	2510	293,6	324,9	7,45	924,6	102,7	156,5	4,52	14,47	34,2
HEA 200	42,3	190	200	6,5	10	16	53,83	3692	388,6	429,5	8,28	1336	133,6	203,8	4,98	18,08	40
HEA 220	50,5	210	220	7	11	18	64,34	5410	515,2	568,5	9,17	1955	177,7	270,6	5,51	20,67	48,4
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12	21	76,84	7763	675,1	744,6	10,05	2769	230,7	351,7	6	25,18	57,6
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,82	10450	836,4	919,8	10,97	3668	282,1	430,2	6,5	28,76	65
HEA 280	76,4	270	280	8	13	24	97,26	13670	1013	1112	11,86	4763	340,2	518,1	7	31,74	72,8
HEA 300	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	18260	1260	1383	12,74	6310	420,6	641,2	7,49	37,28	84
HEA 320	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	22930	1479	1628	13,58	6985	465,7	709,7	7,49	41,13	93
HEA 340	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	27690	1678	1850	14,4	7436	495,7	755,9	7,46	44,95	99
HEA 360	112	350	300	10	17,5	27	142,8	33090	1891	2088	15,22	7887	525,8	802,3	7,43	48,96	105
HEA 400	125	390	300	11	19	27	159	45070	2311	2562	16,84	8564	570,9	872,9	7,34	57,33	114
HEA 450	140	440	300	11,5	21	27	178	63720	2896	3216	18,92	9465	631	965,5	7,29	65,78	126
HEA 500	155	490	300	12	23	27	197,5	86970	3550	3949	20,98	10370	691,1	1059	7,24	74,72	138
HEA 550	166	540	300	12,5	24	27	211,8	111900	4146	4622	22,99	10820	721,3	1107	7,15	83,72	144
HEA 600	178	590	300	13	25	27	226,5	141200	4787	5350	24,97	11270	751,4	1156	7,05	93,21	150
HEA 650	190	640	300	13,5	26	27	241,6	175200	5474	6136	26,93	11720	781,6	1205	6,97	103,2	156
HEA 700	204	690	300	14,5	27	27	260,5	215300	6241	7032	28,75	12180	811,9	1257	6,84	117	162
HEA 800	224	790	300	15	28	30	285,8	303400	7682	8699	32,58	12640	842,6	1312	6,65	138,8	168
HEA 900	252	890	300	16	30	30	320,5	422100	9485	10810	36,29	13550	903,2	1414	6,5	163,3	180
HEA 1000	272	990	300	16,5	31	30	346,8	553800	11190	12820	39,96	14000	933,6	1470	6,35	184,6	186

Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm <sup>2</sup> )			I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )		W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	11	106	26,5	31,8	3,1	19,4	6,36	12,1	1,33	5,1	7,2
UPN 100	10,6	80	45	6	8	8	13,5	206	41,2	49	3,91	29,3	8,46	16,2	1,47	6,46	7,2
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	17	364	60,7	72,6	4,62	43,2	11,1	21,2	1,59	8,8	9,9
UPN 140	16	140	60	7	10	10	20,4	605	86,4	103	5,45	62,7	14,8	28,3	1,75	10,41	12
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	24	925	116	138	6,21	85,3	18,3	35,2	1,89	12,6	13,65
UPN 180	22	180	70	8	11	11	28	1350	150	179	6,95	114	22,4	42,9	2,02	15,09	15,4
UPN 200	25,3	180	75	8,5	11,5	11,5	32,2	1910	191	228	7,7	148	27	51,8	2,14	17,71	17,25
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	37,4	2690	245	292	8,48	197	33,6	64,1	2,3	20,62	20
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	42,3	3600	300	358	9,22	248	39,6	75,7	2,42	23,71	22,1
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	48,3	4820	371	442	9,99	317	47,7	91,6	2,56	27,12	25,2
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	53,3	6280	448	532	10,9	399	57,2	109	2,74	29,28	28,5
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	58,8	8030	535	632	11,7	495	67,8	130	2,9	31,77	32
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5	75,8	10870	679	826	12,1	597	80,6	152	2,81	47,11	35
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16	77,3	12840	734	918	12,9	570	75	143	2,72	50,84	32
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16	80,4	15760	829	1014	14	615	78,7	148	2,77	53,23	32,64
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18	91,5	20350	1020	1240	14,9	846	102	190	3,04	58,55	39,6
UAP 80	8,38	80	45	5	8	8	10,67	107,1	26,78	31,87	3,17	21,33	7,38	13,64	1,41	4,51	7,2
UAP 100	10,5	100	50	5,5	8,5	8,5	13,38	209,5	41,9	49,59	3,96	32,83	9,95	18,47	1,57	6,07	8,5
UAP 130	13,7	130	55	6	9,5	9,5	17,5	459,6	70,7	83,51	5,12	51,34	13,78	25,55	1,71	8,52	10,45
UAP 150	17,9	150	65	7	10,25	10,25	22,84	796,1	106,1	125,3	5,9	93,25	20,97	38,78	2,02	11,28	13,325
UAP 175	21,2	175	70	7,5	10,75	10,75	27,06	1270	145,1	171,5	6,85	126,4	25,92	47,47	2,16	13,97	15,05
UAP 200	25,1	200	75	8	11,5	11,5	31,98	1946	194,6	230,1	7,8	169,7	32,13	58,29	2,3	16,97	17,25
UAP 220	28,5	220	80	8	12,5	12,5	36,27	2710	246,4	289,9	8,64	222,3	39,68	72,56	2,48	18,83	20
UAP 250	34,4	250	85	9	13,5	13,5	43,8	4136	330,9	391,8	9,72	295,4	48,87	87,65	2,6	23,89	22,95
UAP 300	46	300	100	9,5	16	16	58,56	8170	544,7	639,3	11,81	562,1	79,88	145,8	3,1	30,64	32

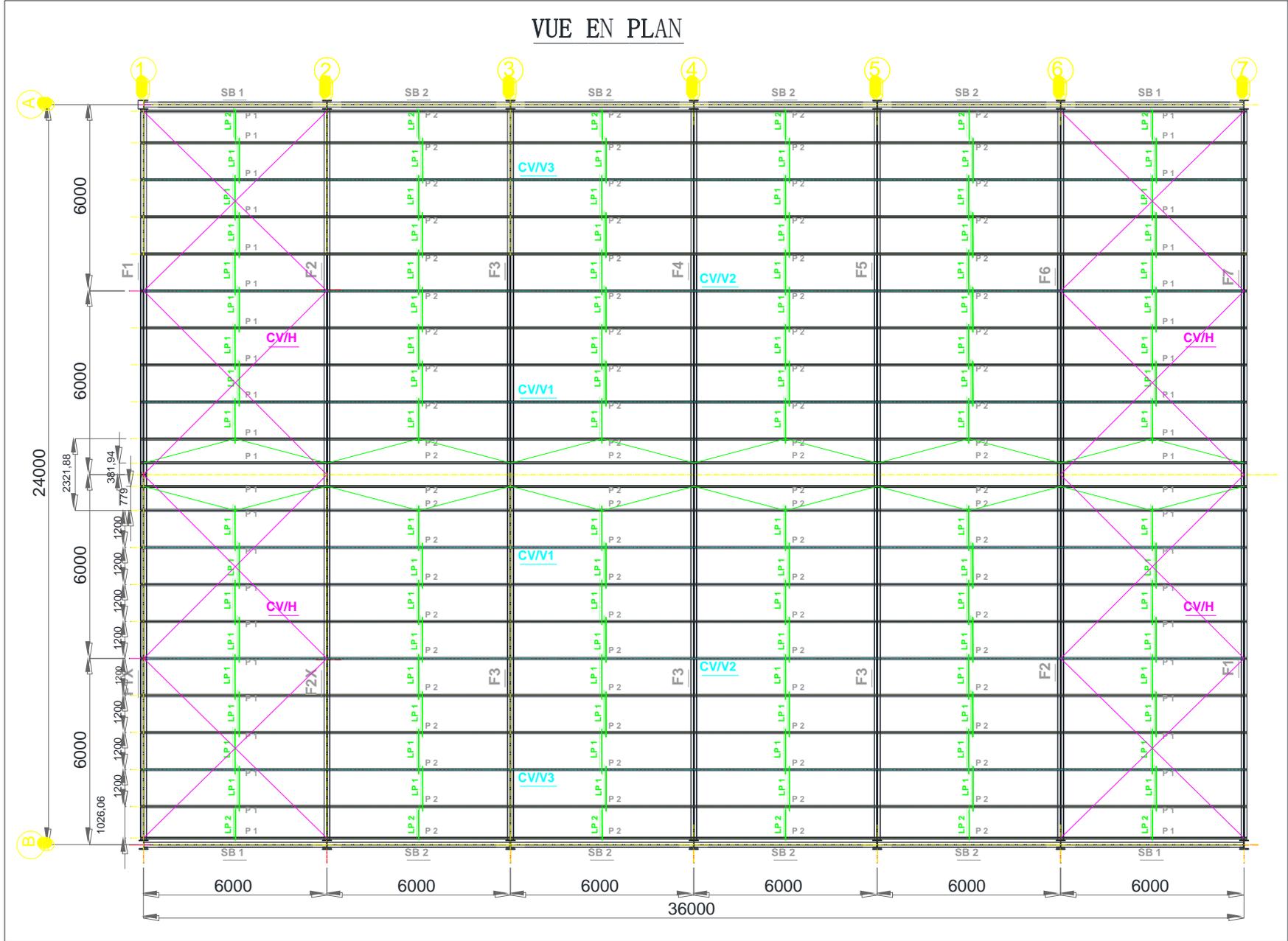
# PIGNON AXE "1 & 7"



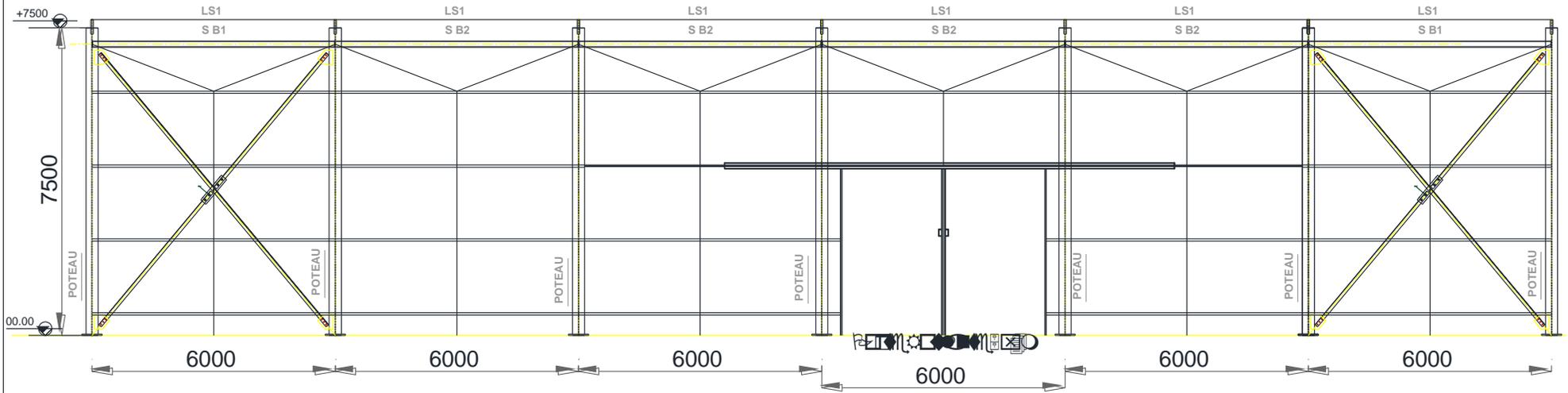
# PIGNON AXE "2-6"



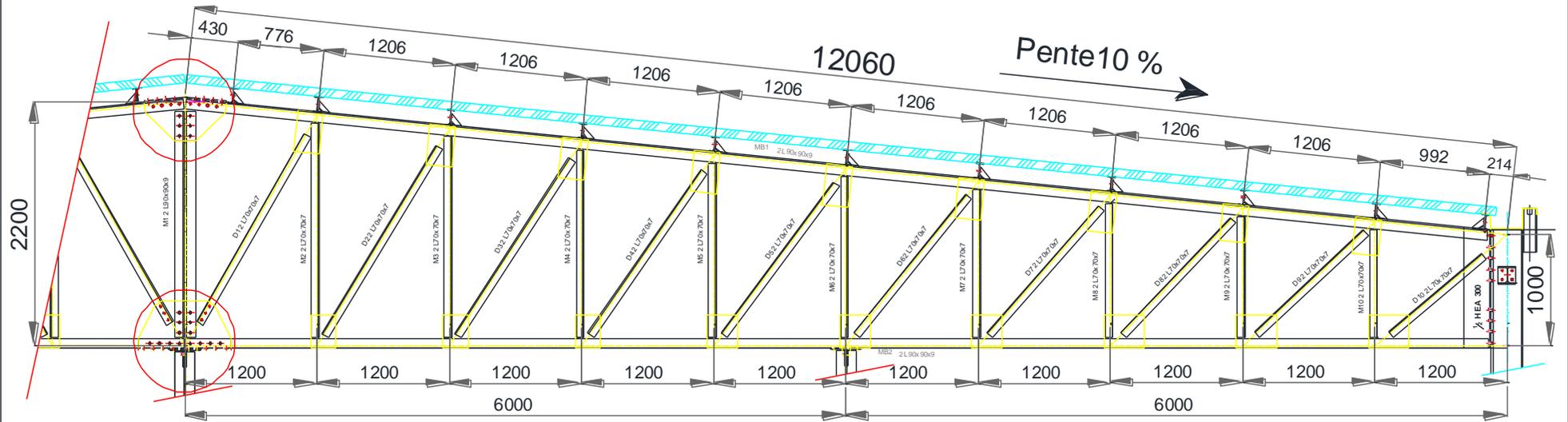
# VUE EN PLAN

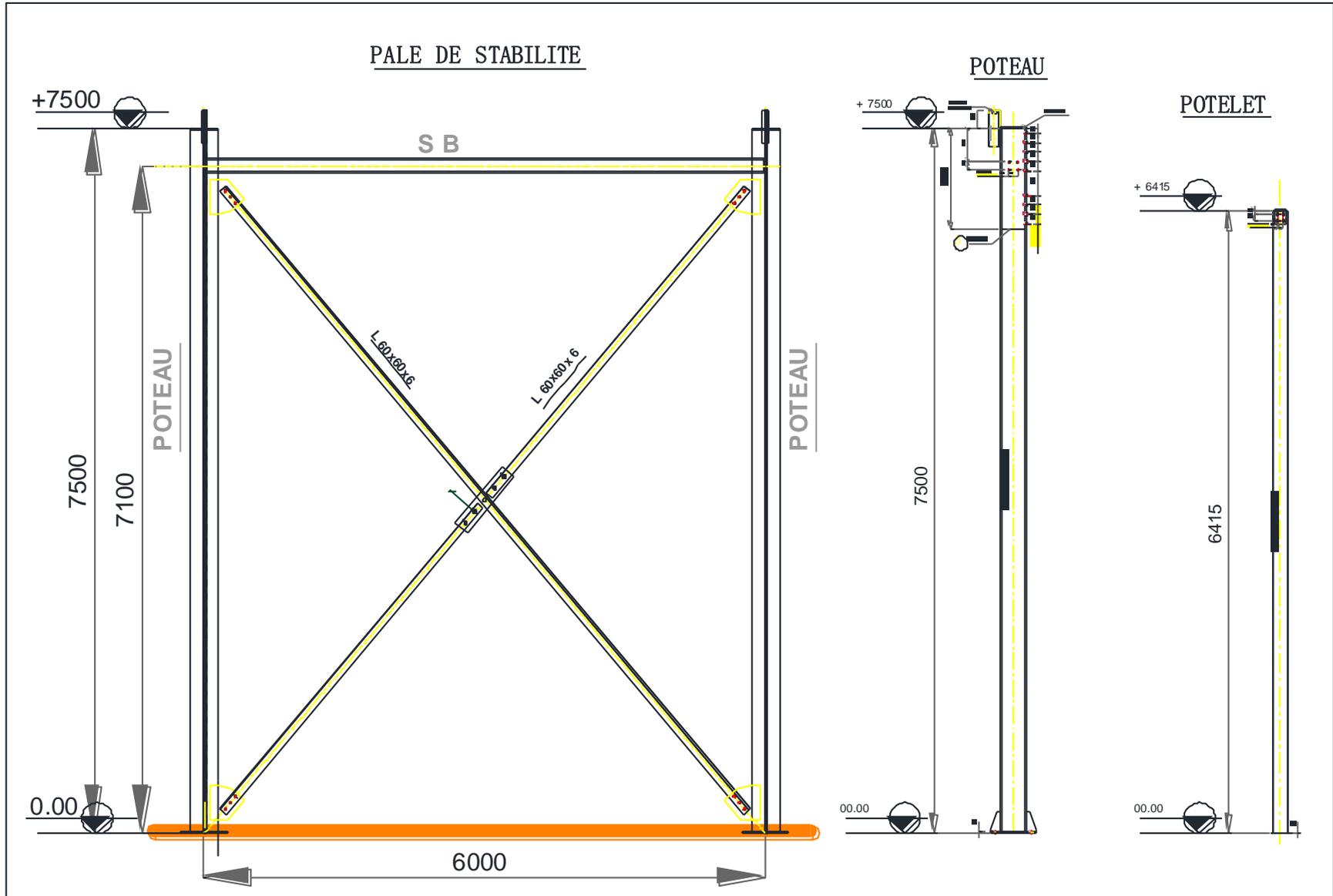


# LONG-PAN FILE "A & B"

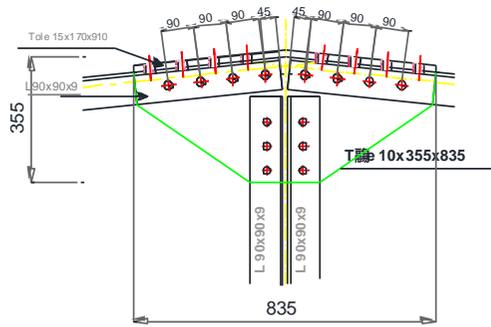


# DEMI FERME

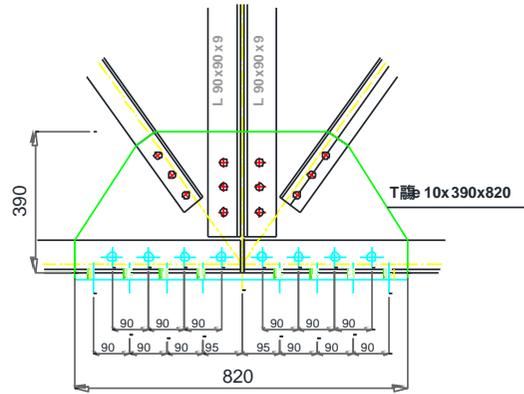




Assemblage Noeud Membrane Supérieure

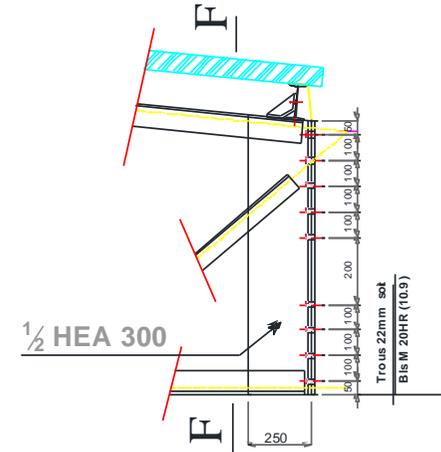
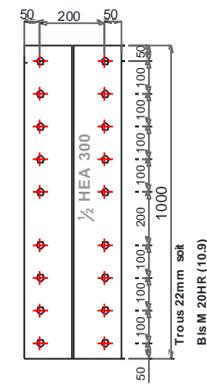


Assemblage Noeud Membrane Inférieure

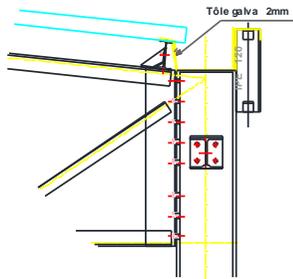


Détail Fixation POTEAU-FERME

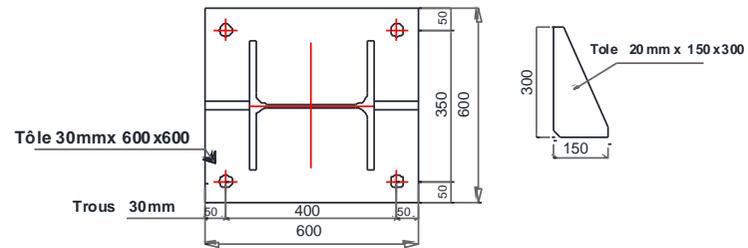
COUPE F-F



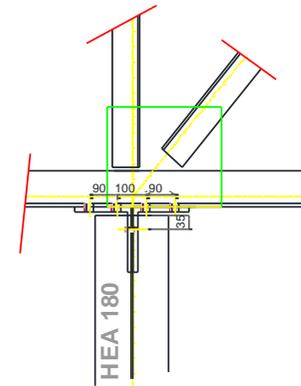
Détail Fixation Châssis



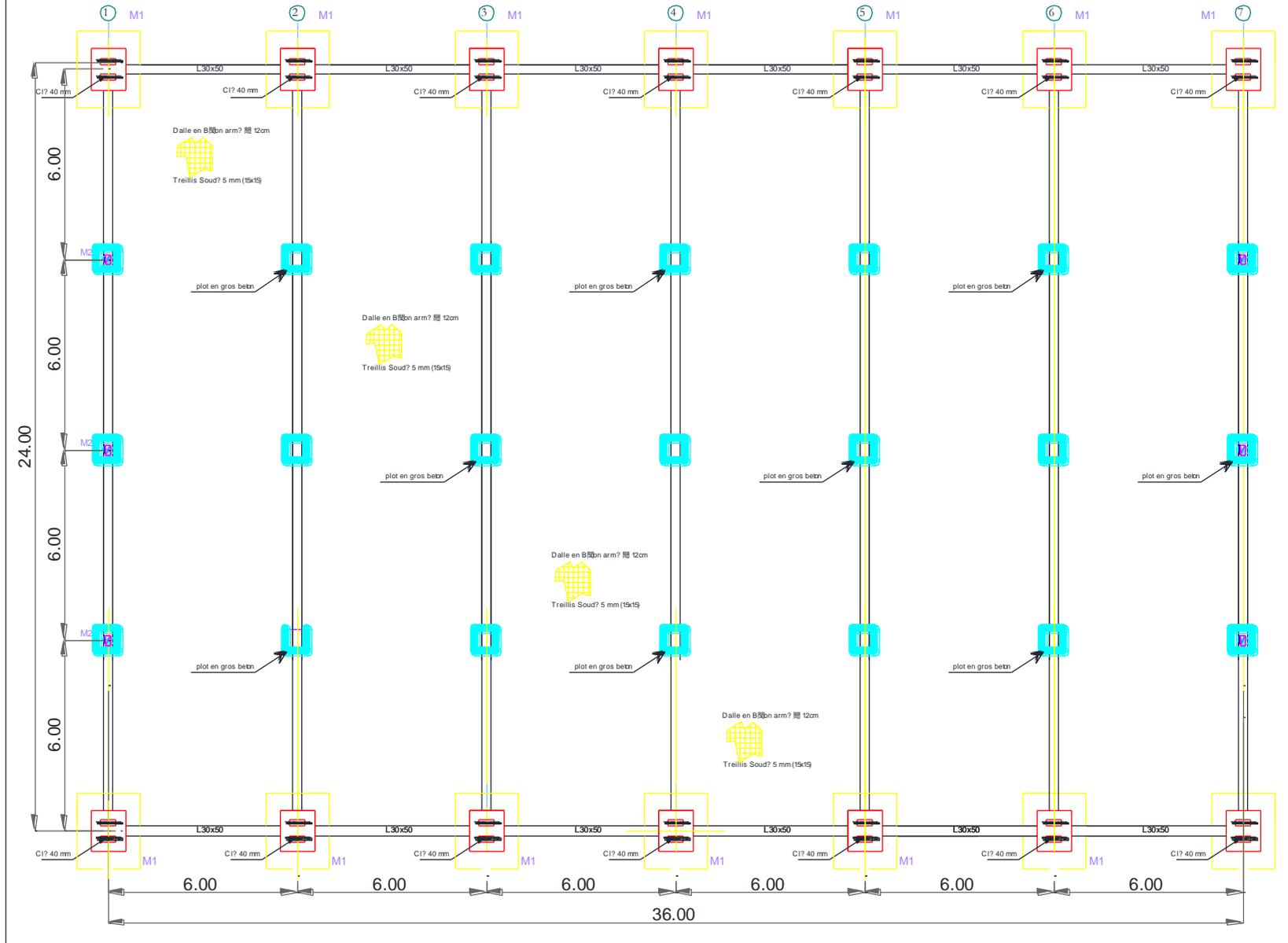
Détail Pied de Poteau



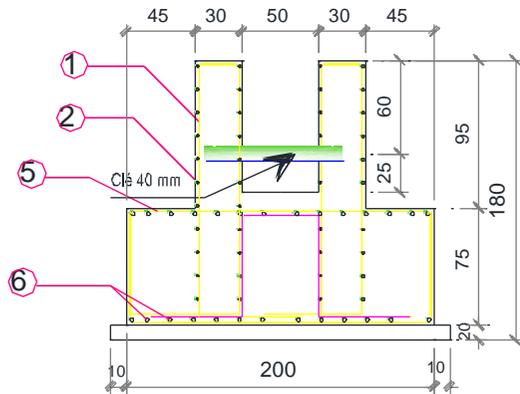
Détail Fixation POTELET



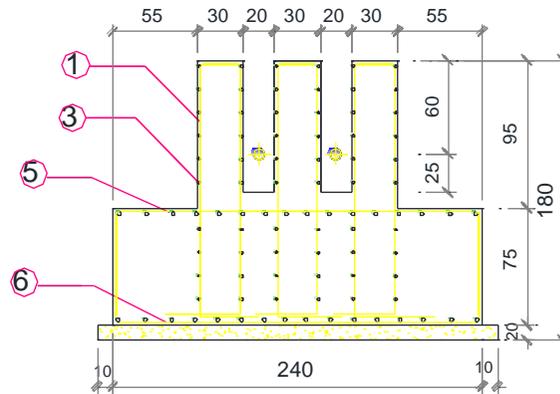
# PLAN DE FONDATION



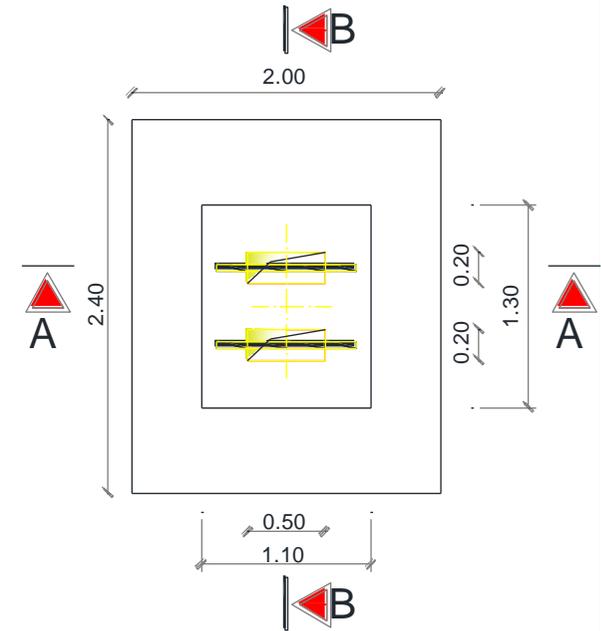
### Coupe A-A



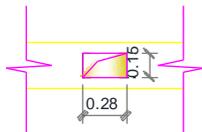
### Coupe B-B



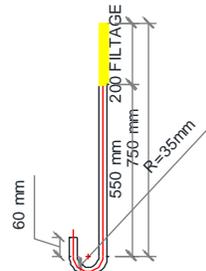
### Détail Massif M1



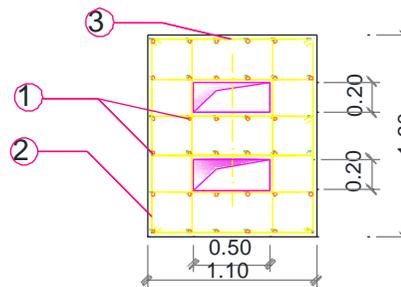
### Détail Rétention Potelet M2



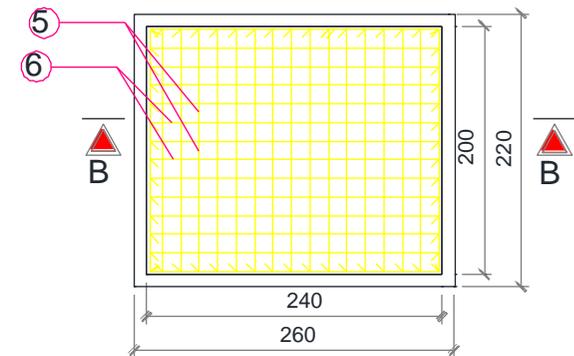
### diam barre 27mm Nbrs 132



### Ferrailage M1



### Ferrailage Fut M1



Rep	Fer	Longe cm	Espacement cm	Schema
1	T14	235	15	
2	T8	320	15	
3	T8	280	15	
5	T14	335	15	
6	T14	375	15	