

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : GENIE CIVIL

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : MASTER

Spécialité : Construction Métalliques et Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR METALLIQUE
A USAGE DE STOCKAGE**

Présenté par : *KARA Djouhaina*

Encadrant : Dr DJOUINI Chawki Grade : MCB Université Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Mr KEBAILI Bachir	MCA	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
Mr DJOUINI Chawki	MCB	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
Mme MEZIGHECHE Nawel	MAA	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela 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 vivement et sincèrement notre encadreur Mr **DJOUNI Chawki** qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifestés durant leur encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.*

- Je tiens à remercier le membre de jury d'avoir accepté de juger mon travail.

*- Tous les enseignants de l'université BADJI MOKHTAR - ANNABA, qui nous ont guidées le long de notre formation et surtout Mr **KEBAILI Bachir** ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

- Toute personne qui nous a aidées pour la réalisation de ce travail.

Enfin, je suis heureux de remercier nos camarades du département de GENIE CIVIL, en particulier de la promo CM, pour les bons moments passés ensembles.

Dédicace

A mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, le symbole de tendresse ma chère mère et le généreux père .

A ce qui on fait de ma vie une joie : mes frères

(Salah ,Tarek et Mouhamed)

A mon binôme (Ould Khelifa Nsrine Zineb)

A mes amis Amani ,Hadil , Aymen & Djamel eddine en témoignage de l'amitié sincère qui nous lis

A toute ma famille

A chaque personne qui a contribué à la réalisation de ce travail de près comme de loin.

A tous ceux qui sont proches de mon cœur

Kara Djouhaina

Sommaire :

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION	04
I.1 Présentation du projet	04
I.2 Caractéristiques et données du projet	05
I.2.1 Géométrie de l'ouvrage	05
I.2.2 Localisation et données concernant le site	05
I.2.3 Ossature et stabilité de la structure	05
I.2.4 La toiture	05
I.2.5 Matériaux utilisés	06
a) Acier	06
b) Le béton	07
I.3 Règlements techniques utilisés	08
I.4 Logiciel utilisé	08

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

INTRODUCTION	10
II.1 Etude du vent	10
II.1.1 Direction du vent	10
II.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul	11
II.2.1 Calcul de la pression dynamique q_p	12
II.2.2 Détermination de coefficient d'exposition C_{ex}	13
II.2.3 Coefficients de pression extérieure C_{pe}	14
II.2.3.1 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)	15
II.2.3.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2)	17
II.2.4 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	20
a) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)	21
b) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2)	21
II.3 Calcul de la pression aérodynamique $W(z)$	21
II.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	22
II.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	23
II.4 Détermination de la force de frottement F_{fr}	24

CHAPITRE III : Etude a la neige

INTRODUCTION	27
III.1 Action de la neige	27
III.1.1 La charge de neige	27
III.1.2 La charge de neige sur le sol	27
III.1.3 Charges de neige sur la toiture	28
a) Coefficient de forme de la toiture	28

b) Disposition de charge sans accumulation	28
c) Disposition de charge avec accumulation	29

CHAPITRE IV : Etude des pannes et les lisses de bardages

INTRODUCTION	31
IV.1 Calcul des pannes	31
IV.1.1 Détermination des sollicitations	31
IV.1.1.1 Evaluation des charges et surcharges	31
IV.1.1.2 Combinaisons des charges les plus défavorables	33
IV.1.2 Pré dimensionnement des pannes	34
IV.1.3 Vérification à la sécurité	35
a) Vérification à l'ELU	35
b) Vérification à l'ELS	40
IV.2 Calcul de l'échantignole	41
IV.2.1 Calcul des charges revenant à l'échantignole	41
IV.2.2 Calcul du moment de renversement	42
IV.2.3 Dimensionnement de l'échantignole	42
IV.3 Calcul des liernes de la toiture	42
IV.3.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée	43
IV.3.2 Calcul Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière	43
IV.3.3 Dimensionnement des liernes	44
IV.4 Etude des lisses de bardages	44
IV.4.1 Détermination des sollicitations	45
IV.4.2 Calcul des lisses de long pan	45
IV.4.2.1 Evaluations des charges et surcharges	45
IV.4.2.2 Les combinaisons d'actions	45
IV.4.2.3 Pré dimensionnement des lisses	46
IV.4.2.4 Vérification de l'UAP à la sécurité	46
IV.4.2.5 Calcul des liernes de long pan	49
IV.4.3 Calcul des lisses de pignon	50
IV.4.3.1 Evaluation des charges et surcharge	50
IV.4.3.2 Les combinaisons d'actions	51
IV.4.3.3 Pré dimensionnement des lisses	51
IV.4.3.4 Vérification de l'UPA à la sécurité	52
IV.4.3.5 Calcul des liernes de pignon	54
Conclusion	55

CHAPITRE V : Calcul des potelets

INTRODUCTION	57
V.1.1 Dimensionnement des potelets	57
V.1.1.2 Principes de dimensionnement	57
V.1.1.3 les données	57
V.2.1 Calcul des charges et surcharges	58
V.2.2 Condition de la flèche	58
V.3.1 Vérification à l'ELU	59
V.3.1.1 Vérification de la section à la résistance	59
V.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités	60
Conclusion	63

CHAPITRE VI : Calcul du portique poteaux - traverses

INTRODUCTION	65
VI.1.1 Caractéristiques du portique étudié	65
VI.2 Calcul du portique	66
VI.2.1 Données des barres	66
VI.2.2 Charges sur le portique	66
a) charge permanent	66
b) Présentation des charges permanentes	67
c) Charge variable	67
d) Présentation des charges variables	68
VI.2.3 les combinaisons des charges	69
VI.2.4 Efforts extrêmes globaux	71
VI.2.5 Vérification du poteau IPE400	72
VI.2.5.1 Vérification à l'ELU	74
VI.2.5.2 Vérification de l'élément aux instabilités	74
VI.2.5.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement	74
VI.2.5.2.2 Vérification vis-à-vis du déversement	77
VI.2.6 Vérification de la traverse	78
VI.2.6.1 Vérification à l'ELU	78
VI.2.6.2 Vérification de l'élément aux instabilités	79
VI.2.6.2.1 Vis-à-vis du flambement	79
VI.2.6.2.2 Vis-à-vis du déversement	82
Conclusion	84

CHAPITRE VII : Calcul des contreventements

INTRODUCTION	86
VII.1 Dispositions des contreventements	86
VII.2 Effort du vent sur les pignons	86
VII.2.1 Calcul de la poutre au vent en pignon	86
a) Evaluation des efforts horizontaux	86

b) Efforts de traction dans les diagonales	88
VII.2.2 Section de la diagonale	88
a) Vérification à la résistance ultime de la section nette	88
VII.3 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	89
VII.3.1 Vérification de la section à la résistance	89
VII.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités	90
VII.3.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement	91
VII.3.2.2 Vérification vis-à-vis du déversement	93
VII.4 Calcul de la palée de stabilité en long pan	95
Conclusion	96

CHAPITRE IX : Calcul des assemblages

INTRODUCTION	98
VIII.1 Assemblage poteau IPE400_TraverseIPE400	98
VIII.1.1 Introduction	98
VIII.1.2 L'effort sollicitant	98
VIII.1.3 Note calcul de logiciel ROBOT	99
VIII.2 Assemblage traverse -traverse	105
VIII.1.1 Introduction	105
VIII.2.1 L'effort sollicitant	105
VIII.2.3 Note calcul de logiciel ROBOT	106
VIII.3 Calcul des bases des poteaux	113
VIII.3.1 Assemblage du pied de poteau	113
VIII.3.2 L'effort sollicitant	113
VIII.3.3 Note calcul de logiciel ROBOT	114

CHAPITRE IX : Etude des fondations

INTRODUCTION	120
XI.2 Les type des fondations	120
XI.3 Étude des semelles	121
XI.4 Calcul des longrines	123

Conclusion générale	126
----------------------------	-----

Références bibliographiques	128
------------------------------------	-----

ANNEXE - Résultats du calcul ROBOT	130
---	-----

Liste des figures :

CHAPITRE I

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

Figure I.2 : Panneau sandwichs.

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

CHAPITRE II

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

Figure II.2 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

Figure II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, vent dans Le sens V1

Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2

Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, sens V2

Figure II.6 : pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme

CHAPITRE III

Figure III. 1 : Charge de la neige sans accumulation.

Figure III.2 : Charge de la neige avec accumulation.

CHAPITRE IV

Figure IV. 1 : surcharges du vent sur les pannes

Figure IV. 2 : Charge de la neige sur les pannes

Figure IV. 3 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure IV. 4 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure IV. 5 : Déversement d'une panne de toiture.

Figure IV. 6 : Disposition de l'échantignole

Figure IV. 7 : La disposition des liernes sur les pannes

Figure IV. 8 : Coupe longitudinal de la lisse de bardage

Figure IV. 9 : La répartition des charges sur les lisses de long pan

Figure IV. 10 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

CHAPITRE V

Figure V.1 : Disposition des potelets.

Figure V.2 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Vue du portique en 3D

Figure VI.2 : Vue du portique en 2D

Figure VI.3 : Présentation de la charge permanente

Figure VI.4 : Présentation de la charge de neige

Figure VI.5 : Présentation de la température

Figure VI.6 : Présentation de la charge du V2PG

Figure VI.7 : Présentation de la charge du V1 LP

Figure VI.8 : les moments maximaux

Figure VI.9 : Les efforts max dans le portique

Figure VI.10 : L'effort tranchant maximal.

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Effort du vent sur les pignons.

Figure VII.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VII.3 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

CHAPITRE VIII

Figure VIII.2 : Représentation de l'assemblage Poteau-Travers

Figure VIII.1 : Représentation de l'assemblage Travers-Travers

Figure VIII.3 : Représentation de l'assemblage Pied de poteaux

CHAPITRE IX

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure IX.2 : Ferrailage des longrines.

Liste des tableaux :

CHAPITRE II

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

Tableau II.2 : les valeurs de la pression dynamique.

Tableau II.3 : les surfaces de chaque zones des parois verticales sens V1

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

Tableau II.5 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

Tableau II.6 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

Tableau II.7 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

Tableau II.8 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2. -0.3

Tableau II.9 Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

Tableau II.10 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

Tableau II.11 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi} = 0.35$

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = 0.35$

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = 0.35$

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Tableau III.2 : coefficients de forme -toiture à deux versants

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 120.

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques de l'UAP 100.

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 240

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : coordonnées des barres dans le portique

Tableau VI.2 : les charges permanentes dans portique

Tableau VI.3 : Présentation de la charge permanente.

Tableau VI.4 : toutes Les combinaisons possibles dans un portique

Tableau VI.5 : Les efforts défavorables dans portique

Tableau VI.6 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 400

Tableau VI.7 : combinaisons à l'ELU pour les moments

CHAPITRE VII :

Tableau VII.1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Liste des symboles

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
B	Largueur des semelles.
R	Rayon du congé de raccordement.
T_f	Epaisseur des semelles.
T_w	Epaisseur de l'âme.
I_y, Z	Moment d'inertie.
i_y, z	Rayon de giration de la section
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{\lambda y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{\lambda cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
F_y	Résistance limite d'élasticité.
F_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
l _f	Longueur de flambement.

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION

Résumé :

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de stockage en charpente métallique situé à la commune de El Hadjar Wilaya de « Annaba ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et 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 (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le « ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion. Mots clés : Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement- Assemblage Séisme.

Abstract:

Our project of end of studies is to study and design of an shed for storing steel hall located in the commune of El Hadjar, Wilaya of « Annaba ». it is composed of several frames, stabilized by bracing, and covered by a roof with four symmetrical slopes. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « ROBOT ». The work ends with a conclusion. Keywords : Steele structure- Shed for storing-sizing – Assembly-Earthquake.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

Un hangar métallique est un bâtiment industriel préfabriqué principalement construit en acier. Ces bâtiments sont souvent utilisés pour le stockage de marchandises, le stationnement de véhicules, l'entreposage de matériel, ou comme espace de travail pour des activités industrielles. Les hangars métalliques sont souvent choisis pour leur durabilité, leur résistance aux intempéries, leur capacité à être construits rapidement, leur coût relativement faible et leur polyvalence. Ils peuvent être conçus pour répondre aux besoins spécifiques de chaque client en termes de taille, d'aménagement intérieur, de configuration et de finitions. Cependant, il est important de noter que les hangars métalliques peuvent nécessiter un entretien régulier pour prévenir la corrosion et prolonger leur durée de vie. Ils peuvent également nécessiter des permis de construire et des inspections régulières pour se conformer aux normes de sécurité et de construction locales.

I.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour la fabrication.

Il y a deux accès par des portails, avec chacun sur les deux façades du pignon. L'ouvrage est situé à la commune El HADJAR, Wilaya de « ANNABA » la structure est de 20m largeurs et 42m de longueur avec un espacement entre portiques de 6m ce qui fait le total de huit (08) portiques.

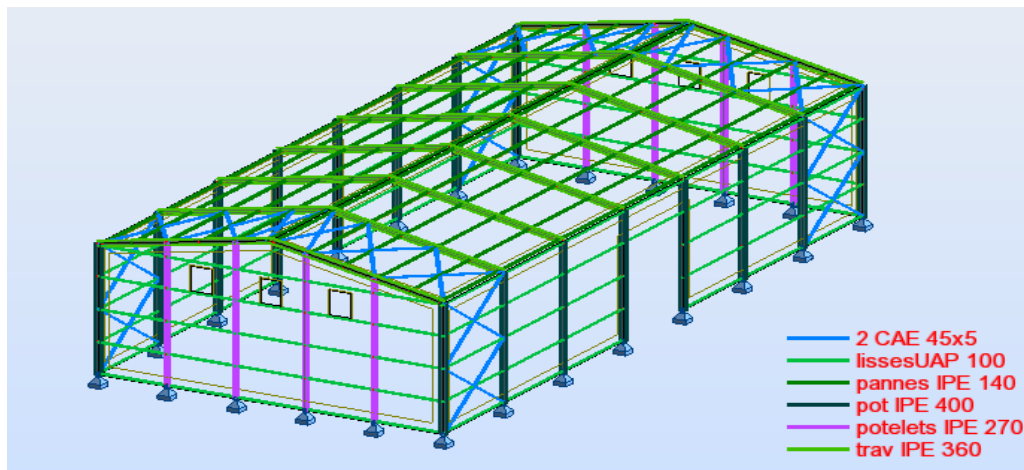


Figure I.1: Vue en 3D de la structure.

I.2 Caractéristiques et donnée du projet:**I.2.1 Dimension géométrique du projet :**

- ✓ Hauteur totale = 10 m.
- ✓ Longueur de la structure = 42 m
- ✓ Largeur de la structure = 20 m
- ✓ Pente de la toiture = 11,31

I.2.2 Localisation et données concernant le site :

Cette structure sera implantée dans un terrain plat à la commune

El HADJAR, Wilaya de « ANNABA » qui est classée selon le RPA99/2003 comme zone

- ✓ Altitude : 20 m
- ✓ Zone de neige : Zone B
- ✓ Zone du vent : Zone III
- ✓ La contrainte admissible du sol :
- ✓ Zone sismique : II a

I.2.3 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 6 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.2.4 La toiture :

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

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

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés. Les panneaux 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 elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

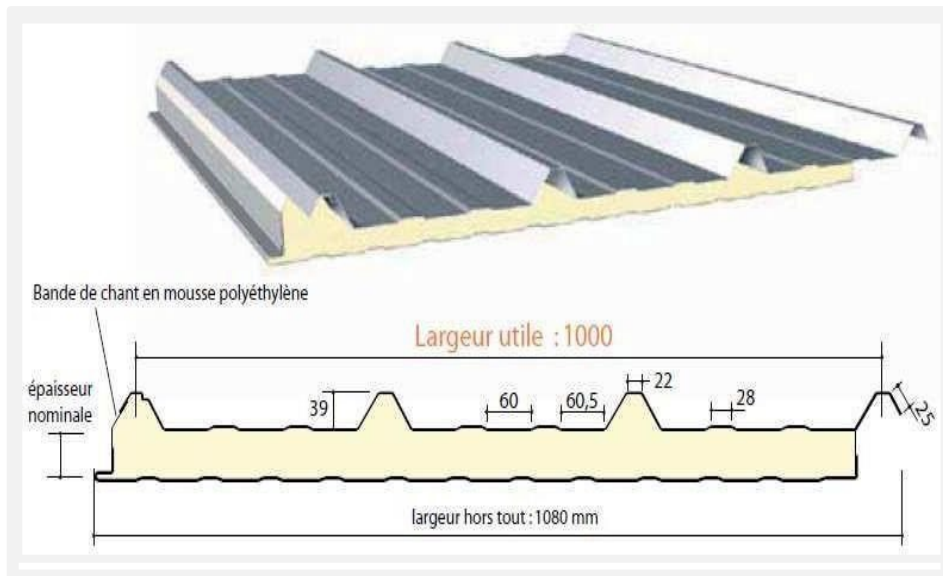


Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.2.5 Matériaux utilisés :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance. Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants

a) Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement Inférieur à 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 ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$).
 - ✓ A la rupture, l'allongement relatif ultime ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

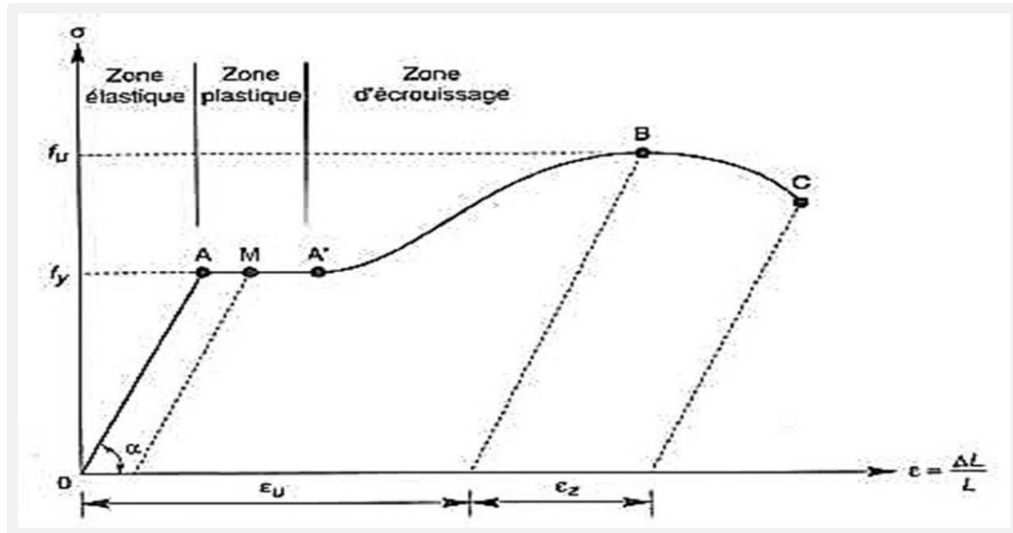


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

➤ **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) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés. Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 45 MPa mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4.10^{-6}$

I.3 Règlements techniques utilisés :

- ✓ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✓ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✓ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES« RPA99/VERSION 2003 ».
- ✓ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV 2013 ».
- ✓ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✓ EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.

I.4 Logiciels Utilises :

On a utilisé le logiciel **Robot 2014** pour la modélisation de la structure.

CHAPITRE II

*Etude au Vent selon le
règlement Neige & Vent
DTR C 2-47 (version 2013)*

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

Introduction :

Le vent est une action horizontale très importante qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales. Pour cela, une étude approfondie est prise en compte lors de dimensionnement de l'ossature métallique, cette étude est réalisée à partir des caractéristiques dépendant de la structure ainsi que le site d'implantation.

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 Etude du vent :

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » RNV99-version 2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times [c_{pe} - c_{pi}] \text{ (N/m}^2 \text{) (D'après RNV 2013 Chap2, Formule 2.6)}$$

q: Pression dynamique du vent(N/m²) **c_{pe}:**

Coefficient de pression extérieur.

c_{pi}: Coefficient de pression intérieur.

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= 42 m.
- La largeur b= 20 m
- La hauteur des parois verticales h=8m
- La hauteur totale H= 10 m.
- La hauteur de la toiture h= 2.0 m
- La pente des deux versants est égale à $\alpha = 11.31^\circ$

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

➤ Les surfaces :

- Surface d'un pignon $(20 \times 8) + (20 \times 3/2) = 190 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan $(42 \times 8) = 336 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture $(10.20 \times 42) = 428.4 \text{ m}^2$

➤ Les ouvertures :

- Un portail pour dans les deux long pan de dimension $(4 \times 5) \text{ m}^2$.
- Trois fenêtres dans les deux pignons de dimension $(4 \times 5) \text{ m}^2$.

• Les deux directions principales du vent :

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

II.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a. Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone III dont la pression de référence est donnée, par le (Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013)

$$q_{\text{réf}} = 500 \text{ N/m}^2.$$

b. Catégorie du terrain :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données la catégorie de terrain est III.

Catégorie de terrain III (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
III	0.215	0.3	5

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

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

c. Coefficient de topographie C_t :

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t=1$ (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

d. Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient C_d 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 = 10m).

On prend : $C_d = 1$ (§ 3.2, chapitre 2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1.2$

Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

II.2.1 Détermination de la pression dynamique de pointe :

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e). \quad \text{[Chapitre 2 Formule 2.1 RNV/2013]}$$

Avec :

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent. $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_T).

z_e : hauteur de référence :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013.

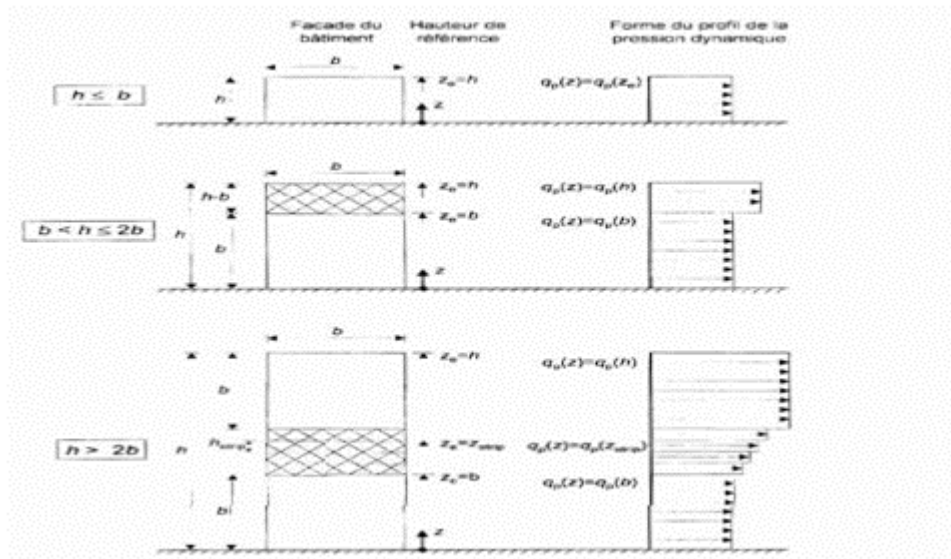


Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Pour notre cas :

- la hauteur des parois $h=8\text{m}$,
- la largeur $b=20\text{ m}$, $\Rightarrow h \leq b$; $Z_e = h = 8\text{ m}$.

Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur max des bâtiments ;

- $Z_e = H = 10\text{ m}$

III.2.2 Détermination de coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent tient compte des effets de la rugosité du terrain , de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol . en outre ,il tient compte de la nature turbulente du vent C_e et donnée par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_v^2 \times [1 + 7 I_v(z)] . \quad \text{[Formule 2.2-RNV/2013]}$$

$$C_t = 1 \text{ et } k_t = 0.215$$

C : Coefficient de rugosité.

C : Coefficient de topographie.

➤ Détermination de coefficient de la rugosité :

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

$$C_r(z) = K_t \times \ln(z / z_0) \quad \text{pour ; } Z_{\min} < Z < 200\text{ m}$$

- **Toiture $Z_e = 10\text{ m}$.**

$$C_r(z) = 0.215 \times \ln(10 / 0.3) = 0.753.$$

- **Parois verticales $Z_e = 8\text{ m}$.**

$$C_r(z) = 0.215 \times \ln(8 / 0.3) = 0.705.$$

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

Avec :

- k_T : facteur de terrain
- Z_0 : Paramètre de rugosité
- Z_{\min} : Hauteur minimale
- h : hauteur considérée

➤ L'intensité de turbulence I_v :

L'intensité de turbulence définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par la formule :

$$I_v(z) = 1 / c_t(z) * \ln(z / z_0) \quad \text{[Formule 2.5-RNV/2013]}$$

- **Toiture : $z = 10$ m :**

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln(10 / 0.3)} = 0.378.$$

- **Parois verticales $Z = 8$ m**

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln(8 / 0.3)} = 0.430.$$

Finalement, les valeurs des pressions dynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Coefficient	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)	q_p (Z_e) (N/m ²)
Toiture	10	1	0.753	0.285	1.7	500	850
Parois Verticales	8	1	0.705	0.304	1.55	500	775

Tableau II.2 : les valeurs de la pression dynamique.

II.2.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

Où : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée. **(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).**

II.2.3.1 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

On utilise :

-La figure 5.1 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

-Le tableau 5.1 (RNV99 version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

a) Parois verticales :

b=42m ; d=20 m ; h=8m donc :

e = min(b ; 2h) = min (42 ; 16) = 16 m. e < d

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

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	e/5	H	4/5e	H	d-e	H	B	H	b	h
	3.2	8	12.8	8	4	8	42	8	42	8
Surface (m ²)	25.6		102.4		32		366		366	

Tableau II.3 : les surfaces de chaque zone des parois verticales sens V1

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m² donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pc} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

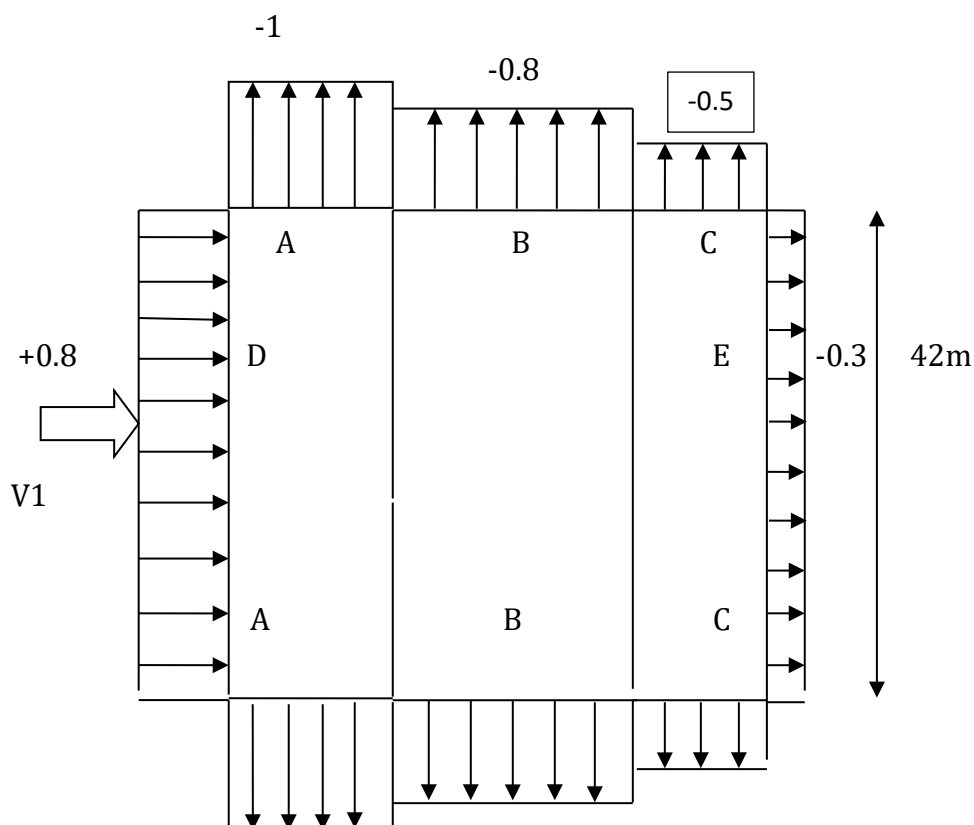


Figure II.2 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices donc $\theta = 0^\circ$.

On a : ; $\alpha = 11.31^\circ$; $b = 42$ m ; $d = 20$ m ; $H = 10$ m

$e = \min (b ; 2H) = \min (42 ; 2 \times 10) = 20$ m

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

Zone	F		G		H		J		I		
Dimension géométrique (m)	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2}$	$\frac{e}{10}$	B	$\frac{e}{10}$	B	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	B
	2	5	2	32	8	42	2	42	8	42	
Surface (m ²)	10		64		336		84		366		

Tableau II.5 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

[§5.1.1.2-RNV/2013]

Puisque $\alpha = 11.31^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.31^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + [11.31 - 5 / 15 - 5 (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.2
$C_{pe}(15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3	0.4	-1.0
C_{pe}	-1.19	-0.94	-0.41	-0.47	-0.852

Tableau II.6 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

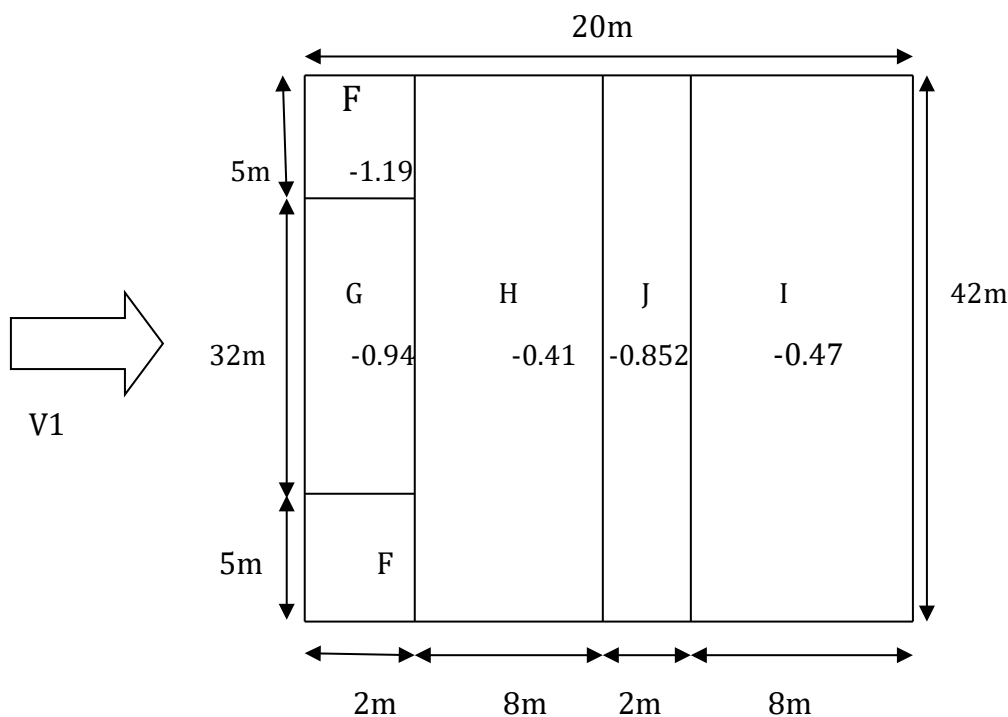


Figure II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, vent dans Le sens V1.

II.2.3.2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

a) Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a

$b = 20\text{ m}$; $d = 42\text{ m}$; $h = 8\text{ m}$ donc :

$e = \min (b ; 2h) = \min (20 ; 16) = 16\text{ m}$.

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

$e < d$

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

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$\frac{e}{5}$	H	$\frac{4}{5e}$	H	d-e	H	B	H	b	H
	3.2	8	12.8	8	26	8	20	8	20	8
Surface (m ²)	25.6		102.4		208		160		160	

Tableau II.7 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2.

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$ [§5.1.1.2-RNV/2013]

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

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

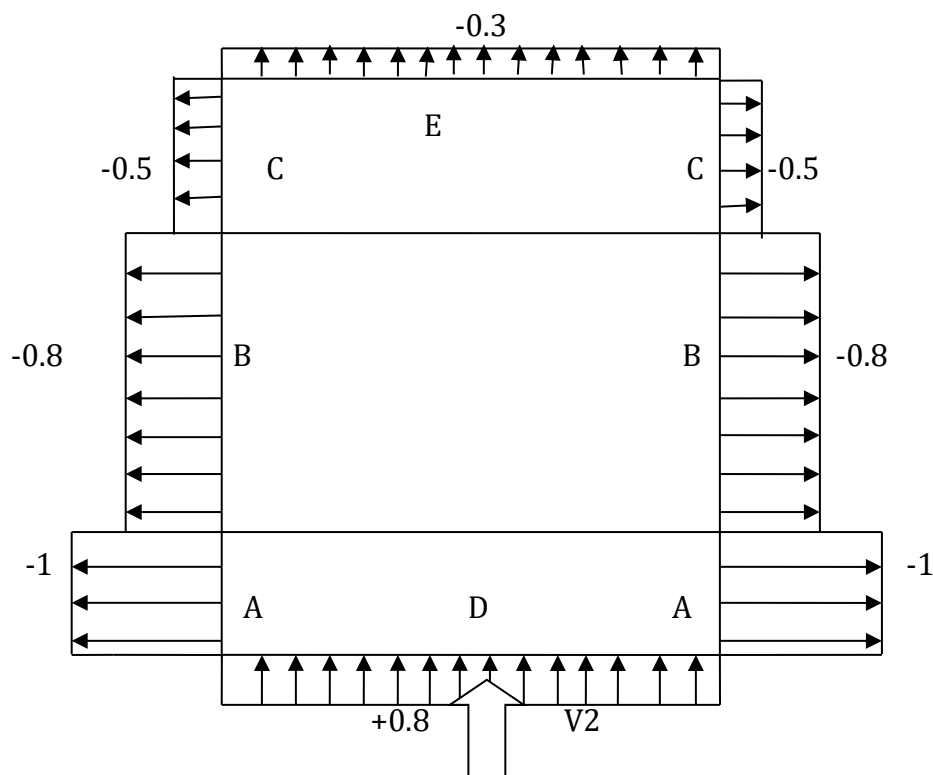


Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2.

a) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

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

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

- Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ; $\theta = 90$ (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 $\alpha = 11.31^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

On a : $\alpha = 11.31^\circ$; $b = 20$ m ; $d = 42$ m ; $h = 10$ m donc :

$$e = \min(b ; 2h) = \min(20 ; 20) = 20 \text{ m.}$$

$$e < d$$

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

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$b - \frac{2e}{4}$	$d/2 - e/10$	B	$e/10$	B	$d/2 - e/10$	B
	2	5	2	10	19	20	2	20	19	20
Surface (m ²)	10		20		380		40		380	

Tableau II.9 Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

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

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \text{ [§5.1.1.2-RNV/2013]}$$

Puisque $\alpha = 11.31^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.31^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{11.31 - 5}{15 - 5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.6	-1.8	-0.6	-0.5
$C_{pe}(15^\circ)$	-1.3	-1.9	-0.8	-0.7
C_{pe}	-0.82	-1.19	-0.50	-0.44

Tableau II.10 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

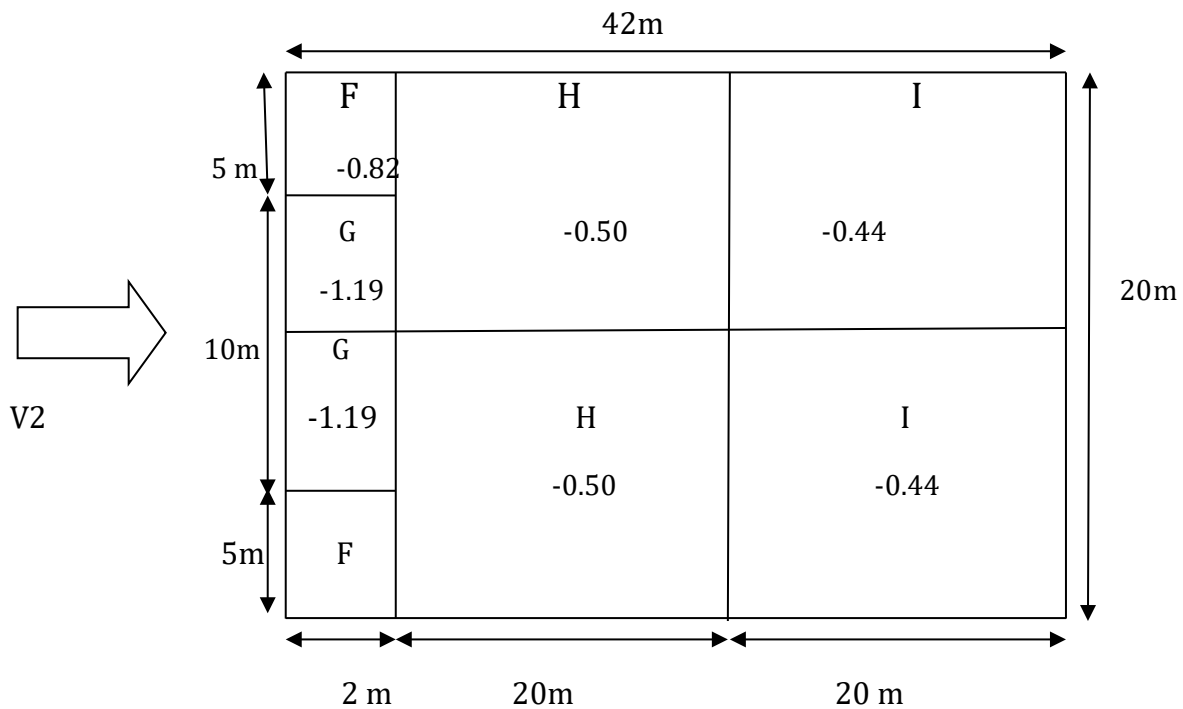


Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, sens V2.

II.2.4 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

a) Vérification d'un bâtiment ayant une face dominante :

1/l'aire des ouvertures dans faces (long pan V1) :

- une porte (6.00*6.00)

$$S_1 = 36 \text{ m}^2$$

2/l'aire des ouvertures dans les autres faces :

- 3 fenêtre (1.30*1.50) et une porte (6.00*6.00)

$$S = 3(1.30 \cdot 1.50) + (6.00 \cdot 6.00) = 77.85 \text{ m}^2$$

{ $S_1 \times 2 \leq S$ } donc la face n'est pas dominante

3/l'aire des ouvertures dans faces (pignon V2) :

- 3 fenêtre (1.30*1.50)

$$S_2 = 5.85 \text{ m}^2$$

4/ l'aire des ouvertures dans les autres faces :

$$S = 77.85 \text{ m}^2$$

{ $S_1 \times 2 \leq S$ } donc la face n'est pas dominante

b) Calcule de l'indice de perméabilité :

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la Perméabilité des parois, la perméabilité des parois μ_p et a pour expression :

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

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

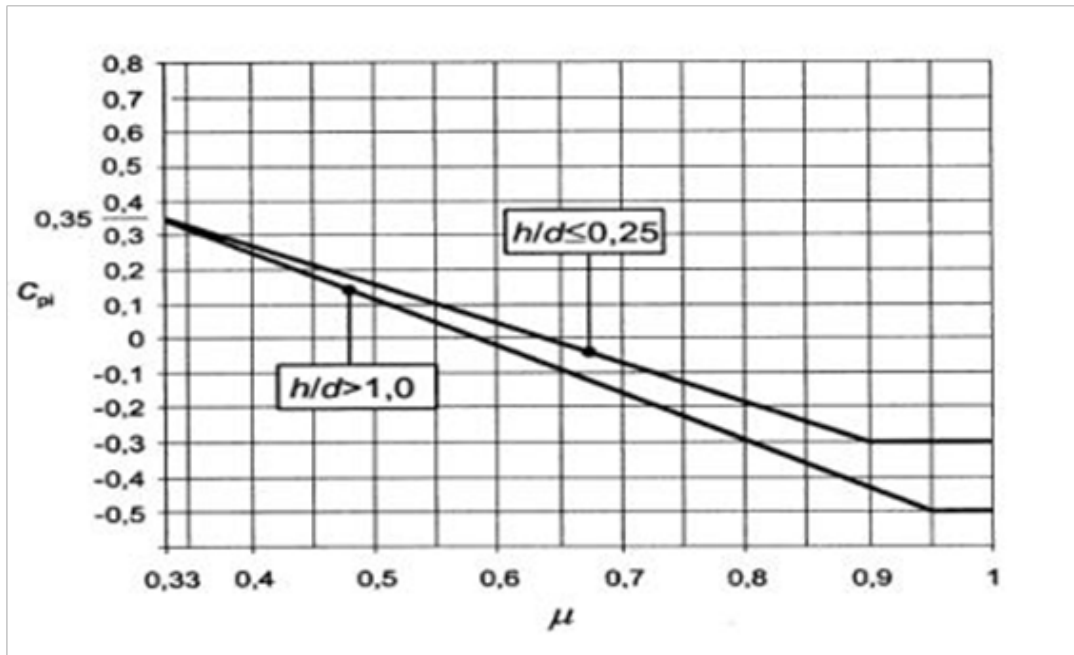


Figure II.6) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme :

1) Pour vent perpendiculaire au long pan

$$\mu_p = \frac{36}{83.7} = 0.43$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{20} = 0.5$$

$$\frac{h}{d} = 1 \rightarrow c_{pi} = 0.18$$

$$\frac{h}{d} = 0.25 \rightarrow c_{pi} = 0.2$$

$$\frac{h}{d} = 0.25 \rightarrow c_{pi} = x + 0.18 \rightarrow c_{pi} = 0.19$$

$$\frac{1 - 0.25}{0.2 - 0.18} = \frac{1 - 0.5}{x} \rightarrow x = 0.01$$

2) Pour vent perpendiculaire au pignon :

$$\mu_p = \frac{5.85}{83.7} = 0.07$$

Donc $c_{pi} = 0.35$

II.3 Calcul de la pression aérodynamique :

D'après le règlement RNVA2013, les pressions $W(z)$ sont calculées par la formule suivante

$$W(z) = q_p(z) \times [c_{pe} - c_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)}. \text{ (RNVA2013 Chapitre 2, formule 2.6)}$$

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

II.3.1 Vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :

1. Parois verticales Pour $c_{pi}=0.35$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	W(z) [N/m ²]
A	775	-1	0.19	-1.19	-922.25
B	775	-0.8	0.19	-0.99	-767.25
C	775	-0.5	0.19	-0.69	-534.75
D	775	+0.8	0.19	0.61	472.75
E	775	-0.3	0.19	-0.49	-379.75

Tableau II.11:valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent Dans le sens V1 pour $C_{pi}= 0.35$

2. Versant Toiture pour $C_{pi}=0.19$

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	W(z) [N/m ²]
F	850	-1.19	0.19	-1.38	-1173
G	850	-0.94	0.19	-1.13	-960.5
H	850	-0.41	0.19	-0.6	-510
I	850	-0.47	0.19	-0.66	-561
J	850	-0.852	0.19	-1.04	-884

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

II.3.2 Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

1. Parois verticales Pour $c_{pi}=0.35$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
A	775	-1	0.35	-1.35	-1046.25
B	775	-0.8	0.35	-1.15	-891.25
C	775	-0.5	0.35	-0.85	-658.75
D	775	+0.8	0.35	0.45	348.75
E	775	-0.3	0.35	-0.65	-503.75

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=0.35$

2. Versant Toiture pour $C_{pi}= 0.35$

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
F	850	-0.82	0.35	-1.17	-994.5
G	850	-1.19	0.35	-1.54	-1309
H	850	-0.50	0.35	-0.85	-722.5
I	850	-0.44	0.35	-0.79	-671.5

Tableau II.14:valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=0.35$

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

II.4 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).

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

a. Calcul des surfaces parallèles au vent :

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

$$S_{\text{paroi}} = [(8 \times 42) \times 2] = 672 \text{m}^2$$

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

$$S_{\text{toit}} = [(2/\sin 11.31) \times 2 \times 42] = 856.63 \text{m}^2$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 672 + 856.63 = 1528.63 \text{m}^2.$$

b. Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(8 \times 20) + (2 \times 10)] \times 2 = 360 \text{m}^2.$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$1528.63 \text{m}^2 < 4 \times 360 = 1440 \text{m}^2 \text{condition non vérifiée}$$

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit $d/b \geq 3$ et $d/h \geq 3$

- b : la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- h : la hauteur de la construction.
- d : la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement F : $F_{fr} = \sum qh \times c_{fr} \times s_{fr}$

$$\frac{d}{h} = \frac{42}{8} = 5.25 > 3 \text{ Vérifiée.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{42}{20} = 2.1 < 3 \text{ Non vérifiée.}$$

On prendra dans nôtres cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent $c_{fr}=0.04$

a) toiture :

$$F_{fr} = 85 \times 0.04 \times \left(\left(\frac{2}{\sin 11.31} \right) \times 2 \times 42 \right) = 2912.54 \text{ daN.}$$

CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013

b) Paroi verticale :

$$F_{fr}=77.5 \times 0.04 \times (42 \times 8 \times 2)=2016 \text{ daN}$$

La force de frottement totale :

$$F_{fr}=2912.54+2016=4928.54 \text{ daN}$$

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

a. Calcul des surfaces parallèles au vent :

• La surface des deux pignons :

$$S_{\text{Pignons}} = [(20 \times 8) + (10 \times 2)] \times 2 = 360 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toit}} = [(2/\sin 11.31) \times 2 \times 42] = 856.63 \text{ m}^2.$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 360 + 856.63 = 1216.63 \text{ m}^2.$$

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

La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(42 \times 8)] \times 2 = 672 \text{ m}^2.$$

-Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$S = 1216.63 \text{ m}^2 < 4 \times 672 = 2688 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

CHAPITRE III :
Actions de la neige.

INTRODUCTION :

L'effet des actions climatiques sur une construction métallique est très important. Alors, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et à la neige dans toutes les directions possibles, selon le RNV99-version 2013.

III.1 Actions de la neige :

➤ **But :**

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

III.1 .1 La charge de la neige sur le sol :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99-version 2013 .La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ (daN/m}^2\text{)}.$$

Avec:

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme de la toiture).

s_k : la charge de neige sur le sol.

- Le projet se situe dans la wilaya de Annaba, classée en zone B.
- altitude du projet est d'environ 20 m (a niveau de la mer)..

III.1 .2 Charge de neige sur le sol s_k :

➤ s_k est donnée par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D
s_k	$\frac{0.07 \times H + 15}{100}$	$\frac{0.04 \times H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 \times H}{100}$	<u>Pas de charge de neige</u>

Tableau III.1 : charge de la neige sur le sol dans chaque zone

ANNABA appartient à la zone B donc

$$s_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 20 + 10}{100} = 0.108 \text{ KN/m}^2$$

III.1.3 Charge de neige sur la toiture :

a) Coefficient de forme de la toiture μ :

- μ est donnée par le tableau suivant :

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

Tableau III.2 : coefficients de forme -toiture à deux versants

Il est fonction de la forme de la toiture. Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 11.31^\circ$

$$D'où 0 \leq \alpha = 11.31^\circ \leq 30^\circ$$

On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2 RNVA2013).

b) Disposition de charge sans accumulation:

$$S = 0,8 \times 0,108 = 0,0864 \text{ KN/m}^2 \quad [\text{par projection horizontale}]$$

$$S = 0,0864 \cos(11,31) = 0,084 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,084 \text{ KN/m}^2$$

$$s_k = 0,108 \text{ KN/m}^2$$

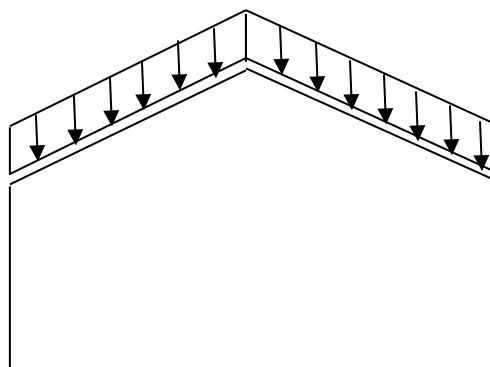
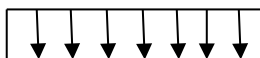


Figure III.1 : Charge de la neige sans accumulation.

c) Disposition de charge avec accumulation :

$$S = 0,8 \times 0,108 = 0,0864 \text{ KN/m}^2 \quad [\text{par projection horizontale}]$$

$$S = 0,5 \mu_1 \times S_k = 0,5 \times 0,8 \times 0,108 = 0,0432 \text{ KN/m}^2$$

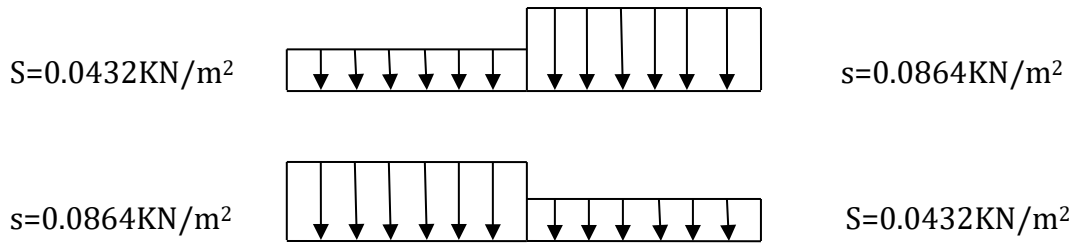


Figure III.2 : Charge de la neige avec accumulation.

CHAPITRE IV:
Dimensionnement
Des éléments secondaires

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

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).

IV.1 Calcul des pannes :

Introduction :

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.

Dans les bâtiments industriels, on utilise soit profilés en I ou [laminés ainsi que des éléments formes a froid en Z, C, U, soit des treillis pour les portées supérieures a 6m.

✚ Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- ❖ Aux conditions de flèche.
- ❖ Aux conditions de déversement.
- ❖ Aux conditions de l'effort tranchant.
- ❖ Aux conditions de résistance.

✚ Espacement entre pannes :

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6m$, incliné d'un angle $\alpha = 11.31^\circ$ et on suppose l'entraxe « e » égale à 2m

IV.1.1 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

IV.1.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) calcul des charges permanentes (G) :

- ✓ Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) = 12.5Kg/m^2
- ✓ Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- ✓ Poids propre de la panne (estimé)..... 12kg/ml
- ✓ Espacement entre chaque panne $e = 2m$

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

$$G = [(12.5 + 5) \times 2] + 12 = 47 \text{kg/ml}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

b) Charge d'entretien :

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

$$M_{\max} = \frac{Pl}{3} = \frac{Pl^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{8 \cdot P^2}{3 \cdot l} = \frac{8 \cdot 100}{3 \cdot 6} = 44,44 \text{ Kg/ml}$$

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

c) Surcharges du vent (V) :

Les pannes les plus sollicitées sont les pannes intermédiaires exposées au vent dans les zones H et I, La plus défavorable c'est la zone H

$$V = -72.25 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{chapitre III, tableau III.14}).$$

$$V = -72.25 \times 2$$

$$V = -114.5 \text{ daN/ml.}$$

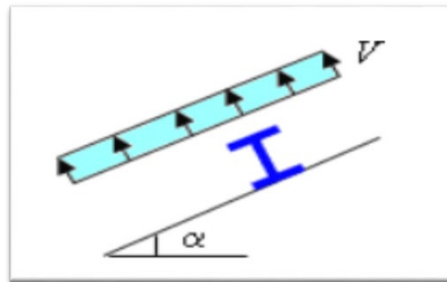


Figure IV.1: surcharges du vent sur les pannes

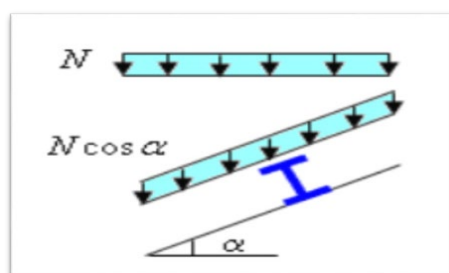
d) Surcharges de la neige (N) :

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

$$N = 8.47 \text{ daN/ml}$$

$$N = (8.47 \times 2.04 \cos 11.31)$$

$$N = 16.61 \text{ dN/ml.}$$



CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Figure : IV.2 : Charge de la neige sur les pannes

✚ Charges à prendre en considération :

- ✓ $G = 47 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $V = -114.5 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $S = 16.61 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $P = 44.44 \text{ daN/ml}$

e) **Décomposition des charges :**

Suivant l'axe Z-Z :

- ✓ $G_z = G \cos \alpha = 47 \times \cos(11.31) = 46.08 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $Q_z = Q \cos \alpha = 44.44 \times \cos(11.31^\circ) = 43.58 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $W_z = W = -114.5 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $S_z = S \cos \alpha = 16.61 \times \cos(11.31^\circ) = 16.28 \text{ daN/ml}$.

Suivant l'axe Y-Y :

- ✓ $G_y = G \sin \alpha = 9.22 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $Q_y = Q \sin \alpha = 8.72 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $W_y = 0 \text{ daN/ml}$.
- ✓ $S_y = S \sin \alpha = 3.19 \text{ daN/ml}$

IV.1.1.2 Les combinaisons d'actions :

a. ELU :

Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 = $1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 \times 46.08 + 1.5 \times 43.58 = 127.57 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 = $1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 \times 46.08 + 1.5 \times 16.28 = 86.62 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 3 = $1.35G_z + 1.5W = 1.35 \times 46.08 + 1.5 \times (-114.5) = -109.54 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 4 = $1.35G_z + 1.5W + 0.5 S_z = 1.35(46.08) - (1.5 \times 114.5) + (0.5 \times 16.61) = -101.40 \text{ daN/ml}$

Suivant l'axe y-y :

- ✓ Comb 1 = $1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 9.22 + 1.5 \times 8.72 = 25.52 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 = $1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times 9.22 + 1.5 \times 3.19 = 17.23 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 3 = $1.35G_y = 1.35 \times 9.22 = 12.45 \text{ daN/ml}$

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

- ✓ $q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 127.57 \text{ daN/ml}$
- ✓ $q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 25.52 \text{ daN/ml}$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

b. ELS :

Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 = $G_z + Q_z = 46.08 + 44.58 = 89.66 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 = $G_z + S_z = 46.08 + 16.28 = 62.36 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 3 = $G_z + W = 46.08 + (-114.5) = -68.42 \text{ daN/ml}$

Suivant l'axe y-y:

- ✓ Comb 1 = $G_y + Q_y = 9.22 + 8.72 = 17.94 \text{ daN/ml}$
- ✓ Comb 2 = $G_y + S_y = 9.22 + 3.19 = 12.41 \text{ N/ml}$
- ✓ Comb 3 = $G_y + W = 9.22 + 0 = 9.22 \text{ daN/ml}$

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

- ✓ $q_{sz} = G_z + Q_z = 46.08 + 43.58 = 89.66 \text{ daN/ml}$
- ✓ $q_{sy} = G_y + Q_y = 0.041 + 0.087 = 17.94 \text{ KN/ml}$

IV.1.2 Pré dimensionnement des pannes :

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

- ✓ Condition de flèche (l'ELS) .
- ✓ Condition de résistance (l'ELU).

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

a. Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée):

$$F \leq F_{adm}$$

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

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

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

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 0.896 \times 10^{-2} \times 6003 \times 200}{(384 \times 21000)}$$

$$I_y \geq 240 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 240 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **IPE120**

$$\text{Avec : } I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \text{ et } I_z = 27.67 \text{ cm}^4$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

✓ Caractéristiques du profilé IPE 120 :

h	b	t _w	t _f	R	A	I _y	i _y
120	64	4.4	6.3	7	13.21	317.8	4.90
W _{ply}	W _{ely}	I _z	i _z	W _{plz}	W _{elz}	A _{yz}	d
60.73	52.96	27.67	1.45	13.58	8.65	6.31	93.4

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques d'IPE 120

✓ Poids propre réel :

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

$$G = (12.5 + 5) \times 2 + 10.4 = 45.4 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 45.4 \text{ daN/ml}$$

$$GZ = 45.4 \times \cos 11.31^\circ = 44.51 \text{ daN/ml}$$

$$GY = 45.4 \times \sin 11.31^\circ = 8.90 \text{ daN/ml}$$

✓ Les combinaisons d'actions les plus défavorables :

à ELU :

$$q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 125.45 \text{ daN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 25.09 \text{ daN/m}$$

à ELS :

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 88.09 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 17.62 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3 Vérification à la sécurité:

a. Vérification à l'ELU :

• classe de section :

1. classe de la semelle:

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

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 22.8$$

$$\frac{22.8}{6.3} = 3.6 \leq 10 \quad \text{donc semelle classe 01.}$$

2. classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72 \quad \text{donc l'âme classe 01.}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

● Vérification de la section à la résistance

1) Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée .pour ce cas de flexion travaille suivant les deux axes y-y ,z-z.

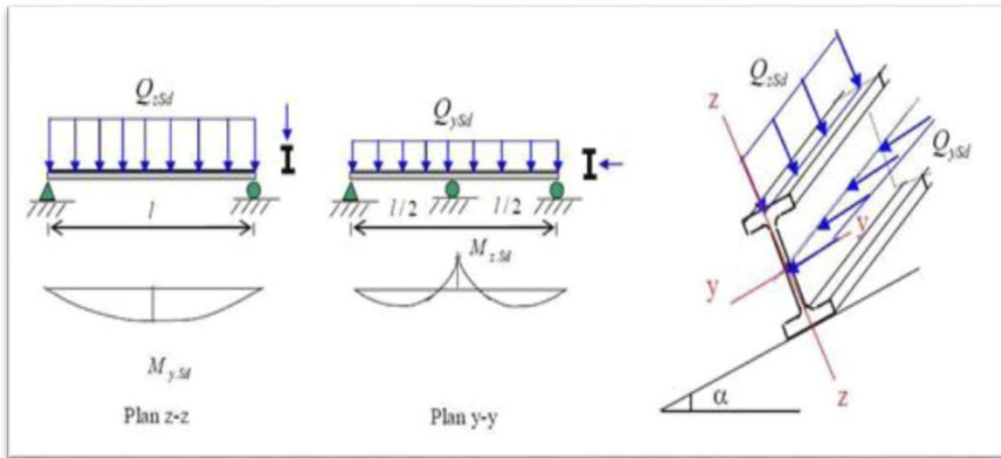


Figure IV.3: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{25.09 \times 3^2}{8} = 28.22 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{125.45 \times 6^2}{8} = 564.53 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1.1} = 1297.41 \text{ dan.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.58 \times 23.5}{1.1} = 290.12 \text{ dan.m}$$

$$\left[\frac{564.53}{1297.41} \right]^2 + \left[\frac{28.22}{290.12} \right]^1 = 0.28 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

2) Vérification au cisaillement :

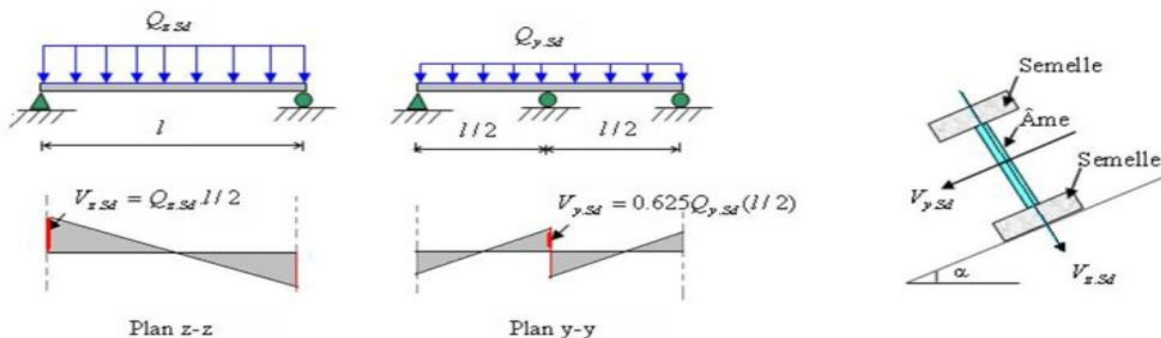


Figure IV.4 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} [EC .3 p158]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} [EC .3 p158] \quad \text{avec}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

$$V_{y.sd} = \frac{0.625Q_y.sd \times l}{2} = \frac{0.62 \times 25.09 \times 6}{2} = 46.66 \text{ dan/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z.sd \times l}{2} = 125.45 \times 6 / 2 = 376.35 \text{ dan/ml}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{Av_z \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{6.31 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7782.94 \text{ dan/ml}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{Av_z \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{6.9 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 8510.66 \text{ dan/ml}$$

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$ condition vérifiée .

$V_{y.sd} \leq V_{ply.rd}$ condition vérifiée.

3) Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumises à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée ou l'aile de certaines sections ouvertes se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale autour de centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversal.

- **Semelle supérieure :**

La semelle 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.

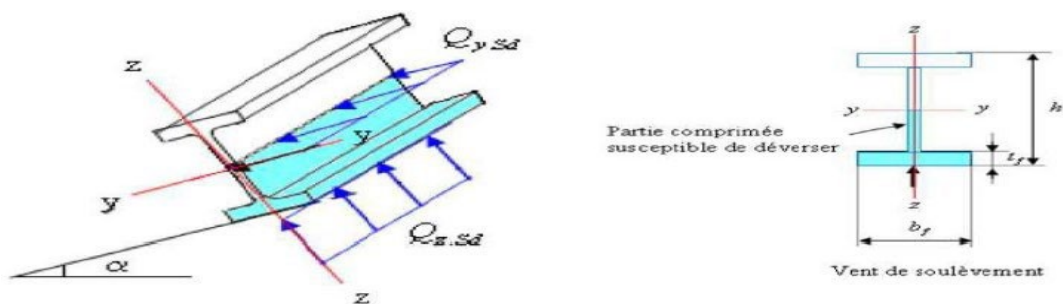


Figure IV.5 : Déversement d'une panne de toiture.

✚ Calcul de moment de résistant au déversement :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma m_0}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Avec :

$B_w=1$: Pour les sections de classe (1) et (2).

$M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement.

XLT : Coefficient de réduction pour le déversement

✚ **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{CR}}}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

M_{cr} : représente le moment critique élastique de déversement.

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5}$$

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

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

$$M_{cr} = 1.123 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.67}{600^2} \left[\frac{3.39 \times 10^3}{27.67} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 1.74}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.67} \right]^{0.5} = 564.68 \text{KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{60.73 \times 23.5}{564.68}} = 1.58 > 0.4 \dots\dots \text{il ya risque de déversement .}$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT} - \lambda_{LT})^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{Lt})^2)$$

Pour un IPE140:

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.8 > 1.2$$

$$t_f = 6.3 \text{mm} < 40 \text{mm}$$

Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Axe Y-Y : courbe a $\alpha_y = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + 0.21 (1.58 - 0.2) + 1.58^2) = 1.89$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.89 + \sqrt{(1.89^2 - 1.58^2)}} = 0.341$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

Donc :

$$M_{brd} = 0.341 \times 1 \times \frac{60.73 \times 23.5}{1.1} = 442.41 \text{ daN.m}$$

$M_{y.sd} = 564.53 \text{ daN.m} \geq M_{b.rd} = 442.41 \text{ daN.m}$condition non vérifiée.

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée ; on augmente la section de profile à un IPE 140

✓ **Caractéristiques du profilé IPE 140 :**

h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	i _y
140	73	4.7	6.9	7	16.43	541.2	5.74
W _{ply}	W _{ely}	I _z	i _z	W _{plz}	W _{elz}	A _{yz}	d
88.34	77.32	44.92	1.65	19.25	12.31	7.64	112.2

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de IPE 140.

✚ **Calcul de moment de résistant au déversement :**

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

✚ **Calcul de l'élanement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{Cr}}}$$

$$M_{Cr} = 1.123 \times \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92}{600^2} \left[\frac{3.39 \times 10^3}{44.92} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 2.45}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92} \right]^{0.5} = 838.39 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{77.32 \times 23.5}{838.39}} = 1.47 > 0.4 \text{il ya risque de déversement.}$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction φ_{Lt} :**

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(1.47 - 0.2) + 1.47^2) = 1.70$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.70 + \sqrt{(1.70^2 - 1.47^2)}} = 0.391$$

Donc :

$$M_{brd} = 0.391 \times 1 \times \frac{88.34 \times 23.5}{1.1} = 737.92 \text{ daN.m}$$

$M_{y.sd} = 564.53 \text{ daN.m} \leq M_{b.rd} = 737.92 \text{ daN.m}$condition non vérifiée.

Donc la condition est vérifiée on adopte un **IPE 140**.

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

b. Vérification à l'ELS:

1) Vérification a la flèche :

La vérification a la flèche se fait avec les charges est surcharges de services (non pondérées)

$$Q_s = G + Q = 47.9 + (44.44) = 92.34 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.s} = Q_s \times \cos(\alpha) = 92.34 \times \cos(11.31) = 90.54 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y.s} = Q_s \times \sin(\alpha) = 92.34 \times \sin(11.31) = 18.10 \text{ daN/ml}$$

• Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

Suivant l'axe Z-Z : poutre sur deux appuis

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.s} \times l^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{0.905 \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 44920} = 0.016 \text{ cm}$$

$F_z \leq F_{adm}$ condition vérifiée .

Suivant l'axe Y-Y: poutre sur trois appuis

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.s} \times (L/2)^4}{E \times I_y} \leq L/2/200 = 300/200 = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.181 \times 3^4}{2.1 \times 10^6 \times 54120} = 7.59 \times 10^{-13} \text{ cm}$$

$F_y \leq F_{adm}$ condition vérifiée

Conclusion :

Le profilé choisit **IPE 140** convient pour les pannes

IV.2 Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes au fermes, il est réalisée ay moyen d'un plat plié, il dimensionné en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

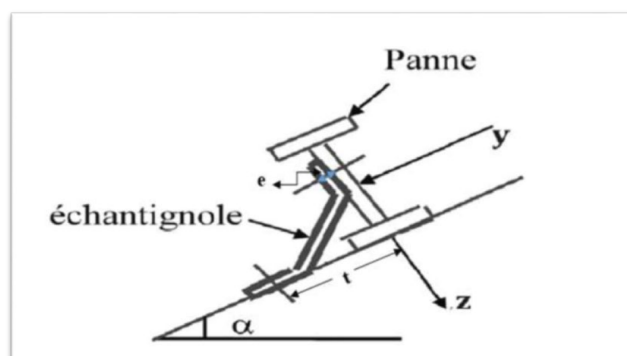


Figure IV.6 : Disposition de l'échantignolle

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.2.1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

- Effort de soulèvement

$$Q_{z.sd} = 128.76 \text{ daN/ml.}$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_{y.sd} = 3.00 \text{ daN/m}$$

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

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

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

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

- Echantignolle de rive :

$$R_Z = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{128.76 \times 6}{2} = 386.28 \text{ daN}$$

$$R_Y = \frac{Q_{y.sd} \times l}{2} = \frac{3.00 \times 6}{2} = 9 \text{ daN}$$

- Echantignolle intermédiaire :

$$R_Z = 2 \times 386.28 = 772.56 \text{ daN}$$

$$R_Y = 2 \times 9 = 18 \text{ daN}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.2.2 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_Z \times t + R_Y \times h/2 = 543.24 \times 10 + 108.6 \times \frac{14}{2} = 7851.6 \text{ daNcm}$$

IV.2.3 Dimensionnement de l'échantignole :

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

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

$$M_{Sd} = M_R \dots \dots \dots \text{ (Le moment sollicitant)}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}} \dots \dots \dots \text{ (moment de résistance élastique de la section)}$$

• Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$M_{EL,Rd} = \frac{W_{el} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7851.6 \times 1.1}{2350} = 3.67 \text{ cm}^2$$

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

B = 190 mm largeur de la traverse (voir chapitre V calcul de portique)

$$e = \sqrt{(W_{el} \times 6/b)} = \sqrt{(2.89 \times 6/19)} = 1.07 \text{ cm}$$

➤ on prend e = 1.1 cm

IV.3 Les liernes :

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

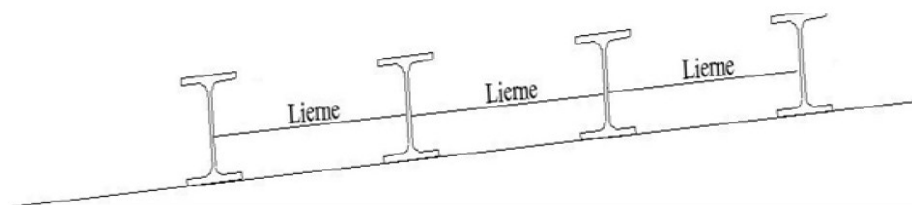


Figure IV.7 : La disposition des liernes sur les pannes

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :

- Poids propre réel :

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

$$G = (12.5+5) \times 2 + 12.9 = 47.9 \text{Kg/ml}$$

$$G = 0.508 \text{ Kg/ml}$$

$$\checkmark GZ = 47.9 \times \cos 11.31^\circ = 46.15 \text{daN/ml}$$

$$\checkmark GY = 47.9 \times \sin 11.31^\circ = 9.23 \text{daN/ml}$$

La combinaison de charge la plus défavorable :

$$Q_{uy} = 1.35G + 1.5Q_y$$

$$Q_{uy} = 1.35(9.23) + 1.5(8.71)$$

$$Q_{uy} = 25.52 \text{daN/ml}$$

$$R = 1.25 Q_{uy} \times l$$

$$l = L/2 = 3 \text{m}$$

$$R = 1.25 \times 25.52 \times 3 = 95.7 \text{daN}$$

IV.3.2 calcul Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 47.85 \text{daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L2 : } T2 = T1 + R = 143.55 \text{daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L3 : } T3 = T2 + R = 239.25 \text{daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L4 : } T4 = T3 + R = 334.95 \text{daN}$$

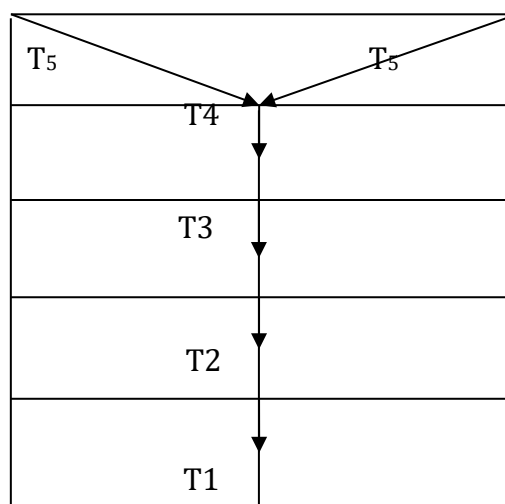
$$\text{Effort dans le diagonal } L5 = 2 T \sin \theta = T5$$

$$\text{Avec } \theta = \arctan 2/3 = 33.7^\circ$$

$$T5 = T4 / 2 \sin 33.7$$

$$T5 = 301.84 \text{daN}$$

$$T5 = 301.84 \text{daN}$$



CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.3.3 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $T_4=334.95\text{daN}$

Les liernes travaillent en traction on doit vérifier La condition de résistance plastique de la section brute suivant :

$$N_{\text{tsd}} \leq N_{\text{pl}} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{\text{sd}}=T_4=334.95\text{daN}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{sd}} \times \gamma_{m0}}{f_y} > \frac{334.95 \times 1.1}{2350} = 0.2\text{cm}^2$$

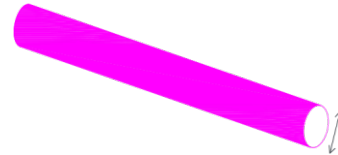
$$A = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} > 0.2\text{cm}^2$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 \times 0.2}{\pi}} = 0.50\text{cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\emptyset=0.50\text{cm} \approx 5\text{mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité ,on opte pour une barre ronde de diamètre 10mm

Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de $\emptyset=10\text{mm}$



IV.4. Etude des lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles en (IPE, UAP) ou de profils minces plies. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

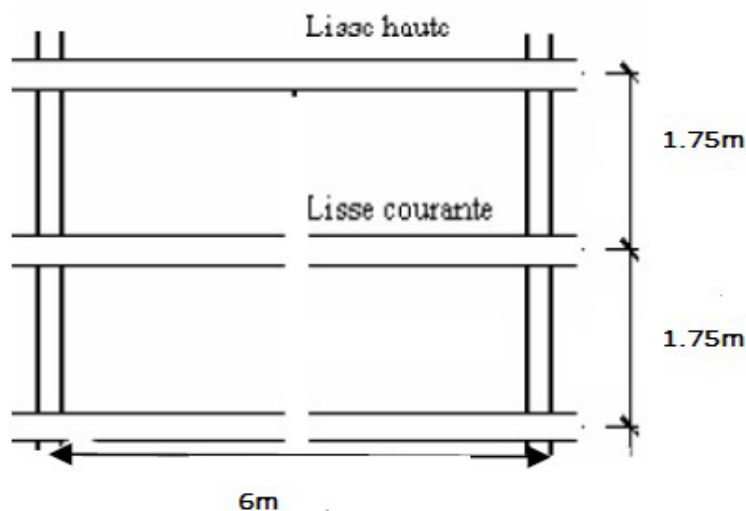


Figure IV.8 : Coupe longitudinal de la lisse de bardage

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.4.1 Détermination des sollicitations :

Les lisses, sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plans horizontal. La lisses fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propres et du poids de bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

IV.4.2 Calculs des lisses de Long pan :

IV.4.2.1 Evaluations des charges et surcharges :

L=6m sur le long pan

On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

L'entre axe des lisses $e=1.75$ sur les lisses intermédiaire $e=2$ sur la lisses de rive

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²

Poids propre d'isolants5kg/m²

Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m² Poids propre de la

lisse estimé (UAP130) 13.15kg/ml

- Charges permanentes :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 13.7$$

$$G = 57.7 \text{kg/ml}$$

$$G = 57.7 \text{daN/ml}$$

- Surcharges climatiques de vent :

La plus grandes surfaces face au vent est la paroi B avec une valeur de :

$$-76.72 \text{daN/m}^2 \text{ (tableau II.12 chapitre II)}$$

$$V = -76.72 \times 2$$

$$V = -153.45 \text{daN/ml}$$

IV.4.2.2 Les combinaisons d'actions :

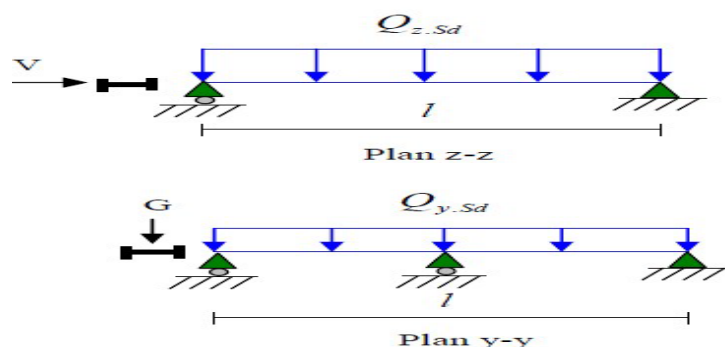


Figure IV.9 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

c. ELU :

$$Q_{uy.sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times (57.7) = 77.89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uz.sd} = 1.5 V = 1.5 \times (-153.45) = -230.17 \text{ daN/ml}$$

d. ELS :

$$Q_{sy.sd} = G = 57.7 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sz.sd} = V = -153.45 \text{ daN/ml}$$

IV.4.2.3 Pré dimensionnement des lisses :

c. Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée):

$$F \leq F_{adm}$$

$$\text{Avec ; } f_{adm} = \frac{1}{200}$$

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

$$F = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^4}{384 \times E} = \frac{(5 \times 1.5345 \times 10^{-2} \times 400^3 \times 200)}{(384 \times 21000)}$$

$$I_y \geq 121.78 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 141.42 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **UAP100**

$$\text{Avec : } I_y = 209.5 \text{ cm}^4 \text{ et } I_z = 32.83 \text{ cm}^4$$

✓ Caractéristiques du profilé UAP100:

Profilé	h	b	Tw	tf	r	d	Wpl,y	Wpl,z	Avz	A	iz	iy
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Cm ³	Cm ³	Cm ²	Cm ²	Cm	Cm
UAP	100	50	5.5	8.5	8.5	66	49.59	18.47	6.07	13.38	1.57	3.96

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques de l'UAP100.

✓ Poids propre réel :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 10.5$$

$$G = 45.5 \text{ kg/ml } \quad \mathbf{G = 45.5 \text{ daN/ml}}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

✓ Les combinaisons d'actions les plus défavorables :

a. ELU:

$$Q_{uy.sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times (45.5) = 61.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uz.sd} = 1.5 V = 1.5 \times (-153.45) = -230.17 \text{ daN/ml}$$

b. ELS:

$$Q_{sy.sd} = G = 45.5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sz.sd} = V = -153.45 \text{ daN/ml}$$

IV.4.2.4 Vérification de l'UAP100 à la sécurité :

a. Vérification à l'ELS:

Suivant l'axe Z-Z : poutre sur deux appuis

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \times I_Y} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{1.534 \times 400^4}{2.1 \times 10^6 \times 209.5 \times 10^3} = 0.45 \text{ cm}$$

$F_z \leq F_{adm}$ condition vérifiée .

Suivant l'axe Y-Y: poutre sur trois appuis

$$F_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.s} \times (L/2)^4}{E \times I_Y} \leq L/2/200 = 300/200 = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05}{348} \times \frac{0.454 \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 32.83 \times 10^3} = 2.84 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$F_y \leq F_{adm}$ condition vérifiée

b. Vérification à l'ELU :

• classe de section :

3. classe de la semelle:

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

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 38.75$$

$$\frac{38.75}{8.5} = 4.55 \leq 10 \quad \text{donc semelle classe 01.}$$

4. classe de l'ame :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{66}{5.5} = 12 \leq 72 \quad \text{donc l'ame classe 01.}$$

La section est de classe 1.

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

● Vérification de la section à la résistance:

1) Vérification à la flexion

-Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.s} = \frac{Qz.s \times l^2}{8} = \frac{230.17 \times 6^2}{8} = 1035.76 \text{ daN.m}$$

-Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Qy.s \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{61.42 \times 3^2}{8} = 69.09 \text{ daN.m}$$

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

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

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

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$ Caractéristique géométrique de l'UAP100 :

$$M_{ply.sd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{49.59 \times 23.5}{1.1} = 1059.42 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{18.47 \times 23.5}{1.1} = 389.82 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1035.76}{1059.42} \right]^2 + \left[\frac{69.09}{389.82} \right]^1 = 1.1 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

2) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl,rd} [EC .3 p158]$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply,rd} [EC .3 p158] \quad \text{avec}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 Q_{y.sd} \times L}{2} = \frac{0.62 \times 61.42 \times 6}{2} = 115.16 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{230.17 \times 6}{2} = 690.51 \text{ daN/ml}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{6.07 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7486.92 \text{ daN/ml}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{7.31 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 9016.37 \text{ daN/ml}$$

$V_{z.sd} \leq V_{pl,z,rd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée .

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$ condition vérifiée.

3) Vérification au déversement :

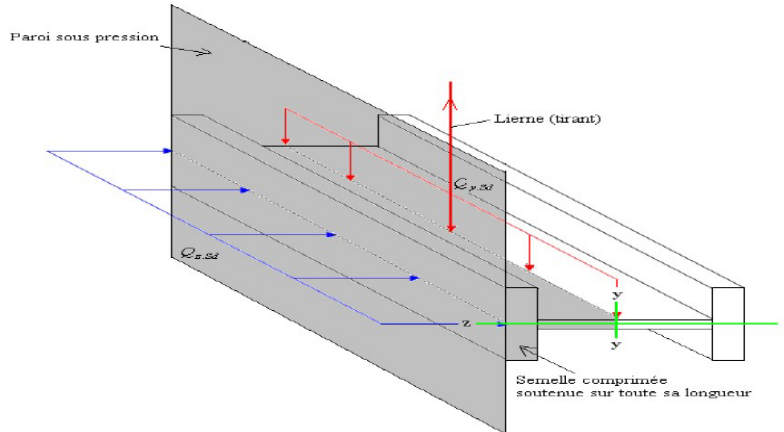


Figure IV.10 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

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

Conclusion :

Le profilé choisi **UAP100** convient comme lisse sur le long pan .

IV.4.2.5 calcul des liernes de long pan :

- La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 61.42 \times 3 = 230.32 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 230.32/2 = 115.16 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 230.32 + 115.16 = 345.48 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 230.32 + 345.48 = 575.8 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : 2T \sin \theta = T_3$$

$$\theta = \arctg 2/2 = 45^\circ$$

$$T_4 = (T_3 / 2 \sin \theta) = (575.8 / 2 \sin 45^\circ) = 407.15 \text{ daN}$$

- Dimensionnement :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $T_3 = 575.8 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction on doit vérifier La condition de résistance plastique de la section brute suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

$$N_{tsd} \leq N_{PL} = A \frac{fy}{\gamma m_0}$$

$$N_{sd} = T_3 = 575.8 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma m_0}{fy} > \frac{575.8 \times 1.1}{2350} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} > 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 \times 0.26}{\pi}} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\emptyset = 0.57 \text{ cm} \approx 5.7 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre 10mm

Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de $\emptyset = 10 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\emptyset = 10 \text{ mm}$.

IV.4.3 Calculs des lisses de pignon :

IV.4.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

Les données :

$L = 4 \text{ m}$ sur le long pan

On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

L'entre axe des lisses $e = 2$ sur les lisses intermédiaire $e = 2 \text{ m}$ sur la lisses de rive

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12 kg/m^2

Poids propre d'isolants 5 kg/m^2

Poids propre d'accessoires de pose 5 kg/m^2

Poids propre de la lisse estimé (UAP130) 13.7 kg/ml

a) calcul des charges permanentes (G) :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 13.7$$

$$G = 57.7 \text{ kg/ml}$$

$$G = 57.7 \text{ daN/ml}$$

b) surcharges climatiques de vent :

La plus grandes surfaces face au vent est la paroi B avec une valeur de :

92.91 daN/m^2 (tableau II.6 chapitre II)

$$V = -89.125 \times 2$$

$$V = -178.25 \text{ daN/ml}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.4.3.2 Les combinaisons d'actions :

a. ELU:

$$Q_{uy.sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times (57.7) = 77.89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uz.sd} = 1.5 V = 1.5 \times (-178.25) = -267.35 \text{ daN/ml}$$

b. ELS:

$$Q_{sy.sd} = G = 57.7 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sz.sd} = V = -178.25 \text{ daN/ml}$$

IV.4.3.3 Pré dimensionnement des lisses :

d. Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée):

$$F \leq F_{adm}$$

$$\text{Avec ; } f_{adm} = \frac{1}{200}$$

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

$$F = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \leq \frac{1}{200}$$

$$Iy \geq \frac{5 \times Qz \times 200 \times l^4}{384 \times E} = \frac{(5 \times 1.782 \times 10^{-2} \times 400^3 \times 200)}{(384 \times 21000)}$$

$$Iy \geq 141.42 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $Iy \geq 141.42 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un **UAP100**

$$\text{Avec : } Iy = 209.5 \text{ cm}^4 \text{ et } Iz = 32.83 \text{ cm}^4$$

✓ Poids propre réel :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 10.5$$

$$G = 45.5 \text{ kg/ml}$$

$$G = 45.5 \text{ daN/ml}$$

✓ Les combinaisons d'actions les plus défavorables :

A ELU:

$$Q_{uy.sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times (45.5) = 61.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{uz.sd} = 1.5 V = 1.5 \times (-178.25) = -267.35 \text{ daN/ml}$$

A ELS:

$$Q_{sy.sd} = G = 45.5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sz.sd} = V = -178.25 \text{ daN/ml}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.4.3.4 Vérification de l'UAP100 à la sécurité

c) Vérification à l'ELS:

Suivant l'axe Z-Z : poutre sur deux appuis

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \cdot s \cdot l^4}{E \cdot I_Y} \leq \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{1.782 \times 400^4}{2.1 \times 10^6 \times 209.5 \times 10^3} = 1.3 \text{ cm}$$

$F_z \leq F_{adm}$ condition vérifiée.

Suivant l'axe Y-Y: poutre sur trois appuis

$$F_Y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_y \cdot s \cdot (L/2)^4}{E \cdot I_Y} \leq L/2/200 = 200/200 = 1 \text{ cm}$$

$$F_Y = \frac{2.05}{348} \times \frac{0.454 \cdot 200^4}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 32.83} = 5.6 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

$F_Y \leq F_{adm}$ condition vérifiée

d) Vérification à l'ELU :

• classe de section :

1. classe de la semelle:

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

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 38.75$$

$$\frac{38.75}{8.5} = 4.55 \leq 10 \quad \text{donc semelle classe 01.}$$

2. classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{66}{5.5} = 12 \leq 72 \quad \text{donc l'ame classe 01.}$$

La section est de classe 1.

● Vérification de la section à la résistance :

1) Vérification à la flexion

-Poutre sur deux appuis :

$$M_{y,s} = \frac{Q_z \cdot s \cdot l^2}{8} = \frac{267.35 \times 4^2}{8} = 534.7 \text{ daN.m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

-Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_y \cdot s \times \frac{1^2}{2}}{8} = \frac{61.42 \times 2^2}{8} = 30.71 \text{ daN.m}$$

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

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

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

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$ Caractéristique géométrique de l'UAP100 :

$$M_{ply.sd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{49.59 \times 23.5}{1.1} = 1059.42 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{18.47 \times 23.5}{1.1} = 389.82 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{30.71}{1059.42} \right]^2 + \left[\frac{30.71}{389.82} \right]^1 = 0.33 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

2) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl,rd} [EC .3 p158]$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl,y,rd} [EC .3 p158] \text{ avec}$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625 Q_y \cdot s \times L}{2} = \frac{0.62 \times 61.42 \times 4}{2} = 76.16 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \cdot s \times l}{2} = \frac{267.35 \times 4}{2} = 534.7 \text{ daN/ml}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{6.07 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7486.92 \text{ daN/ml}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma m_0} = \frac{7.31 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 9016.37 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl,y,rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification au déversement :

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

Conclusion :

Le profilé choisi **UAP100** convient comme lisse sur le pignon.

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments secondaires

IV.4.3.5 calcul des liernes de pignon :

- La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 61.42 \times 2 = 153.55 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 153.55/2 = 76.77 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 153.55 + 76.77 = 230.32 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 153.55 + 230.32 = 383.87 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : 2T \sin \theta = T_3$$

$$\theta = \arctg 2/2 = 45^\circ$$

$$T_4 = (T_3 / 2 \sin \theta) = (383.87 / 2 \sin 45^\circ) = 271.43 \text{ daN}$$

- **Dimensionnement :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $T_3 = 383.87 \text{ daN}$

Les liernes travaillent en traction on doit vérifier La condition de résistance plastique de la section brute suivant :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = T_3 = 383.87 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} > \frac{383.87 \times 1.1}{2350} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} > 0.17 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.17}{\pi}} = 0.46 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.46 \text{ cm} \approx 4.6 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre 10mm

Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de $\phi = 10 \text{ mm}$

Conclusion :

- ❖ **Les pannes : IPE 140**
- ❖ **L'échantignole : épaisseur de $e = 1.00 \text{ cm}$.**
- ❖ **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**
- ❖ **Les lisses du long-pan : UAP100**
- ❖ **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**
- ❖ **Les lisses du pignon : UAP100**
- ❖ **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**

Chapitre V

Calculs des potelets

V.1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues aux poids propre des lisses de bardage, et celui du potelet lui-même.

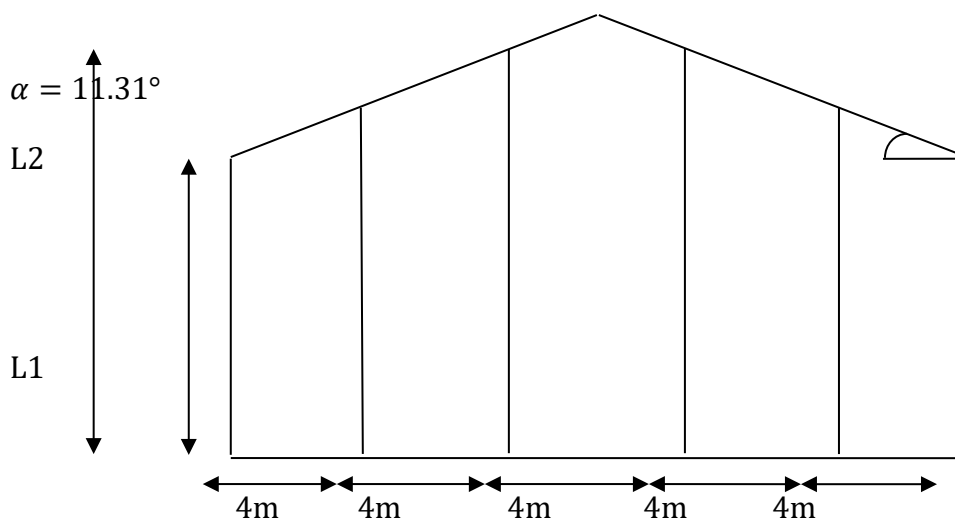


Figure V.1 : Disposition des potelets.

Avec :

$$L_1 = 8 + (\tan\alpha \times 4) = 8.8\text{m}$$

$$L_2 = 8 + (\tan\alpha \times 2 \times 4) = 9.6\text{m}$$

V.1.1 Dimensionnement des potelets :**V.1.1.2 Principes de dimensionnement :**

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

V.1.1.3 les données :

On dispose de 4 potelets sur chaque pignon, les deux potelets intermédiaires sont les plus chargés avec :

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 9.6\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 4\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 4\text{m}$

- Nombre de lisses supportées par le potelet (n=5)
- Poids propre de bardage.....12.5kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse (UAP100)10.5kg/ml

V.2.1 Calcul des charges et surcharges :

a) Charges permanents G :

$$G=(Plisse \times L_{lisse} \times N_{lisse})+(P_{bardage}+P_{isolants}+P_{accessoires}) \times S$$

tributaire

$$G = (10.5 \times 4 \times 5) + (12.5 + 5 + 5) \times (4 \times 9.6)$$

$$G=1074\text{kg}$$

b) Surcharges climatiques V :

$$V = -89.125\text{daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{tableau 6 chapitre II})$$

$$V = -89.125 \times 4.$$

$$V = -356.5\text{daN/ml}$$

V.2.2 Condition de la flèche :

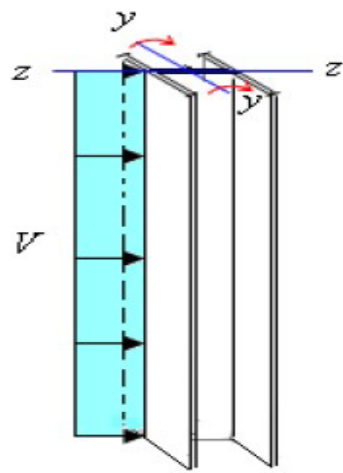


Figure V.2 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

La vérification de la flèche se fait sous le vent (non pondéré).

La flèche autour de l'axe y-y :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times L^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{1000}{384} \times \frac{V \times L^3}{E}$$

$$I_y = \frac{1000}{384} \times \frac{356.5 \times 10 - 2 \times 9603}{2.1 \times 10^6} \quad I_y = 3911.31\text{cm}^2 \quad \text{On choisit le profilé IPE 270 avec } I_y = 5790\text{cm}^4$$

•Caractéristiques géométriques de l'IPE240 :

h	b	t _w	t _f	r	A	I _y	i _y
240	120	6.2	9.8	15	39.12	3892	9.97
W _{ply}	W _{ely}	I _z	i _z	W _{plz}	W _{elz}	A _{yz}	d
366.6	324.3	283.6	2.69	73.92	47.27	19.14	190.4

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques de IPE 240

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1074 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1074 + (36.76 \times 9.6)$$

$$G = 1426.89 \text{ daN}$$

V.3.1 Vérification à l'ELU :

V.3.1.1 Vérification de la section à la résistance :

1. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min (0.25N_{p,s} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_M)$ Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1426.89 = 1926.30 \text{ daN}$$

$$N_{PL,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45.95 \times 235}{1.1} = 98165.9 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl;d} = 0.25 \times 98165.9 = 24541.47 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 45.95 - (2 \times 13.5 \times 1.02) = 18.41 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 18.41 \times 2350}{1.1} = 19665.22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1926.30 \text{ daN} \leq \min (24541.47; 19665.22) = 19665.22 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

2. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl;d}$$

$$Q_{zsd} = 1.5V = 1.5 \times 356.5 = 534.75 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = Q_{zsd} \times l/2 = \frac{534.75 \times 9.6}{2} = 2566.8 \text{ daN}$$

$$V_{pl;d} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{22.1 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 27291.11 \text{ daN}$$

$$0.5 V_{pl;d} = 0.5 \times 27291.11 = 13645.55 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 2566.8 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl;d} = 13645.55 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

3. Vérification à la flexion :

$$M_{y,sd} \leq M_{c;d}$$

$M_{c;d}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section :

✚ Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(135 - 6.6 - 2 \times 15)/2}{10.2} = 4.82 \leq 10 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

-la semelle est de classe 01

• **Classe de l'âme**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \varepsilon$$

-l'âme est de classe 01

✚ Donc la section est de classe 01

$$M_{c;d} = M_{ply,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 2350}{1.1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5 \times V \times l_2}{8} = \frac{1.5 \times 356.5 \times 9.6^2}{8} = 6160.32 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} = 6160.32 \text{ daN.m} \leq M_{c;d} = 10340 \text{ daN.m}$vérifiée

V.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

• **Le flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

• **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} \times M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{\min} \leq 1$$

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

✚ **Calcul des élancements λ_y :**

$$\lambda_y = L_y / i_y = 960 / 11.2 = 85.48$$

✚ **Calcul les élancements critique λ_{cr} :**

$$\epsilon = \left(\frac{235}{235} \right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ **Calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}_y$:**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times (\beta_A)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et 3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{85.48}{93.9} = 0.9 > 0.2 \dots \dots \dots \text{il y a risque de flambement .}$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction**

Pour un IPE 240 :

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2$$

$$t_f = 11.23 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Axe Y-Y : courbe a $\alpha_y = 0.21$

Axe Z-Z : courbe b $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2)$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21 (0.91 - 0.2) + 0.91^2) = 0.98$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.98 + \sqrt{0.98^2 - 0.91^2}} = 0.74$$

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

✚ **Calcul des élancements λ_z :**

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{200}{3.02} = 66.22$$

✚ **Calcul les élancements critique λ_{cr} :**

$$\lambda_{cr} = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ **Calcul des élancements réduits :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times (\beta_A)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et 3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{66.22}{93.9} = 0.71 > 0.2 \dots\dots\dots \text{il ya risque de flambement.}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\varphi_z = 0.5(1+0.34(0.71-0.2)+0.71^2)=0.83$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.83 + \sqrt{0.83^2 - 0.71^2}} = 0.79$$

$$\chi_{\min} = \min (0.74; 0.79).$$

$$\chi_{\min} = 0.74$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_y :

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

β_M : est un facteur de moment uniformes equivalent pour le déversement.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.9(1 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 429.9}{429.9} = -1.13 < 0.9.$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1.13) \times 1926.30}{0.74 \times 45.95 \times 2350} = 1.02 < 1.5$$

1.2. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{i_z} \right)^2 \right] }^{0.25}}$$

$C_1 = 1.132$ poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{200}{3.02}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200}{\frac{3.02}{1.02}} \right)^2 \right] }^{0.25}} = 62.19$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{62.19}{93.9} = 0.66 > 0.4 \dots\dots\dots \text{il y a risque de déversement.}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2)$$

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.66 - 0.2) + 0.66^2) = 0.76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.76 + \sqrt{0.76^2 - 0.66^2}} = 0.88$$

✚ **Calcul du facteur d'amplification K_{LT} :**

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

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{ML} - 0.15 = 0.15 \times 0.71 \times 1.3 - 0.15 = -0.01 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0.01) \times 1926.30}{0.74 \times 45.95 \times 2350} = 1$$

✚ **Le flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_y \cdot sd}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1926.30}{0.74 \times 98165.9} + \frac{1.02 \times 6160.32}{10340} = 0.63 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✚ **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} \times M_y \cdot sd}{\chi_{lt} \times M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1926.30}{0.79 \times 98165.9} + \frac{1 \times 6160.32}{0.88 \times 10340} = 0.92 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

IPE 240 convient comme potelet

CHAPITRE VI

Calcul du portique

Poteaux - traverses.

VI.1 Introduction :

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

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

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

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 24m.

VI.1.1 Caractéristiques du portique étudié :

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 8\text{m}$
- La hauteur de faitage : $H = 10\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 20\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 10.20\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 6\text{m}$

portique intermédiaire

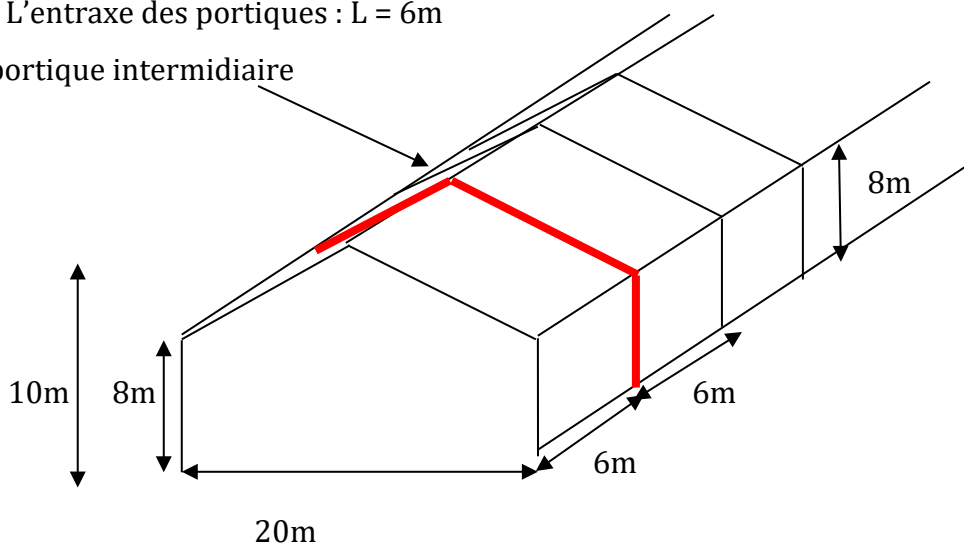


Figure VI.1 : Vue du portique en 3D

VI.2 Calcul de portique :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité. Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

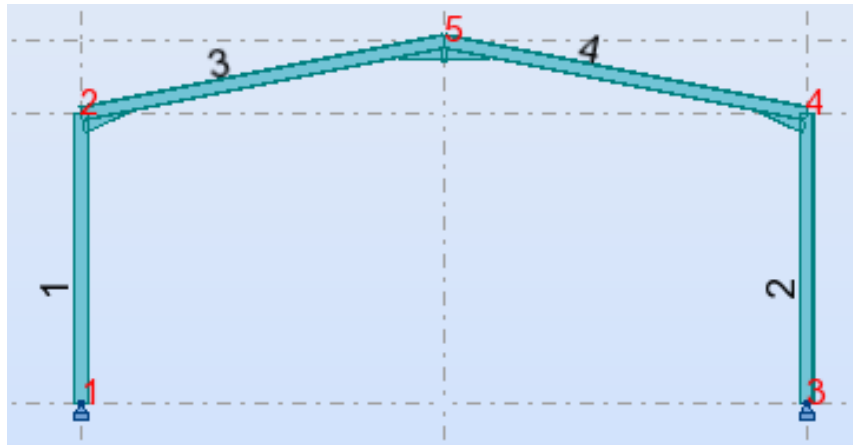


Figure VI.2 : Vue 2D du portique

VI.2.1 Données des barres :

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériaux	Type de barre	Gama deg
1	1	2	IPE400	Acier E24	Barre	0.0
2	3	4	IPE400	Acier E24	Barre	0.0
3	2	5	IPE400	Acier E24	Barre	0.0
4	5	4	IPE400	Acier E24	Barre	0.0

Tableau VI.1 : coordonné des barres dans le portique

VI.2.2 Charges sur le portique :

a) charge permanent :

	profile	Type	Poids unitaire	Poids total
Sur traverse	Couverture+accessoires de pose	P S	17daN/m	102daN/m
	Pannes	IPE140	12.9daN/m	77.4daN/m
Sur poteau	Lisse	Uap100	10.5daN/m	315daN/m
	Sablière	IPE140	12.9daN/m	77.4daN/m
	Bardage	P S	12dan/m	72daN/m

Tableau VI.2 : les charges permanentes dans portique

b) Présentation des charges permanentes :

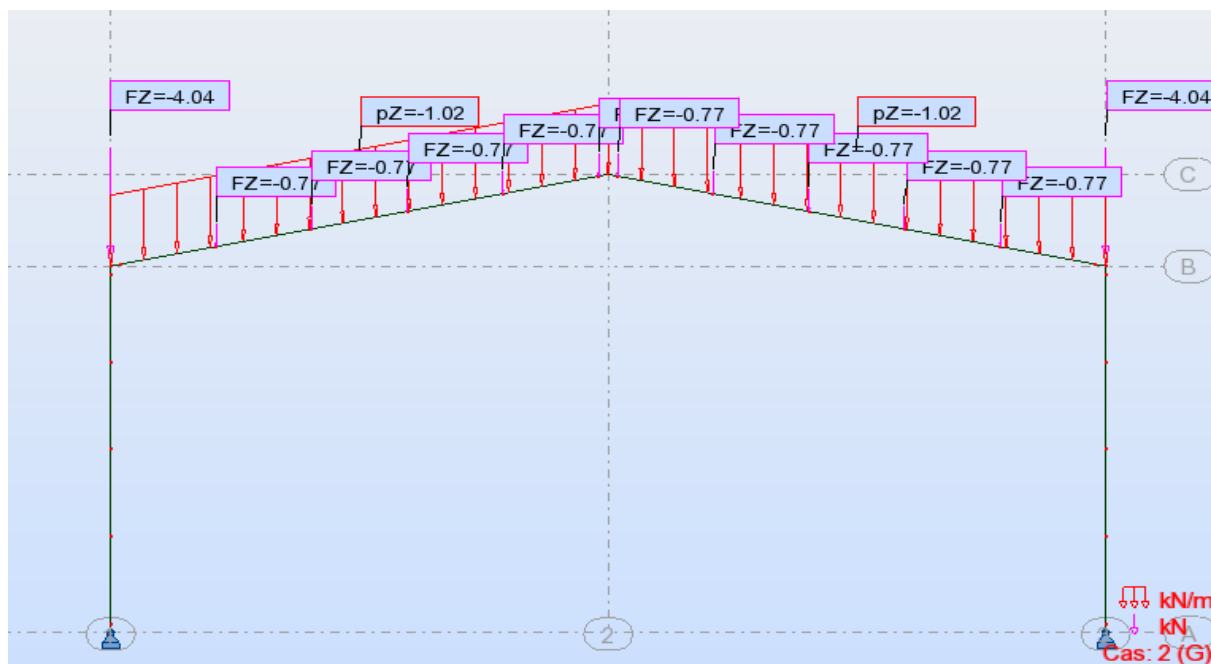


Figure VI.3 : Présentation de la charge permanente

c) Charge variable :

	type	Charge unitaire	La charge
Sur la toiture	Charge d'exploitation	60daN/m	360daN/m
	Neige	0.0864KN/m ²	52daN/m
	vent	Dépend de la zone	
	Température	35°	35°
Sur le poteau	Vent	Dépend de la zone	
	Température	35°	35°

Tableau VI.3 : Présentation de la charge permanente.

d) Présentation des charges variables :

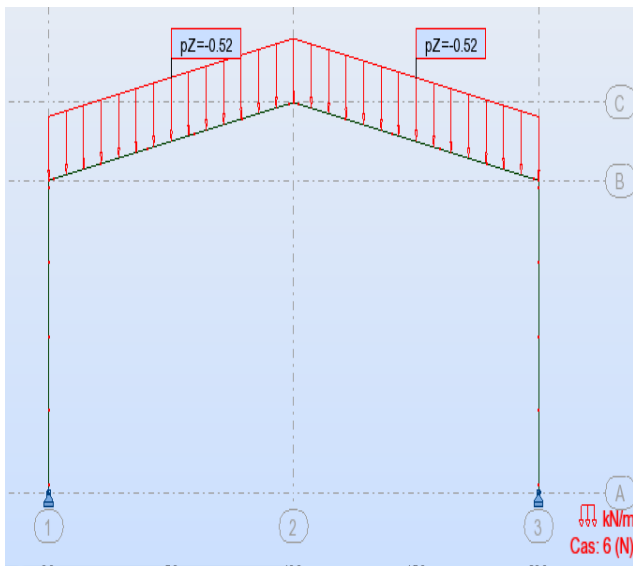


Figure VI.4:Présentation de la charge de neige.

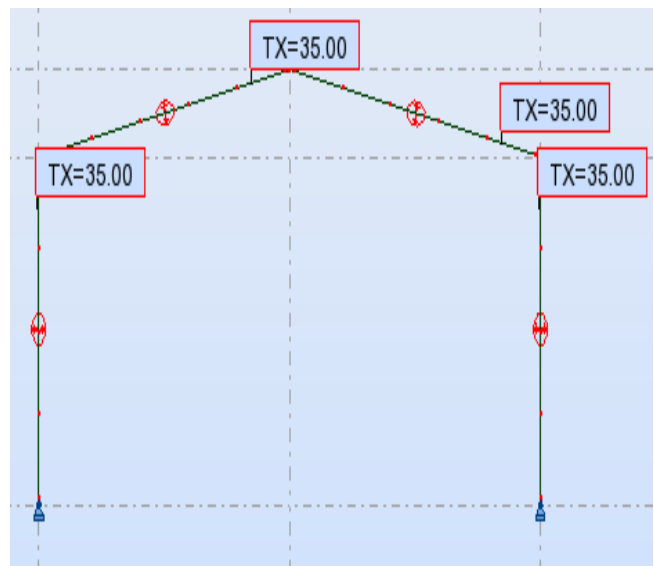


Figure VI.5 : Présentation de la température.

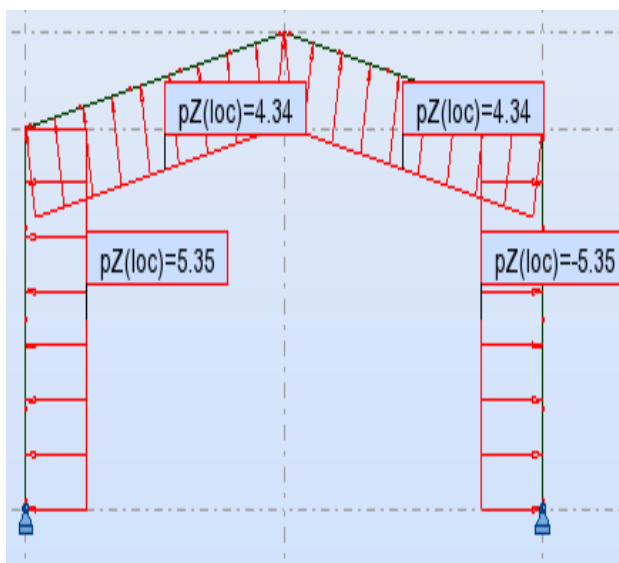


Figure VI.6 : Présentation de la charge du V2PG .

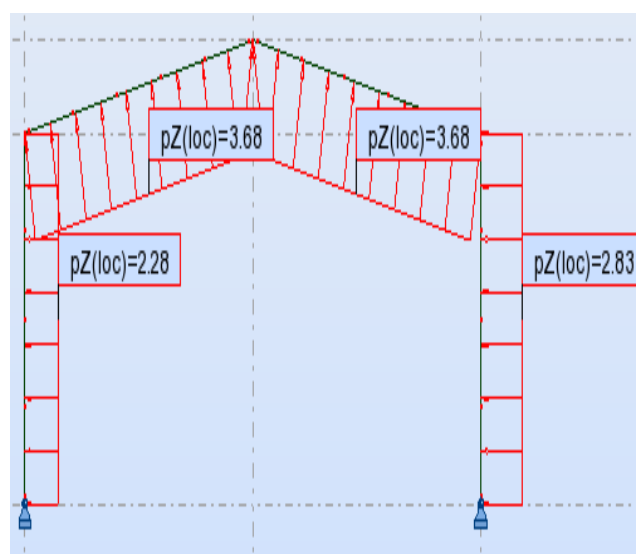


Figure VI.7:Présentation de la charge du V1 LP

VI.2.3 les combinaisons des charges :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	COMB1	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50$
9 (C)	Comb2	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.67$
10 (C)	Comb3	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.67$
11 (C)	Comb4	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.87$
12 (C)	Comb5	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+7*0.53$
13 (C)	Comb6	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.67+7*0.53$
14 (C)	Comb7	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.67+7*0.53$
15 (C)	Comb8	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.67+6*0.87$
16 (C)	Comb9	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.67+6*0.87$
17 (C)	Comb10	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.87+7*0.53$
18 (C)	Comb11	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.67+6*0.87+7*0.53$
19 (C)	Comb12	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.67+6*0.87+7*0.53$
20 (C)	Comb13	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50$
21 (C)	Comb14	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+4*0.67$
22 (C)	Comb15	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.67$
23 (C)	Comb16	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+6*0.87$
24 (C)	Comb17	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+7*0.53$
25 (C)	Comb18	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+4*0.67+7*0.53$
26 (C)	Comb19	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.67+7*0.53$
27 (C)	Comb20	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+4*0.67+6*0.87$
28 (C)	Comb21	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.67+6*0.87$
29 (C)	Comb22	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+6*0.87+7*0.53$
30 (C)	Comb23	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+4*0.67+6*0.87+7*0.53$
31 (C)	Comb24	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.67+6*0.87+7*0.53$
32 (C)	Comb25	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*1.50$
33 (C)	Comb26	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*1.50+6*0.87$
34 (C)	Comb27	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*1.50+7*0.53$
35 (C)	Comb28	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+4*1.50$
36 (C)	Comb29	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*1.50+6*0.87+7*0.53$
37 (C)	Comb30	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+4*1.50$
38 (C)	Comb31	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+4*1.50+7*0.53$
39 (C)	Comb32	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+4*1.50+7*0.53$
40 (C)	Comb33	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*1.50$
41 (C)	Comb34	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*1.50+6*0.87$
42 (C)	Comb35	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*1.50+7*0.53$
43 (C)	Comb36	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+5*1.50$
44 (C)	Comb37	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*1.50+6*0.87+7*0.53$
45 (C)	Comb38	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+5*1.50$
46 (C)	Comb39	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+5*1.50+7*0.53$
47 (C)	Comb40	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+5*1.50+7*0.53$
48 (C)	Comb41	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*1.50$
49 (C)	Comb42	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*1.50+6*0.87$
50 (C)	Comb43	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*1.50+7*0.53$
51 (C)	Comb44	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+4*1.50$
52 (C)	Comb45	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*1.50+6*0.87+7*0.53$
53 (C)	Comb46	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+4*1.50$
54 (C)	Comb47	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+4*1.50+7*0.53$
55 (C)	Comb48	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+4*1.50+7*0.53$
56 (C)	Comb49	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*1.50$
57 (C)	Comb50	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*1.50+6*0.87$
58 (C)	Comb51	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*1.50+7*0.53$
59 (C)	Comb52	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+5*1.50$
60 (C)	Comb53	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*1.50+6*0.87+7*0.53$
61 (C)	Comb54	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+5*1.50$
62 (C)	Comb55	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+5*1.50+7*0.53$
63 (C)	Comb56	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+5*1.50+7*0.53$
64 (C)	Comb57	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+6*1.50$
65 (C)	Comb58	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*0.67+6*1.50$
66 (C)	Comb59	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*0.67+6*1.50$
67 (C)	Comb60	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+6*1.50+7*0.87$
68 (C)	Comb61	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+6*1.50$
69 (C)	Comb62	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*0.67+6*1.50+7*0.87$
70 (C)	Comb63	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*0.67+6*1.50+7*0.87$
71 (C)	Comb64	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+4*0.67+6*1.50$
72 (C)	Comb65	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+5*0.67+6*1.50$
73 (C)	Comb66	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+7)*0.87+6*1.50$

74 (C)	Comb67	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+7)*0.87+4*0.67+6*1.50$
75 (C)	Comb68	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+7)*0.87+5*0.67+6*1.50$
76 (C)	Comb69	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+6*1.50$
77 (C)	Comb70	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*0.67+6*1.50$
78 (C)	Comb71	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*0.67+6*1.50$
79 (C)	Comb72	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+6*1.50+7*0.87$
80 (C)	Comb73	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+6*1.50$
81 (C)	Comb74	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*0.67+6*1.50+7*0.87$
82 (C)	Comb75	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*0.67+6*1.50+7*0.87$
83 (C)	Comb76	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+4*0.67+6*1.50$
84 (C)	Comb77	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+5*0.67+6*1.50$
85 (C)	Comb78	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+7)*0.87+6*1.50$
86 (C)	Comb79	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+7)*0.87+4*0.67+6*1.50$
87 (C)	Comb80	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+7)*0.87+5*0.67+6*1.50$
88 (C)	Comb81	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+7*1.50$
89 (C)	Comb82	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*0.67+7*1.50$
90 (C)	Comb83	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*0.67+7*1.50$
91 (C)	Comb84	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+6*0.87+7*1.50$
92 (C)	Comb85	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+7*1.50$
93 (C)	Comb86	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+4*0.67+6*0.87+7*1.50$
94 (C)	Comb87	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+5*0.67+6*0.87+7*1.50$
95 (C)	Comb88	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+4*0.67+7*1.50$
96 (C)	Comb89	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+5*0.67+7*1.50$
97 (C)	Comb90	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+7*1.50$
98 (C)	Comb91	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+(3+6)*0.87+4*0.67+7*1.50$
99 (C)	Comb92	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.35+3*0.87+5*0.67+7*1.50$
100 (C)	Comb93	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+7*1.50$
101 (C)	Comb94	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*0.67+7*1.50$
102 (C)	Comb95	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*0.67+7*1.50$
103 (C)	Comb96	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+6*0.87+7*1.50$
104 (C)	Comb97	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+7*1.50$
105 (C)	Comb98	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+4*0.67+6*0.87+7*1.50$
106 (C)	Comb99	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+5*0.67+6*0.87+7*1.50$

107 (C)	Comb100	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+4*0.67+7*1.50$
108 (C)	Comb101	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+5*0.67+7*1.50$
109 (C)	Comb102	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+7*1.50$
110 (C)	Comb103	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+(3+6)*0.87+4*0.67+7*1.50$
111 (C)	Comb104	naison linéaire	EFF		$(1+2)*1.00+3*0.87+5*0.67+7*1.50$
112 (C)	COMB105	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00$
113 (C)	Comb106	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+4*0.67$
114 (C)	Comb107	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+5*0.67$
115 (C)	Comb108	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+6*0.87$
116 (C)	Comb109	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+7*0.53$
117 (C)	Comb110	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+4*0.67+7*0.53$
118 (C)	Comb111	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+5*0.67+7*0.53$
119 (C)	Comb112	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+4*0.67+6*0.87$
120 (C)	Comb113	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+5*0.67+6*0.87$
121 (C)	Comb114	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+6*0.87+7*0.53$
122 (C)	Comb115	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+4*0.67+6*0.87+7*0.53$
123 (C)	Comb116	naison linéaire	DEP		$(1+2+3)*1.00+5*0.67+6*0.87+7*0.53$
124 (C)	Comb117	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00$
125 (C)	Comb118	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+6*0.87$
126 (C)	Comb119	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+7*0.53$
127 (C)	Comb120	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+3*0.87$
128 (C)	Comb121	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+6*0.87+7*0.53$
129 (C)	Comb122	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+(3+6)*0.87$
130 (C)	Comb123	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+3*0.87+7*0.53$
131 (C)	Comb124	naison linéaire	DEP		$(1+2+4)*1.00+(3+6)*0.87+7*0.53$
132 (C)	Comb125	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00$
133 (C)	Comb126	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+6*0.87$
134 (C)	Comb127	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+7*0.53$
135 (C)	Comb128	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+3*0.87$
136 (C)	Comb129	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+6*0.87+7*0.53$
137 (C)	Comb130	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+(3+6)*0.87$
138 (C)	Comb131	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+3*0.87+7*0.53$
139 (C)	Comb132	naison linéaire	DEP		$(1+2+5)*1.00+(3+6)*0.87+7*0.53$

140 (C)	Comb133	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00$
141 (C)	Comb134	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+4*0.67$
142 (C)	Comb135	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+5*0.67$
143 (C)	Comb136	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+7*0.87$
144 (C)	Comb137	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+3*0.87$
145 (C)	Comb138	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+4*0.67+7*0.87$
146 (C)	Comb139	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+5*0.67+7*0.87$
147 (C)	Comb140	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+3*0.87+4*0.67$
148 (C)	Comb141	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+3*0.87+5*0.67$
149 (C)	Comb142	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+(3+7)*0.87$
150 (C)	Comb143	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+(3+7)*0.87+4*0.67$
151 (C)	Comb144	naison linéaire	DEP		$(1+2+6)*1.00+(3+7)*0.87+5*0.67$
152 (C)	Comb145	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00$
153 (C)	Comb146	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+4*0.67$
154 (C)	Comb147	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+5*0.67$
155 (C)	Comb148	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+6*0.87$
156 (C)	Comb149	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+3*0.87$
157 (C)	Comb150	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+4*0.67+6*0.87$
158 (C)	Comb151	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+5*0.67+6*0.87$
159 (C)	Comb152	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+3*0.87+4*0.67$
160 (C)	Comb153	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+3*0.87+5*0.67$
161 (C)	Comb154	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+(3+6)*0.87$
162 (C)	Comb155	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+(3+6)*0.87+4*0.67$
163 (C)	Comb156	naison linéaire	DEP		$(1+2+7)*1.00+3*0.87+5*0.67$

Tableau VI.4 : tous Les combinaison possible dans un portique .

VI.2.4 Efforts extrêmes globaux :

	FX (KN)	FY (KN)	MY (KN)
MAX	100.53	80.67	231.46
Barre	1	3	2
Nœud	1	2	4
Cas	17 (C)	17(C)	17 (C)
MIN	27.37	-80.67	-231.46
Barre	4	4	3
Nœud	5	5	2
Cas	17 (C)	17 (C)	17(C)

Tableau VI.5 : Les efforts défavorables

VI.2.5 Vérification du poteau IPE 400:

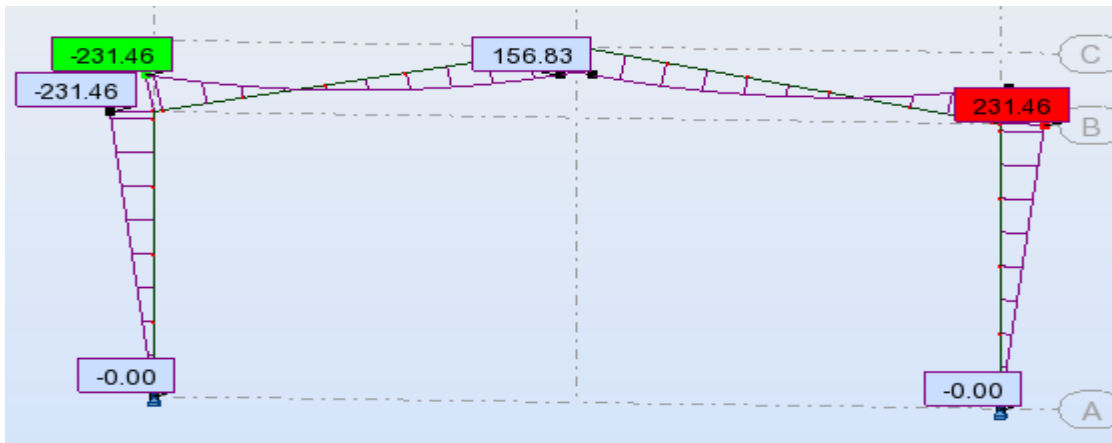


Figure VI.8: les moment maximaux

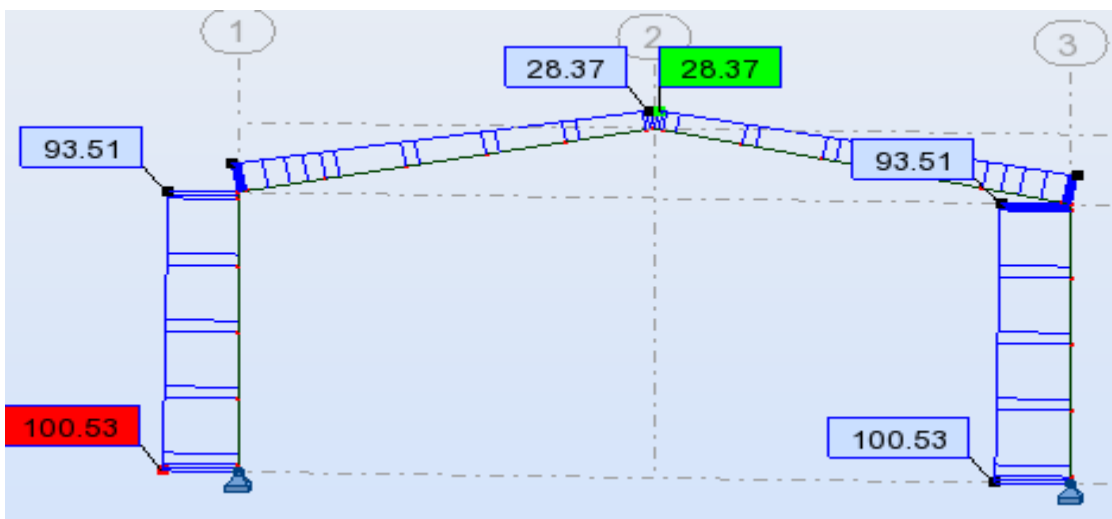


Figure VI.9 : Les efforts max dans le portique

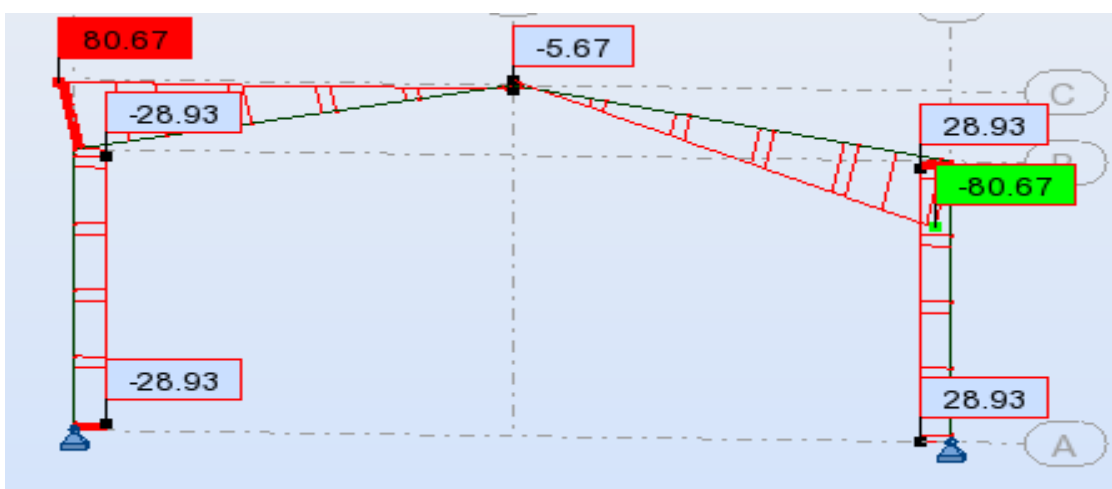


Figure VI.10 : L'effort tranchant maximal

•Caractéristiques géométriques de l'IPE400 :

h	b	tw	tf	r	A	Iy	iy
400	180	8.6	13.5	21	84.46	23130	16.55
Wply	Wely	Iz	iz	Wplz	Welz	Ayz	d
1307	1156	1318	3.95	229	146.4	42.69	331

Tableau VI.6 : Caractéristiques géométriques de IPE 400

a) Bilan des efforts :

✓ $M_{y.sd} = -223.60 \text{ kN.m}$

✓ $N_{sd} = 93.66 \text{ kN}$

✓ $V_{z.sd} = -27.95 \text{ kN}$

Classe de la section :

✚ **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(180 - 8.6 - 2 \times 21)/2}{13.5} = 4.79 \leq 10 \varepsilon$$

$$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5} = (235/235)^{0.5} = 1$$

-la semelle est de classe 01

✚ **Classe de l'âme**

$$\alpha = \frac{1}{d((d + d_c)/2)} \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{93.66}{0.86 \times 23.5} = 4.3$$

$$\alpha = \frac{1}{33.1((33.1 + 4.3)/2)} = 0.56 \leq 1$$

Pour les sections de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{331}{8.6} = 38.48 \leq \frac{396 \times 1}{13 \times 0.5 - 1} = 72$$

-l'âme est de classe 01

VI.2.5.1 Vérification à l'ELU :

1. Incidence de l'effort tranchant :

$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl;d}$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$V_{zsd} = 27.95 \text{KN}$$

$$V_{pl;d} = \frac{A v_z (F_Y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{42.69 (23.50 / \sqrt{3})}{1.1} = 526.55 \text{KN}$$

$$V_{zsd} = 27.95 \text{KN} \leq 0.5 V_{pl;d} = 263.27 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

2. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min (0.25 N_{p;s} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M)$ Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 93.66 \text{KN}$$

$$N_{PL,RD} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{84.46 \times 23.5}{1.1} = 1804.37 \text{KN}$$

$$0.25 N_{pl;d} = 0.25 \times 1804.3 = 451.09 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 84.46 - 2 \times 18 \times 1.35 = 35.86 \text{cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 35.86 \times 23.50}{1.1} = 383.05 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 93.66 \text{KN} \leq \min (451.09 ; 383.05) = 383.05 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant

3. Vérification à la flexion :

$$M_{y, sd} \leq M_{c;d}$$

$M_{cy;d}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Section de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

$$M_{cy;d} = M_{ply;Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{1307 \times 23.5}{1.1} = 279.2227 \text{KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 223.60 \text{KN.M} \leq M_{cy;d} = 279.2227 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.2.5.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

VI.2.5.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement :

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$\chi_{\min} = \min (\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{\min} \leq 1$$

 **Flambement par rapport à l'axe Y-Y (dans le plan du portique) :**

✚ **Longueur de flambement :**

$$L_y = 800$$

✚ **Calcul des élancements λ_y :**

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{800}{16.55} = 48.33$$

✚ **Calcul les élancements critique λ_{cr} :**

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ **Calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}_y$:**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times (\beta_A)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{48.33}{93.9} = 0.51 > 0.2 \dots \dots \dots \text{il ya risque de flambement}$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction**

Pour un IPE400:

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1.2$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Axe Y-Y : courbe a $\alpha_y = 0.21$

Axe Z-Z : courbe b $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2)$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21 (0.51 - 0.2) + 0.51^2) = 0.66$$

$$\chi_y = 1 / (0.66 + (0.66^2 - 0.051^2)^{0.5}) = 0.926$$

✚ **Flambement par rapport à l'axe z-z (hors du plan du portique) :**

✚ **Longueur de flambement :**

$$L_z = 200 \text{ cm}$$

✚ **Calcul des élancements λ_z :**

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{200}{3.95} = 50.63$$

✚ Calcul des élancements critique λ_{cr} :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{50.63}{93.9} = 0.53 > 0.2 \dots \dots \dots \text{il ya risque de flambement .}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + 0.34 (0.53 - 0.2) + 0.53^2) = 0.69$$

$$\chi_z = 1 / 0.69 + (0.69^2 - 0.53^2)^{0.5} = 0.641$$

$$\chi_{\min} = \min (0.926; 0.883).$$

$$\chi_{\min} = 0.883$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ Avec } K_y \leq 1.5$$

β_M : est un facteur de moment uniformes equivalent pour le déversement.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\beta_M \varphi = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{a}{b} = \frac{0}{223.60} = 0$$

$$\beta_{ML} = \beta_M \varphi = 1.8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.51(2 \times 1.8 - 4) + \left(\frac{1307 - 1156}{1156}\right) = -0.07$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.07 \times 93.66}{0.926 \times 84.46 \times 23.5} = 1.003 = 1$$

✚ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{93.66}{0.926 \times 1804.3} + \frac{1 \times 223.60}{279.22} = 0.85 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VI.2.5.2 Vérification vis-à-vis du déversement :

✚ Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)0.5 \times \left[\left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b}$$

[M_a < M_b] : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -\frac{223.60 \times 6}{8} = -167.7 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -223.60 \text{ KN.m}$$

$$\Psi = \frac{-167.7}{-223.60} = 0.75$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(0.749) + 0.52(0.749)^2 = 1.123 < 2.7$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{200/3.95}{(1.123)0.5 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{200}{3.95}}{\frac{40}{1.35}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 46.17$$

$\bar{\lambda}_{Lt} = 44.48/93.9 \times (1)^{0.5} = 0.49 > 0.4$il n'ya pas risque de déversement.

✚ Calcul de coefficient de réduction X_z :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT} - \lambda_{LT})0.5}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2)) + (\bar{\lambda}_{Lt})^2$$

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.49 - 0.2) + 0.49^2) = 0.65$$

$$\chi_{LT} = 1/0.65 + (0.65^2 - 0.49^2)^{0.5} = 0.928$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N S_d}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{ML} - 0.15 < 0.9$$

$$\beta_{ML} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\beta_{ML} = 1.8 - 0.7(0.749) = 1.275$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.53 \times 1.275 - 0.15 = -0.048 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0.048) \times 87.71}{0.928 \times 84.46 \times 23.50} = 1.00$$

✚ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{z} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,ed}}{\chi_{lt} \times M_{pl,y,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{93.66}{0.883 \times 1804.37} + \frac{223.60}{0.928 \times 279.22} = 0.92 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La section de profilé laminé choisie IPE400 est adéquate pour le convient pour l'ossature du portique.

VI.2.6 Vérification de la traverse :

VI.2.6.1 Vérification de la section à la résistance :

Bilan des efforts :

- ✓ $M_{y,ed} = -223.60 \text{ KN.m}$
- ✓ $N_{sd} = 44.71 \text{ KN}$
- ✓ $V_{z,ed} = -81.08 \text{ KN}$

Classe de la section :

✚ **Classe de la semelle**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(180 - 8.6 - 2 \times 21)/2}{13.5} = 4.79 \leq 10 \varepsilon$$

$$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5} = (235/235)^{0.5} = 1$$

-la semelle est de classe 01

✚ **Classe de l'âme**

$$\alpha = \frac{1}{d((d+d_c)/2)} \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{44.71}{0.86 \times 23.5} = 2.25$$

$$\alpha = \frac{1}{33.1((33.1+2.25)/2)} = 0.72 \leq 1$$

Pour les sections de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{331}{8.6} = 38.48 \leq \frac{396 \times 1}{13 \times 0.72 - 1} = 47.36$$

-l'âme est de classe 01

1. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min (0.25N_{p,s} ; 0.5A_w \cdot f_y/\gamma_M)$ Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd}=44.71\text{KN}$$

$$N_{PL,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84.46 \times 23.5}{1.1} = 1804.37\text{KN}$$

$$0.25N_{pl;d} = 0.25 \times 1804.37 = 451.09\text{KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 84.46 - (2 \times 18 \times 1.35) = 35.86\text{cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 35.86 \times 23.5}{1.1} = 383.05\text{KN}$$

$$N_{sd} = 44.71\text{N} \leq \min (451.09; 383.05) = 383.05\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant

2. Vérification à la flexion :

$$M_{y,sd} \leq M_{c;d}$$

$M_{c,y;d}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Section de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

$$M_{c,y;d} = M_{ply;Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 23.5}{1.1} = 279.22\text{KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 223.60\text{KN.M} \leq M_{c,y;d} = 279.22\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.2.6.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

VI.2.6.2.1 Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\chi_{min} = \min (\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{min} \leq 1$$

- **Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :**

 **Longueur de flambement :**

$$L_Y = \frac{1000}{\cos(11.31)} = 1039.07\text{cm}$$

✚ **Calcul des élancements λ_y :**

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1039.07}{16.55} = 62.78$$

✚ **Calcul les élancements critique λ_{cr} :**

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ **Calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}_y$:**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$\beta A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{62.78}{93.9} = 0.66 > 0.2 \quad \dots\dots\dots\text{il ya risque de flambement}$$

✚ **Calcul de coefficient de réduction :**

Pour un IPE 400:

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2.22 > 1.2$$

$$t_f = 13.5\text{mm} < 40 \text{ mm}$$

: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Axe Y-Y : courbe a $\alpha_y = 0.21$

Axe Z-Z : courbe b $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2)$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21 (0.66 - 0.2) + 0.66^2) = 0.76$$

$$\chi_y = 1 / 0.76 + (0.76^2 - 0.66^2)^{0.5} = 0.879$$

• **Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :**

✚ **Longueur de flambement :**

$$L_z = \frac{500}{\cos(11.31)} = 509.90\text{cm}$$

✚ **Calcul des élancements λ_z :**

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{509.90}{3.95} = 129.08$$

✚ Calcul des élancements critique λ_{cr} :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1 \quad \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et 3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{129.08}{93.9} = 1.37 > 0.2 \quad \dots\dots\dots \text{il ya risque de flambement .}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\varphi_z = 0.5(1+0.34(1.37-0.2)+1.37^2)=1.63$$

$$\chi_z = 1/1.63+(1.63^2-1.37^2)^{0.5}=0.397$$

$$\chi_{\min} = \min (0.879; 0.397).$$

$$\chi_{\min} = 0.344$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_y :

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

β_M : est un facteur de moment uniformes equivalent pour le déversement.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{ML} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{Mq} - \beta_{M\varphi})$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{169.5}{-223.60} = -0.64$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi = 1.8 - 0.7(-0.64) = 2.24$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.67 \times 8^2}{8} = 29.36 \text{KN.m}$$

$$\Delta M = 232.30 + 149.73 = 385.03 \text{KN.m}$$

$\beta_{Mq} = 1,3$ Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{ML} = 2.24 + \frac{29.36}{385.03} (1.3 - 2.24) = 2.16$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.66(2 \times 2.16 - 4) + \left(\frac{1307 - 1156}{1156}\right) = 0.34$$

$$K_y = 1 - \frac{0.34 \times 45.64}{0.879 \times 84.46 \times 23.5} = 0.990$$

✚ Vérification au flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,ed}}{M_{pl,y,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{44.71}{0.344 \times 1804.37} + \frac{0.99 \times 223.60}{279.22} = 0.86 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.2.6.2.2 Vis-à-vis du déversement :

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes Est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

✚ Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0.5} \times [1 + 0.05 \left(\frac{(l_z / i_z)}{(h / (t_f))} \right)^2]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 (-0.64) + 0.52 (-0.64)^2 = 2.98 < 2,7$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{509.9 / 3.55}{(2.42)^{0.5} \left[1 + 0.05 \left(\frac{\left(\frac{509.9}{3.55} \right)}{\left(\frac{33}{1.15} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.28$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{63.28}{93.9} = 0.67 > 0.4 \dots \dots \dots \text{il ya risque de déversement.}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT} - \lambda_{LT})^2}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2)$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + 0.21 (0.67 - 0.2) + 0.67^2) = 0.77$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.77 + (0.77 - 0.67)^2} = 0.869$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_{LT} :

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

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{ML} - 0.15 < 0.9$$

$$\beta_{ML} = 1.8 - 0.7 \psi$$

$$\psi = 1.8 - 0.7(-0.64) = 2.24$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot 1.37 \cdot 2.24 - 0.15 = 0.31 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(0.31) \times 45.64}{0.897 \times 84.46 \times 23.50} = 0.93 < 1$$

✚ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{z} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} \times M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{44.71}{0.344 \times 1804.37} + \frac{0.93 \times 223.60}{0.869 \times 279.22} = 0.92 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✚ **Actions vers le haut :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

$$M_{y,sd} = 95.74 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 51.82 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = -34.52 \text{ kN}$$

✚ **Calcul de l'élanement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \lambda_{Lt} / \lambda_{cr} \times (B_a)^{0.5}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9 \epsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1) 0.5 \times \left[\left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = M_a / M_b$$

[M_a < M_b] : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -34.81 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 95.74 \text{ kN.m}$$

$$\Psi = -34.81 / 95.74 = -0.247$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.247) + 0.52(-0.247)^2 = 2.09 < 2.7$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{509.9}{3.95}}{(2.09) 0.5 \times \left[\left(\frac{\frac{509.9}{40}}{1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 75.57$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{75.57}{93.9} \times (1)^{0.5} = 0.81 > 0.4 \dots \text{il y a risque de déversement.}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction X_z :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + (\lambda_{LT})^2)$$

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.81 - 0.2) + 0.81^2) = 0.89$$

$$\chi_{LT} = 1 / 0.89 + (0.89^2 - 0.81^2)^{0.5} = 0.794$$

✚ Vérification au déversement :

$$\frac{M_y \cdot s_d}{\chi_{lt} \times M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{95.74}{0.794 \times 279.22} = 0.53 > 1 \dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion :

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 400) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique

CHAPITRE VII

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.

VII.1 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

VII.2 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

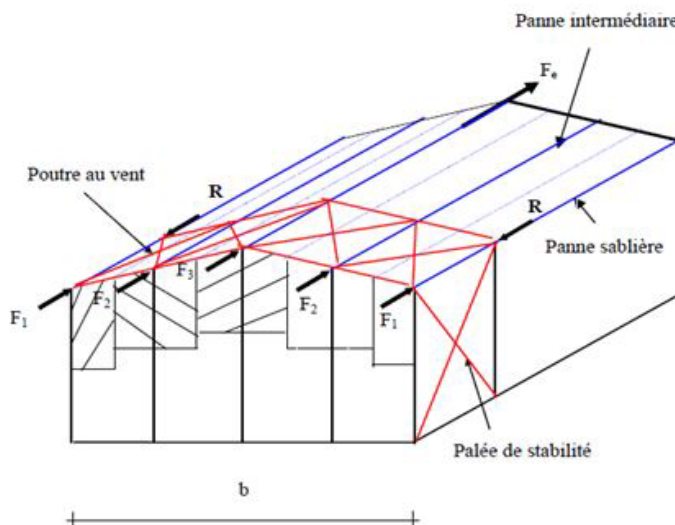


Figure VII.1 : Effort du vent sur les pignons.

VII.2.1 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.

a) Evaluation des efforts horizontaux:

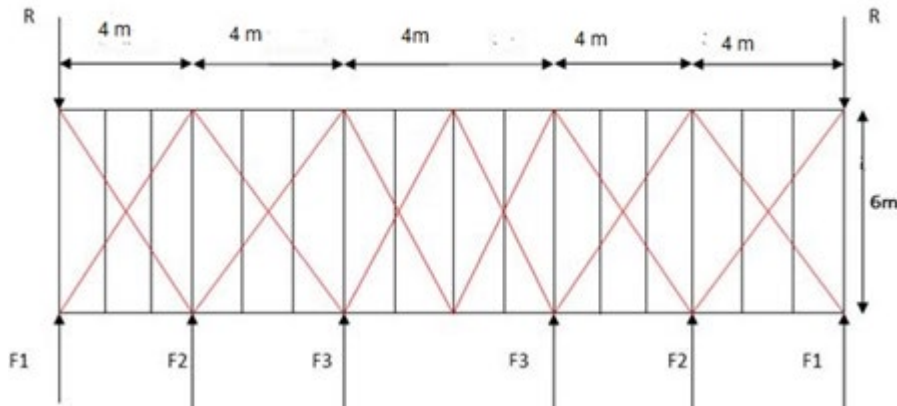


Figure VIII.2 : Schéma statique de la poutre au vent .

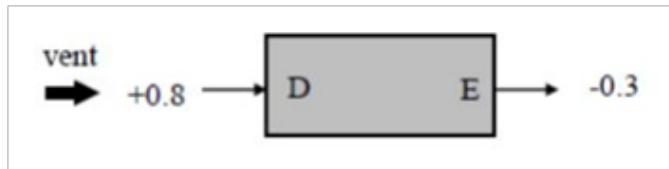
$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{4}{2} \right) \frac{f_{fr}}{12}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{8}{2} \right) \frac{f_{fr}}{6}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{8}{2} \right) \frac{f_{fr}}{12}$$

D'après l'étude au vent (chapitre2) :

- La valeur de Ce est donnée ci-dessous :



- Le coefficient de réduction :

$$\Sigma C_r = C_{ed} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique q_h :

$$Q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 50.0 \times 1.7 = 85 \text{ daN/m}^2$$

- La pression du vent :

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 85 \times 1.1 = 93.5 \text{ daN/m}^2$$

Avec c_d = 1

La force de frottement est nul

- Calcul des efforts horizontaux :

$$h_1 = 8\text{m} ; h_2 = 8.80\text{m} ; h_3 = 9.60\text{m}$$

$$F_1 = \left(93.5 \times \frac{8}{2} \times \frac{20}{8}\right) + \frac{2912}{8} = 1112 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(93.5 \times \frac{8.80}{2} \times \frac{20}{4}\right) + \frac{2192}{4} = 2193.6 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(93.5 \times \frac{9.6}{2} \times \frac{20}{4}\right) \times \frac{2192}{4} = 2343.2 \text{ daN}$$

b) Efforts de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort FF_{dd} dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$R = F_d \cdot \cos(\theta) + F_1$$

$$R = \sum \frac{F_i}{2} = \frac{2 \times (F_1 + F_2 + F_3)}{2} = 5648.2 \text{ daN}$$

$$\tan(\theta) = \frac{4}{6} = 0.66$$

$$\theta = 33.42^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{5648.2 - 1112}{\cos 33.43} = 5435.44 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 F_d = 1.5 \times 5435.44 = 8152.66 \text{ daN}$$

VII.2.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{(A \times f_y)}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{(N_{sd} \times \gamma_{m0})}{F_y} = \frac{8152.66 \times 1.1}{23.5} = 381 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 45x45x6 avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm. Soit L45x45x6 (A = 5.09cm²)

a) Vérification à la résistance ultime de la section nette :

$$A_{net} = 5.09 - 0.5 \times 1.3 = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{(\beta \times A_{net} \times f_u)}{\gamma_{m2}}$$

β est le coefficient min orateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe P1 des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VII.1 : Coefficients min orateurs β_1 et β_2 .

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P = 100 \text{ mm}$; $e = 5 \text{ mm}$.

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$.

Avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$ diamètre de trous.

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 4.44 \times 3600}{1.25} = 8951.04 \text{ daN}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de L45×45×6 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VII.3 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 :

➤ Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir le chapitre 4).

$G = 47.9 \text{ daN/ml}$

$N = 16.61 \text{ daN/ml}$

Compression :

$V = F_2 = 2193.6 \text{ daN}$

Combinaison des charges :

$1.35G + 1.35N + 1.35V$

$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$

$Q_{sd} = 1.35 \times 47.9 + 1.35 \times 16.61 = 87.08 \text{ daN/ml}$

$Q_{z,sd} = 87.08 \times \cos(11.31^\circ) = 85.38 \text{ daN/ml}$

VII.3.1 Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$A_w = A - 2b * t_f$; aire de l'ame

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{85.38 \times 6^2}{8} = 384.21 \text{ daN.m}$$

$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin 11.31 = 87.08 \times \sin 11.31 = 17.07 \text{ daN/ml}$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_y \cdot s_d \times (l/2)^2}{8} = \frac{17.07 \times 6/2^2}{8} = 19.20 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times V = 1.35 \times 2193.6 = 2961.36 \text{ daN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1.1} = 1887.26 \text{ dan.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1.1} = 411.252 \text{ dan.m}$$

$$\left[\frac{384.21}{1887.26} \right]^2 + \left[\frac{19.20}{411.252} \right]^1 = 0.08 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl;d}$$

il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant Puisque à mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nul, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

4. Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min (0.25 N_{p;s} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_M)$ Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 2961.36 \text{ daN}$$

$$N_{PL,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.43 \times 23.5}{1.1} = 351.00 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl;d} = 0.25 \times 1804.37 = 87.75 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 16.43 - (2 \times 7.3 \times 0.69) = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 6.36 \times 23.5}{1.1} = 67.93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 29.61 \text{ KN} \leq \min (87.75; 67.93) = 67.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

VII.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

➤ **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure : La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

➤ **Combinaison a l'ELU :**

$$Q_{zsd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_s = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5 V$$

G=47.9daN /ml..... charge permanente

V= -114.5daN/mlvent de soulèvement (chapitre 4 calculs des pannes)

V' = F₃ = 2193.6daN.....effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

➤ **Charge de flexion :**

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 47.9 \times \cos(11.31) + (1.5 \times -114.5)$$

$$Q_{z,sd} = -124.78 \text{ daN/ml } \text{ soulèvement}$$

$$Q_{ysd} = 1.35 \times G \times \sin(11.31) = 1.35 \times 47.9 \times \sin(11.31) = 12.68 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{-124.78 \times 6^2}{8} = -561.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{12.68 \times 6/2^2}{8} = 14.26 \text{ daN.m}$$

➤ **Charges de compression :**

$$N_{sd} = 1.5 \times v' = 1.5 \times 2193.6 = 3290.4 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

✚ **Flexion déviée composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_Y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0$$

✚ **Flexion déviée compose avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0$$

VII.3.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement :

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{\min} \leq 1$$

✚ **Flambement par rapport à l'axe Y-Y (dans le plan du portique) :**

✚ **Longueur de flambement :**

$$L_Y = 600$$

✚ Calcul des élancements λ_y :

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.52$$

✚ Calcul les élancements critique λ_{cr} :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ Calcul des élancements réduits $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times (\beta_A)^{0.5}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104.52}{93.9} = 1.11 > 0.2 \dots\dots\dots \text{il y a risque de flambement}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction

Pour un IPE400:

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 1.2$$

$$t_f = 6.9\text{mm} < 40\text{ mm}$$

: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Axe Y-Y : courbe a $\alpha_y = 0.21$

Axe Z-Z : courbe b $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2)$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21 (1.11 - 0.2) + 1.11^2) = 1.211$$

$$\chi_y = 1 / 1.211 + (1.211^2 - 1.11^2)^{0.5} = 0.591$$

• Flambement par rapport à l'axe z-z (hors du plan du portique) :

✚ Longueur de flambement :

$$L_z = 300\text{cm}$$

✚ Calcul des élancements λ_z :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.81$$

✚ Calcul des élancements critique λ_{cr} :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✚ Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$\beta A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et 3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{50.63}{93.9} = 1.9 > 0.2 \dots\dots\dots \text{il y a risque de flambement .}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + 0.34 (1.9 - 0.2) + 1.9^2) = 2.49$$

$$\chi_z = 1 / 2.59 + (2.59^2 - 1.9^2)^{0.5} = 0.229$$

$$\chi_{\min} = \min (0.591; 0.229).$$

$$\chi_{\min} = 0.229$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y} \quad \text{Avec } K_y \leq 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{x_z \times A \times f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1.5$$

β_M : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.11(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88.34 - 77.32}{77.32}\right) = -1.41 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.41 \times 32.9}{0.591 \times 84.46 \times 23.5} = 1.2 = 1$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{ML} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.9(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88.34 - 77.32}{77.32}\right) = -2.51 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{-2.51 \times 32.9}{0.229 \times 16.43 \times 23.5} = 1.9$$

✚ Vérification au flambement :

$$\frac{3290}{0.229 \times 35100} + \frac{1.2 \times 561.51}{1887.26} + \frac{1.9 \times 14.26}{411.25} = 0.83 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VII.3.2.Vérification vis-à-vis du déversement :

✚ Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_{cr}} \times (B_a)^{0.5}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C1)0.5 \times \left[\left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{300/1.65}{(1.132)0.5 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300}{1.65} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 44.48/93.9 \times (1)^{0.5} = 1.21 > 0.4 \dots \dots \dots \text{il n'ya pas risque de déversement.}$$

✚ Calcul de coefficient de réduction χ_z :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT} - \lambda_{LT})^{0.5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{Lt})^2)$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + 0.21 (1.21 - 0.2) + 1.21^2) = 1.338$$

$$\chi_{LT} = 1 / 1.338 + (1.338^2 - 1.21^2)^{0.5} = 0.523$$

✚ Calcul du facteur d'amplification K_{LT} :

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

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{ML} - 0.15 < 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.9 \times 1.3 - 0.15 = 0.22 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(0.22) \times 32.9}{0.229 \times 16.43 \times 23.50} = 1.00$$

✚ Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,ed}}{\chi_{lt} \times M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,ed}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3290}{0.229 \times 35100} + \frac{561.51}{0.523 \times 1887.26} + \frac{1.9 \times 14.26}{411.25} = 1.09 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé choisi IPE 140 est adéquat comme panne de toiture.

VII.4 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.

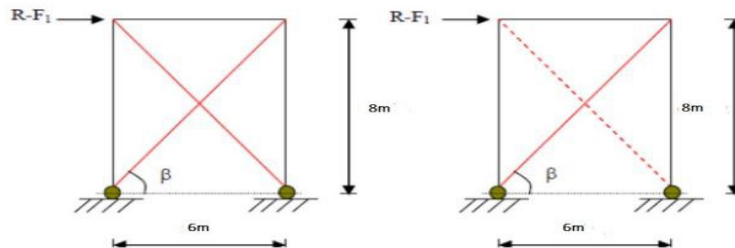


Figure VII.3 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

➤ **Par la méthode des coupures :**

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F1$$

$$\tan (\beta) = 8 / 6 = 1.33$$

$$\beta = 53.13^\circ$$

$$N = R - F1 / \cos(\beta) = 5648.2 - 1112 / \cos (53.13) = 7560.31 \text{ daN}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl;rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 7560.31 = 8340.46 \text{ daN}$$

$$A \geq N_{sd} \cdot \gamma_{M0} / f_y = 8340 \times 1.1 / 2350 = 3.90 \text{ cm}^2$$

on opte pour une cornière de L45x45x6 d'une section $A=5.09\text{cm}^2$ un boulon de 12 mm et un trou de 13mm

$$A_{net} = 5.09 - 0.5 \times 1.3 = 4.4\text{cm}^2$$

$$P = 100 \text{ mm}; e = 5 \text{ mm.}$$

$$P1 = 100 \text{ mm} > 5d0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm.}$$

Avec : $d0=13 \text{ mm}$ diamètre de trous.

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 4.44 \times 3600}{1.25} = 8951.04 \text{ da N}$$

$$N_{sd} = 83.40 \text{ KN} < N_{u,rd} = 89.51 \text{ KN}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de L45×45×6 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

CHAPITRE VIII

Calcul des assemblages.

Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions. Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

VIII.1 Assemblage poteau IPE400_TraverseIPE400**VIII.1.1 Introduction :**

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort Normal.

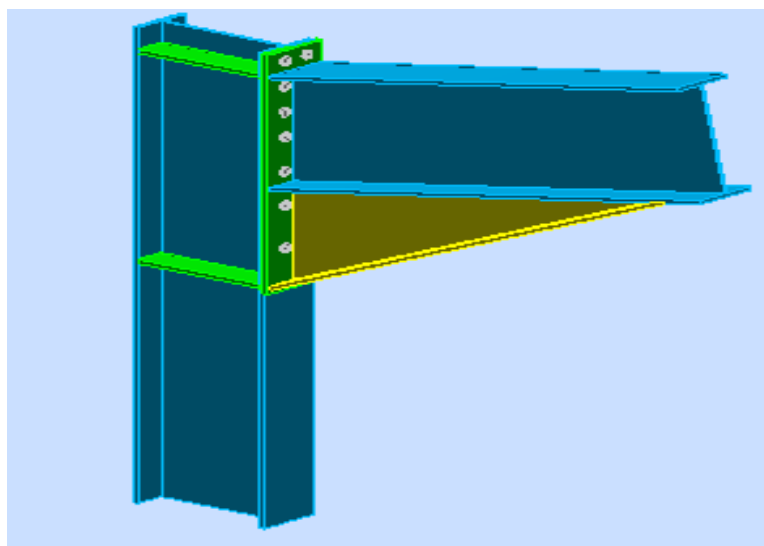


Figure VIII .1: Représentation de l'assemblage Poteau - Traverse

VIII.1.2 – Efforts sollicitant :(voir annexe page130)

$$M_{sd} = 231.46 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = -28.95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = -93.51 \text{ KN}$$

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 14 Nombre de files : n = 2 Epaisseur de la platine : ép =20 mm

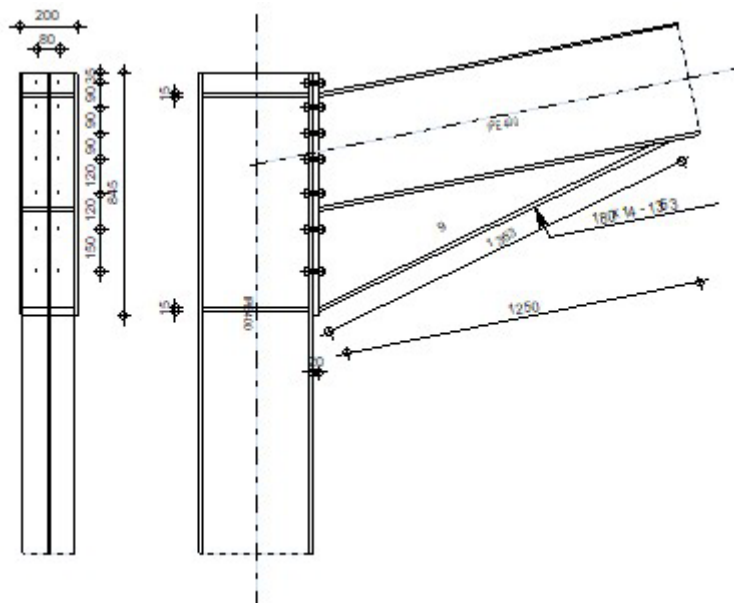
VIII.1.3 Note calcul de logiciel ROBOT :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau
 NF P 22-430



Ratio
1.00



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 400

- $\alpha =$ -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
- $h_c =$ 400 [mm] Hauteur de la section du poteau
- $b_{fc} =$ 180 [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
- $r_c =$ 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé: IPE 400

$\alpha =$ -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison

$A_c =$ 84.46 [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} =$ 23128.40 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{ec} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400

$\alpha =$ 11.3 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b =$ 400 [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f =$ 180 [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} =$ 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} =$ 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b =$ 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b =$ 21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b =$ 84.46 [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} =$ 23128.40 [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{eb} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$ 14 [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_b =$ 50.60 [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h =$ 2 Nombre de colonnes des boulons

$d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 35$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 80$ [mm]
Entraxe $p_i = 90;90;90;120;120;150$ [mm]

Platine

$h_p = 845$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24
 $\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1250$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25.9$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24
 $\sigma_{ebu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 373$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 86$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{esu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Cas: Calculs manuels

$M_y = 223.60$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 27.95$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 93.66$ [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s1	s2
1	Extérieurs			29	40			15	36	33	40			80		
2	Intérieurs	29	36			25	36	15	36			28	35			
3	Centraux	29	36					15	36							90

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
4	Centraux	29	36					15	36							105
5	Centraux	29	36					15	36							120
6	Centraux	29	36					15	36							135
7	Centraux	29	36					15	36							150

x = 63 [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sum(b/ea)$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	790	69.72	0.00	162.75	184.44	50.60	>	50.58	100.00
2	700	202.58	0.00	259.17	186.51	50.60	>	45.58	100.00
3	610	66.96	90.95	106.82	88.03	50.60	>	40.58	100.00
4	520	69.79	106.10	124.63	91.75	50.60	>	35.58	100.00
5	400	72.08	121.26	142.43	94.76	50.60	>	28.92	100.00
6	280	73.96	136.42	160.24	97.23	50.60	>	22.25	100.00
7	130	75.54	151.58	178.04	99.31	50.60	>	13.92	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 50.58 < 50.60 **vérifié** (1.00)

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |549.76| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (1.00)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |329.16| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.60)$$

$T_1 = 2.00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 54.98$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 2.00 < 54.98 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Vérification de la poutre

$F_{res} = 287.48$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

$N_{c adm} = 758.81$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 287.48 < 758.81 \quad \text{vérifié} \quad (0.38)$$

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 287.48 < 1162.76 \quad \text{vérifié} \quad (0.25)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

$V_R = 651.45$ [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = (1/1.54) \cdot A_v \cdot \tau_e$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |287.48| < 651.45 \quad \text{vérifié} \quad (0.44)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 1.00

VIII.2 Assemblage traverse -traverse

VIII.2.1 - Introduction :

L'assemblage traverse -traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites de transport (environ 16m),

l'assemblage du fûtage peut être effectué en usine, hors site, ce qui permet d'économiser de l'argent.

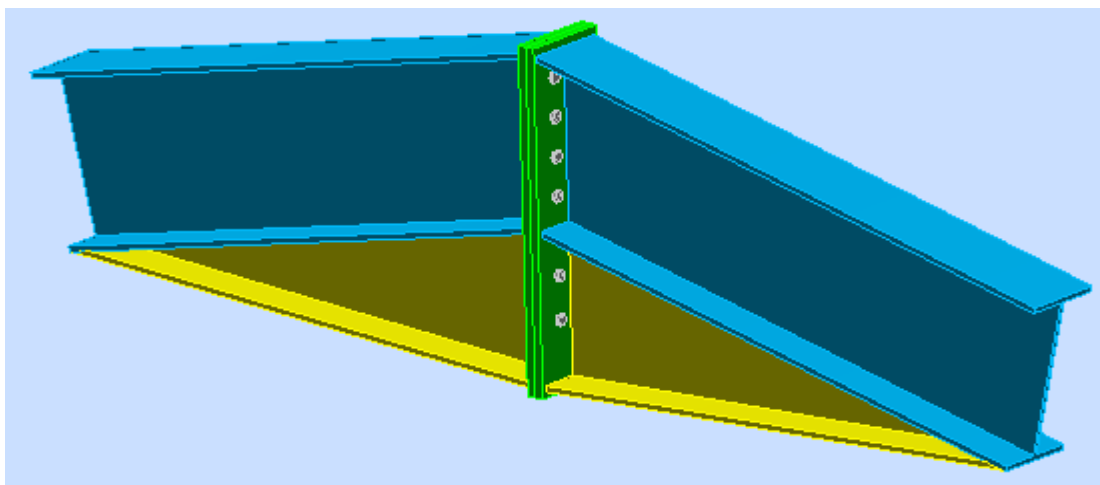


Figure VIII .2: Représentation de l'assemblage Traverse –Traverse

VIII.2.2 – Efforts sollicitant : :(voir annexe page130)

$$Msd = 167.64 \text{ KN.m}$$

$$Vsd = -5.46 \text{ KN}$$

$$Nsd = -27.30 \text{ KN}$$

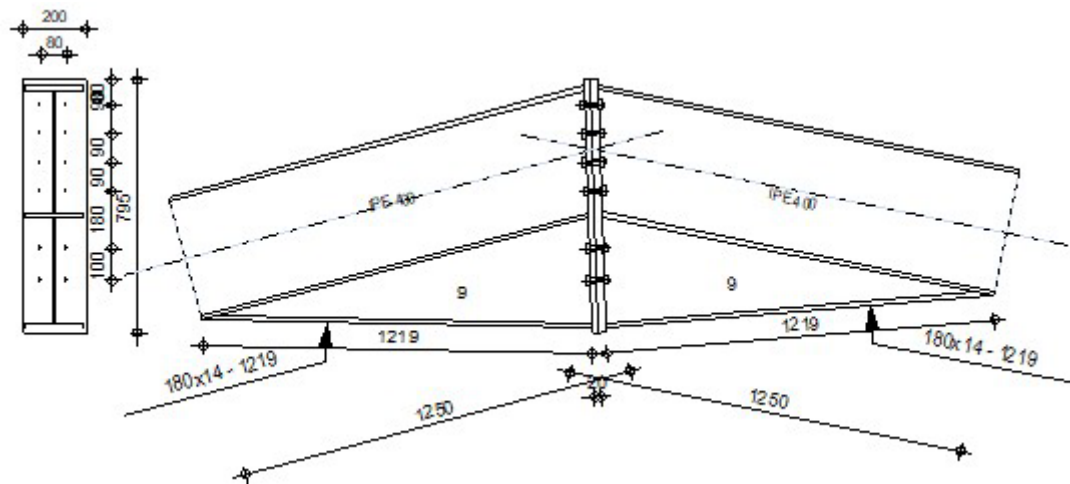
On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons =12 Nombre de files : n = 2

Epaisseur de la platine : ép =20 mm

VIII.2.3 Note calcul de logiciel ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-430	
		Ratio 0.88



Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Géométrie

Côté gauche

Poutre

Profilé: IPE 400

- $\alpha = -165.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 - $h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 - $b_{fbl} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 - $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 - $t_{fbl} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 - $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 - $A_{bl} = 84.46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 - $I_{xbl} = 23128.40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
- Matériau: ACIER E24
- $\sigma_{eb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Côté droite

Poutre

Profilé: IPE 400

$\alpha =$	-11.3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84.46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128.40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{eb} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	50.60	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90;90;90;180;100	[mm]	

Platine

$h_{pr} =$	795	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	200	[mm]	Largeur de la platine

Platine

$h_{pr} = 795$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{epr} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 350$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrđ} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1250$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 3.1$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Cas: Calculs manuels

$M_y = 167.64$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 5.46$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 27.30$ [kN] Effort axial

Résultats**Distances de calcul**

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	29	36			35	46									
2	Centraux	29	36													90
3	Centraux	29	36													90
4	Centraux	29	36													135
5	Centraux	29	36													140
6	Centraux	29	36													100

x = 63 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/ea)}$$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	694	143.21	0.00	270.92	143.21	50.60	>	44.74	100.00
2	604	66.96	90.95	106.82	66.96	50.60	>	39.23	100.00
3	514	66.96	90.95	106.82	66.96	50.60	>	33.72	100.00
4	424	73.96	136.42	160.24	73.96	50.60	>	28.21	100.00
5	244	74.52	141.47	166.17	74.52	50.60	>	17.20	100.00
6	144	68.92	101.05	118.69	68.92	50.60	>	11.07	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 44.74 < 50.60 \quad \text{vérifié} \quad (0.88)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |486.28| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.88)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |290.66| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.53)$$

$$T_1 = 0.46 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 54.98 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0.46 < 54.98 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Vérification de la poutre

$$F_{res} = 293.74 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

$$N_{c\ adm} = 734.59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 293.74 < 734.59 \quad \text{vérifié} \quad (0.40)$$

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	29	36			35	46									
2	Centraux	29	36													90
3	Centraux	29	36													90
4	Centraux	29	36													135
5	Centraux	29	36													140
6	Centraux	29	36													100

$$x = 63 \text{ [mm]} \quad \text{Zone comprimée} \quad x = e_s \cdot \sqrt{(b/ea)}$$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	694	143.21	0.00	270.92	143.21	50.60	>	44.74	100.00

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
2	604	66.96	90.95	106.82	66.96	50.60	>	39.23	100.00
3	514	66.96	90.95	106.82	66.96	50.60	>	33.72	100.00
4	424	73.96	136.42	160.24	73.96	50.60	>	28.21	100.00
5	244	74.52	141.47	166.17	74.52	50.60	>	17.20	100.00
6	144	68.92	101.05	118.69	68.92	50.60	>	11.07	100.00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 44.74 < 50.60 \quad \text{vérifié} \quad (0.88)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |486.28| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.88)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 * T_i^2] / A} \leq \sigma_{\text{red}} \quad |290.66| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.53)$$

T₁ = 0.46 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 54.98 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0.46 < 54.98 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Vérification de la poutre

F_{res} = 293.74 [kN] Effort de compression

$$F_{\text{res}} = 2 * \sum F_i - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

 $N_{c adm} = 734.59$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

 $F_{res} \leq N_{c adm}$

$$293.74 < 734.59$$

vérifié

(0.40)

Remarques

Entraxe des boulons trop grand. 180 [mm] > 150 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.88

VIII.3 Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de Soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

VIII.3.1 Assemblage du pied de poteau :

Le pied du poteau de portique est souvent conçu de la façon la plus simple possible, avec de plus grandes tolérances, pour faciliter l'interface entre les ouvriers du béton et ceux de la charpente métallique. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés, mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

Dans notre structure on va faire le calcul de pied de poteau articulé.

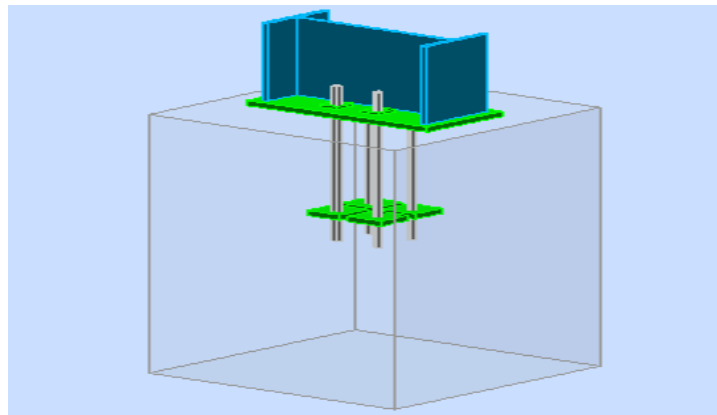


Figure VII .1: Représentation de l'assemblage Pied de poteaux

VIII.3.2 – Efforts sollicitant : (voir annexe page130)

$$V_{zsd} = -27.84 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} = 142 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = -100.68 \text{ KN}$$

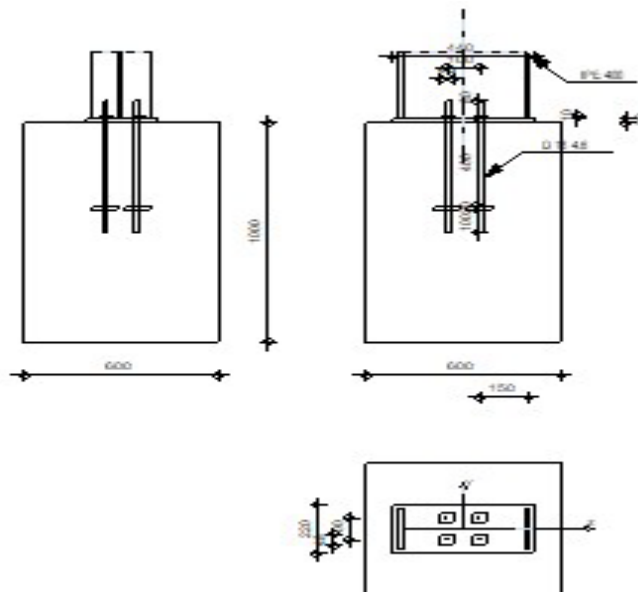
VIII.3.3 Note calcul de logiciel ROBOT :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
Calcul du Pied de Poteau articulé
 'Les pieds de poteaux articulés ' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0.98



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 400

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 400$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 180$ [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

Profilé: IPE 400

$\alpha =$ 0.0 [Deg] Angle d'inclinaison

$r_c =$ 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c =$ 84.46 [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} =$ 23128.40 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{ec} =$ 235.00 [MPa] Résistance

Plaque principale du pied de poteau

$l_{pd} =$ 440 [mm] Longueur

$b_{pd} =$ 220 [mm] Largeur

$t_{pd} =$ 20 [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$\sigma_e =$ 235.00 [MPa] Résistance

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d =$ 18 [mm] Diamètre du boulon

$d_0 =$ 18 [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H =$ 2 Nombre de colonnes des boulons

$n_V =$ 2 Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} =$ 100 [mm]

Entraxe $e_{Vi} =$ 100 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$ 80 [mm]

$L_2 =$ 400 [mm]

$$L_1 = 80 \text{ [mm]}$$

$$L_3 = 100 \text{ [mm]}$$

Plaque d'ancrage

$$l_{ap} = 80 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{ap} = 80 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{ap} = 20 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Matériau: ACIER E24

$$\sigma_e = 235.00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

Platine

$$l_{wd} = 40 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 48 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

Semelle isolée

$$L = 600 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 600 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 1000 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

$$f_{c28} = 20.00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

$$\sigma_{bc} = 11.33 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

$$n = 7.00 \text{ ratio Acier/Béton}$$

Soudures

$$a_p = 8 \text{ [mm]} \text{ Plaque principale du pied de poteau}$$

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N = 100.68$ [kN] Effort axial
 $Q_y = 142.00$ [kN] Effort tranchant
 $Q_z = 27.84$ [kN] Effort tranchant
 $M_y = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_z = 0.00$ [kN*m] Moment fléchissant

Résultats

Ancrage

$N_t = 25.13$ [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage $N_t = N/n$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 = 90$ [mm] $l_1 = 0.5 * b_{fc}$
 $l_2 = 471$ [mm] $l_2 = \pi * a_2$
 $l_3 = 276$ [mm] $l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + \pi * a_2]$
 $l_4 = 286$ [mm] $l_4 = 0.5 * (s + \pi * a_2)$
 $l_{eff} = 90$ [mm] $l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * \sigma_{ec}$	$25.13 < 285.53$	vérifié	(0.09)
---	------------------	----------------	--------

Adhérence

$v = 250$ [mm] Pince ancrage-bord de la fondation $v = \min(l_2; 0.5 * (B - \sum eVi); 0.5 * (L - \sum eHi))$

$N_t \leq \pi * d * \tau_s * l_2 + 3 * \sigma_{bc} * \pi * (r^2 - d^2 / 4) * (1 - r/v)$	$25.13 < 160.72$	vérifié	(0.16)
---	------------------	----------------	--------

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 * A_s * \sigma_e$	$25.13 < 36.86$	vérifié	(0.68)
---------------------------------	-----------------	----------------	--------

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$ T_z \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * Ab^2 - N^2] / 1.54}$	$ 8.70 < 36.14$	vérifié	(0.24)
--	------------------	----------------	--------

$ T_y \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * Ab^2 - N^2] / 1.54}$	$ 35.50 < 36.14$	vérifié	(0.98)
--	-------------------	----------------	--------

Platine

Zone de traction

$t_{pmin} = 0$ [mm]

$t_{pmin} = V_{11} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3 / (\sigma_e \cdot b_{pd})}$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$ $20 > 0$ **vérifié** (0.00)

Traction

$a_1 = 13$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon
 = 9] d'ancrage

$a_1 = a_2 - \sqrt{2ap}$

$a_2 = 15$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage
 = 0]

$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$

$s = 10$ [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage
 = 0]

$N_t [daN] \leq 375 \cdot t_{pd} [mm] \cdot [(a_2/a_1) \cdot (s/(s+a_2))]$ $2513.25 < 3244.73$ **vérifié** (0.77)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.98

CHAPITRE IX

Calculs des fondations

IX.1 Introduction :

La fondation d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

IX.2 Les type des fondations :

- b) Fondation superficielle
- c) Semelle isolée sous Poteau ;
- d) Semelle filante continue sous mur ;
- e) Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- f) Radiers généraux ou nervurés ;
- g) Fondation profonde (semelle sous pieux)

➤ Choix des fondations :

- h) Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.
- i) Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
- j) La nature et le poids de la superstructure.
- k) La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- l) La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- m) La superstructure et ces charges.
- n) Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

X.3 Étude des semelles :

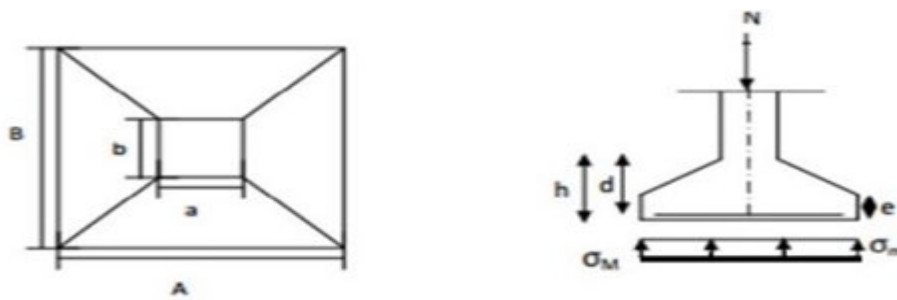


Figure X.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

Elément	effort	ELu	ELs
Semelle	(daN)	10053	7159
σ_{sol}	2bar=0.2MPa=20000 daN/m ²		

Tableau X.1 : effort normal

- Sous l'effort vers le bas :

a) Dimensionnement de la semelle:

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : b=420 mm et a=220 mm

$$\sigma_s = \frac{Ns}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq \frac{Ns}{\sigma_s} \rightarrow B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_s} \rightarrow \frac{220}{4200} \times B^2 = \frac{10053}{20000}$$

$$0.52 \times B^2 = 0.50 \rightarrow B = \sqrt{\frac{0.50}{0.52}} = 0.98 \text{ m}$$

→ A = B = 0.98 m

On prend une semelle de démenions (1 x 1) m²

- Détermination de d et h :

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\rightarrow \frac{0.98-0.42}{4} \leq d \leq 0.98 - 0.22$$

$$0.14 \leq d \leq 0.76 \rightarrow 14\text{cm} \leq d \leq 76\text{cm}$$

$$\text{Donc : } d=30\text{cm} \rightarrow h=30 + 5 = 35\text{cm}$$

b) Calcul de ferrailage :

1- A l'ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{(8 \times d \times \sigma_{st})}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 374.83\text{MPa}$$

$$A = \frac{(100.53 (0.98 - 0.22) \times 10^{-3})}{(8 \times 0.35 \times 347.83 \times 10^{-2})} = 0.0078 \text{ mm}^2 = 0.78 \text{ cm}^2$$

2. A l'ELS :

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{(8 \times d \times \sigma_s)}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_c 28}\right) = 210.63\text{Mpa}$$

$$A = \frac{(71.5 (0.98 - 0.22) \times 10^{-3})}{(8 \times 0.35 \times 210.63 \times 10^{-2})} = 0.0092 \text{ mm}^2 = 0.92\text{cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12

- Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max(6\emptyset + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\rightarrow e \geq (13.2\text{cm}; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15\text{ cm}$$

X.3 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

a. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm

b. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\{\alpha | 20\text{KN}\}$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

ELU :

$$\frac{Nu}{a} = \frac{100.53}{15} = 6.70 \text{ KN}$$

ELS :

$$\frac{Ns}{a} = \frac{71.59}{12} = 5.96 \text{ KN}$$

$$F = \max\{6.70 \text{ KN}; 5.96 \text{ KN}; 20 \text{ KN}\} = 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{210.63} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c. Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min (8.57 ; 10 ; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \Rightarrow St \leq (20 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$.

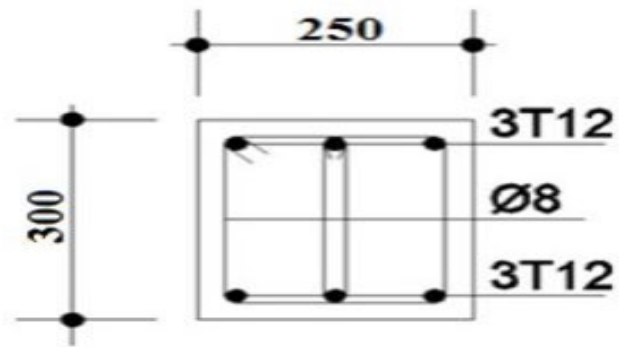


Figure IX.2 : Ferrailage des longrines.

Conclusion Générale

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage en construction métallique. Après avoir défini toutes les charges et surcharges revenant aux différents éléments de la construction, (les poteaux, traverse, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage), nous avons entamé les calculs de dimensionnement selon les règlements Algériens en vigueur CCM 97 et RNV 2013.

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- ✓ Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquées au cours de sa vie.
- ✓ La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- ✓ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- ✓ Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce projet constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

***Références
bibliographiques***

1. Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).
2. Règles de conception des structures en aciers CCM97.
3. Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
4. Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr DAHMANI Lahlou pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement

ANNEXE - 1

RESULATS DU CALCUL ROBOT

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
1/ 1/ 17 (C)	100.68>>	-27.95	0.00
1/ 2/ 56 (C)	-39.86<<	43.83	94.00
1/ 2/ 56 (C)	-39.86	43.83>>	94.00
1/ 1/ 47 (C)	12.53	-34.26<<	0.00
1/ 2/ 56 (C)	-39.86	43.83	94.00>>
1/ 2/ 17 (C)	93.66	-27.95	-223.60<<

Tableaux effort dans le noeud 2 barre 1

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
3/ 2/ 17 (C)	44.71>>	81.01	-223.60
3/ 5/ 56 (C)	-55.73<<	11.15	-21.11
3/ 2/ 11 (C)	44.60	81.03>>	-222.72
3/ 2/ 58 (C)	-51.48	-34.47<<	93.12
3/ 5/ 11 (C)	27.30	-5.46	167.64>>
3/ 2/ 17 (C)	44.71	81.01	-223.60<<

Tableaux effort dans le noeud 2 barre 3

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
2/ 3/ 17 (C)	100.68>>	27.95	0.00
2/ 4/ 48 (C)	-42.30<<	-8.60	-204.72
2/ 3/ 47 (C)	12.53	34.26>>	0.00
2/ 4/ 56 (C)	-39.86	-43.83<<	-94.00
2/ 4/ 17 (C)	93.66	27.95	223.60>>
2/ 4/ 48 (C)	-42.30	-8.60	-204.72<<

Tableaux effort dans le noeud 1 barre 1