الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY

جامعة باجي مختار – عنابـــــــــــة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : Génie civil
Domaine : Sciences et de Technologies
Filière : Master
Spécialité : construction métallique et ixte

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude et conception d'un hangar en charpente métallique

Présenté par : *-Abada Djamel Eddine*
-Lasledj Mohamed Aymen

Encadrant : Mr. *Slimani Faycal* *MCA* *UNIV Badji Mokhtar-Annaba*

Jury de Soutenance :

Mr.Oucief Hocine	Professeur	Badji Mokhtar-Annaba	Président
Mr.Fellah Farid	MCA	Badji Mokhtar-Annaba	Examinateur
Mr.Slimani faycal	MCA	Badji Mokhtar-Annaba	Encadrant

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Tout d'abord, nous remerciant ALLAH qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous souhaitant adresser nos vifs remerciements à nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Nous tenant à remercier sincèrement Mr.SLIMANI FAYCAL, notre encadrant de mémoire de fin d'études, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de notre recherche, à qui nous serons toujours reconnaissants.

Egalement, ces remerciements vont aux tous nos enseignants chacun à son nom , et surtout Mr KEBAILI BACHIR pour son soutien sa patience et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué a alimenter notre réflexion

On n'oublie pas de remercier toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

Dédicace

Apres tant d'efforts ; j'aimerai dédier ce travail aux êtres les plus chers a mes yeux mes parents qui ont toujours crus en moi et n'ont jamais cessé de prier pour ma réussite

A la source de mes efforts ma grand mère et mon grand père

A tous les membres de ma familles qui sont ma source de bonheur et qui guide mon chemin depuis tant d'années

A mes frères Anis et Amjed pour leurs encouragements

A mon chère binôme Abada Djamel Eddine mon allié tout le long de l'année

A mes amis Maissoune, Djouhaina, Zayneb, Akram⁴,Chouaib, Amir ,Skander, Kheirou, Raid Oussama et Minou En témoignage de l'amitié sincère qui nous lie

A mes collègues pour tous ces bons moments qu'on a passées ensemble pendant ces années d'études

merci pour votre aide et votre présence.

Lasledj Mohamed Aymen

Dedicace

Apres tant d'efforts ; j'aimerai dédier ce travail
A mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, le symbole de tendresse le généreux père et ma chère mère (Alah irehmeha)

A ce qui on fait de ma vie une joie : mes frères et ma sœurs (baha eddine ,dhia eddine , kater nada)

A mes amis , Djouhaina , Zayneb, Louai,Monaam, Akram4,Chouaib,Amir ,Skander,Kheirou,Raid , Oussama et En témoignage de l'amitié sincère qui nous lie

A mes collègues pour tous ces bons moments qu'on passées ensemble pendant ces années d'études
A mon chère binôme Lasledj mohamed aymen mon allié tout le long de l'année merci pour votre aide et votre présence.

Abada Djamel Eddine

INTRODUCTION GENERALE **2**
CHAPITRE 1 : GENERALITE **4**
1.1Présentation du projet : ***4***
1.1.1Données géométrique du projet : 4
1.1.2Localisation et données concernant le site : 4
1.2Règlements techniques : ***4***
1.3Matériaux utilisés : ***5***
1.3.1 Acier : 5
1.4Les assemblages : ***5***
1.4.1 Le boulonnage : 5
1.4.2 Le soudage : 5
1.5Conception structurale : ***5***
1.5.1Structure verticale (les façades) : 6
1.5.2Structure horizontale (les toitures) : 6
CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES **8**
2.1 Introduction : ***8***
2.2 Charges permanentes : ***8***
2.3 Surcharges d'exploitation : ***8***
2.4 Surcharges climatiques : ***8***
2.4.1 Charges de neige : ***8***
2.4.2 Effet du vent : 9
2.5 Calcul de la force de frottement : ***18***
2.6 Conclusion : ***19***
3.1 Introduction : ***21***
3.1.1Dimensionnement des panneaux de couverture : 21
3.2.1Principe de choix d'un panneau sandwich : 21
3.2.2 Panneau couverture : 22
3.3 Calcul des pannes de couverture : ***22***
3.3.1 Introduction : 22
3.3.2 Espacement entre pannes : 22
3.3.3 Evaluation des charges et surcharges : 22
3.3.4 Pré dimensionnement des pannes : 25
3.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes : 26
3.3.5.1 Vérification à l'Els (flèche) : ***26***

3.3.5.2 Condition de la résistance (ELU) : *27*
3.4 CALCUL DES LIERNES : *31*
3.4.1 Introduction : 31
3.4.2 Les efforts dans les liernes : 31
3.4.3 Dimensionnement des liernes : 32
3.5 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE : *32*
3.5.1 Introduction : 32
3.5.2 Espacement des lisses : 32
3.5.3 Efforts sollicitant la lisse : 32
3.5.4 Pré dimensionnement des lisses : 33
3.5.5 Dimensionnement et vérification des lisses : 34
3.5.5.1 Vérification à l'Els (flèche) : *34*
3.5.5.2 Condition de la résistance (ELU) : *35*
3.6 CALCUL DES SUSPENTES : *37*
3.6.1 Introduction : 37
3.6.2 Calcul de l'effort dans la suspente : 37
3.6.3 Calcul de la section des suspentes : 38
3.7 CALCUL DES POTELETS : *38*
3.7.1 Introduction : 38
3.7.2 Le pré dimensionnement du potelet : 38
3.7.3 Evaluation des charges : 39
3.7.4 Vérification de la flexion composée : 40
3.7.5 Vérification de la stabilité au déversement : 43
3.8 Conclusion : *43*
CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX **46**
4.1 Introduction : *46*
4.2 Justification des poteaux (IPE 450) : *47*
4.2.1 Efforts sollicitant : 48
4.2.2 Vérification : 48
4.2.2.1 Vérification à la résistance : *48*
4.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant : *48*
4.2.2.3 Vérification à l'effort normal : *48*
4.2.2.4 Vérification au moment fléchissant : *48*
4.2.3 Vérification de l'élément aux instabilités : *49*
4.2.3.2 Vérification au flambement : *50*
4.3 JUSTIFICATION DES TRAVERSES (IPE 400) : *51*
4.3.1 Charges repairés sur la traverse : 51

4.3.2 Vérification de la section à la résistance : 51
4.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée : 52
4.3.4 Vérification de flambement : 53
4.3.5 Vérification de déversement : 54
4.4 Justification des poutres sablieres (IPE 160) : 55
4.4.1Vérification de la section à la résistance : 56
4.4.2 Vérification de l'élément aux instabilités : 57
4.4.2.1Vérification vis-à-vis du flambement : 58
4.5Conclusion : 61
4.6 Justification des contreventements : 62
4.6.1Introduction : 62
4.6.2Rôle des systèmes de contreventement : 62
4.6.3Vérification des contreventements : 62
4.6.3.1 Vérification de la résistance à la traction : 62
4.6.3.2 vérification de la résistance à la compression : 63
4.6.3.3Vérification au flambement : 64
4.7Conclusion : 66
5.1Introduction : 68
5.2Calcul d'assemblages : 68
5.2.1Assemblage poteau _Traverse : 68
5.2.1.1Introduction : 68
5.2.2Assemblage traverse –traverse: 73
5.2.3 Assemblage du pied de poteau : 79
CHAPITRE 6 : FONDATION 87
6.1Introduction: 87
6.2.1 Étude des semelles : 87
CONCLUSION GENERALE 93

Liste des tableaux :

Tableau 01 : les coefficients Cpe correspondant a chaque zone de parois vertical **(**v1 ; v3)……..**12**

Tableau 02: les coefficients Cpe correspondant a chaque zone de toiture **(**v1 ;v3)…….….**13**

Tableau 03 : Les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)……..**14**

Tableau 04: les surfaces et les coefficients Cpe correspondant a chaque zone de toiture (V2etV4)....**15**

Tableau 05 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)……..**17**

Tableau 06 : Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)……..**18**

Tableau 07 : Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan)…….**18**

Tableau 08 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan)…….. …….**18**

Tableau 09 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan)…….**18**

Tableau 10 : Caractéristique de l'IPE 140……...…….**25**

Tableau 11 : Caractéristique de l'IPE 160……....**30**

Tableau 12 : Caractéristique de l'UPE 140……...**34**

Tableau 13 : Caractéristique de l'IPE 220……..…..**39**

Tableau 14 : Caractéristique de l'IPE 450……....**47**

Tableau 15 : Caractéristique de l'IPE 400……...….**51**

Tableau 16 : Effort normal de la semelle…….....**87**

Listes des figures :

Figure 01 : Vue en 3D de la structure…….. **19**

Figure 2: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1…....**13**

Figure 3: Les valeurs deC_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, sens V1 ……..……**14**

Figure 4 : Les valeurs de $\boldsymbol{Cp}$e correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.....….**15**

Figure 5 : Les valeurs de $\boldsymbol{Cp}$Equi correspondent à chaque zone de la toiture, vent dans Le sens V2 ……....**16**

Figure 06: (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpi du diagramme:…….**16**

Figure 07: détail de panneau sandwich (couverture)…….**21**

Figure 08 : Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur……**22**

Figure 09 : répartition de la surcharge d'entretien……..**33**

Figure 10 : Vue en 2D du portique……. ….**47**

Figure 11 : Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse……**68**

Figure 12 : shema de l'encastrement traverse poteau…….**74**

Figure 13: Représentation de l'assemblage traverse-traverse……..**74**

Figure 14 : schéma de l'encastrement poutre poutre…….**74**

Figure 15 : assemblages de type articulé dans un portique……**80**

Figure 16 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations……**81**

Figure 17 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations…….**87**

Figure 18 : ferraillage de longrines……..**91**

Liste des abréviations :

HR : boulons de classe **H**aute **R**ésistance.

ELU : **E**tat **L**imite **U**ltime.

ELS : **E**tat **L**imite de **S**ervice.

ELA : **E**tat **L**imite **A**ccidentelle

RNVA99 : **R**ègle**m**ent du **N**eige et **V**ent **A**lgérien 99.

DTR BC 2.2 : **D**ocument **T**echnique **R**èglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

EC 3 : Eurocode 3 ; règles de calcul des structures métalliques.

BAEL 91 : **B**éton **A**rmé aux **E**tats **L**imites 91.

RPA99 v 2003 : **R**ègle**m**ents **P**arasismiques **A**lgérienne version 2003.

Liste des notations :

Sollicitation-Contrainte-Déformation

qp : Pression dynamique de pointe

qréf : pression dynamique moyen de référence

W : pression aérodynamique

Fw : force aérodynamique résultante

S : charge caractéristique de la neige

Sk : charge de la neige sur le sol

G : action permanente

Q : action d’exploitation

g : Charge permanente uniformément répartie

q : Charge d’exploitation uniformément répartie

E : Module d’élasticité longitudinale de l’acier (E = 210 000 MPa)

G : Module d’élasticité transversale de l’acier

Fp : Effort de précontrainte dans un boulon

M : Moment sollicitant, en général

Mcr : Moment critique élastique

Mel : Moment élastique

MN : Moment résistant plastique réduit du fait de l’effort axial

Mpl : Moment plastique

MR : Moment résistant

NR : Effort normal résistant

NPL : Effort normal de plastification

NU : Effort normal ultime

V : Effort tranchant sollicitant

VPL : Effort tranchant de plastification

NK : Effort normal critique d’Euler

Npl : Effort normal de plastification

Nu : Effort normal ultime

Vu : Effort tranchant ultime

f (ou δ) : Flèche d’une poutre

fub : Contrainte de rupture d’un boulon

fu : Contrainte de rupture d’une pièce

fY : Limite d’élasticité d’un acier

ε (epsilon) : Déformation linéaire unitaire

εY : Déformation correspondant à la limite d’élasticité

σ :(sigma) Contrainte normale

σK : Contrainte critique d’Euler

τ :(tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Caractéristique Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm^2).

Anet : Section nette d'une pièce (cm^2).

AV : Aire de cisaillement (cm^2).

AW : Section de l'âme d'une pièce (cm^2).

AS : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm^2).

IT : Moment d'inertie de torsion (cm^4).

IW : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4).

IY : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

IZ : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4).

WEL : Module de résistance élastique (cm^4).

WPL : Module de résistance plastique (cm^3).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).

lf : Longueur de flambement (mm, cm, m).

ld : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

lK : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

R : Rigidité d'une barre (cm^3).

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

tf : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

tw : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

Ø : Diamètre d'une section transversale (cm^2, mm^2).

Coefficients et Grandeurs sans Dimensions

Cpe : coefficient de pression extérieur

Cpi : coefficient de pression intérieur

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre

ks : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons

ky et kz : Coefficients de flambement flexion

kτ : Coefficient de voilement par cisaillement

n=N / Npl : ou nombre de boulons

βM : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

βw : Facteur de corrélation (soudures)

ε :(epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier

η :(eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)

λ :(lambda) Elancement

λcr : Elancement critique d'Euler

λk : Élancement eulérien

λ : Elancement réduit

λ LT : Élancement de déversement

λw : Élancement de l'âme d'un poutre

μ :(mu) Coefficient de frottement

ρ :(rho) Rendement d'une section

χ :(chi) Coefficient de réduction de flambement

χLT : Coefficient de réduction de déversement

ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

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

Il s'agit d'un hangar de fabrication en charpente métallique à ANNABA situé à BARRAHAL. Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hangar a était conçu encharpente métallique.

Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

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

CHAPITRE 1 : GENERALITE

CHAPITRE 1 : GENERALITE

1.1Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à déterminer les dimensions d'un hangar à ossature métallique qui se compose d'une grande zone de fabrication. Il y a deux entrées par deux portes, chacune sur deux faces pignon. L'ouvrage est situé à la commune Berrahal, Wilaya d'ANNABA la structure est d'une surface de 3011.00 m², 25.00 m de largeur et 48.00 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6.00 m ce qui fait le total de neuf (09) portiques.

1.1.1Données géométrique du projet :

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

- La longueur de la structure : ……..……..…… 48.00 m
- La largeur de la structure : ……...…... 25.00 m
- La hauteur totale (au faitage) : …….……..….. 8.00 m
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) : …..... 6.00 m
- La pente de versant : ..... α = 09.09°

1.1.2Localisation et données concernant le site :

Cette structure sera implantée dans un terrain plat à la Daïra de Berrahal, Wilaya de « ANNABA » qui est classée selon le RPA99/2003 comme zone

- ✓ Altitude : 30m
- ✓ Zone de neige: Zone B
- ✓ Zone du vent: Zone III
- ✓ La contrainte admissible du sol :
- ✓ Zone sismique : II a

1.2Règlements techniques :

- Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants : Eurocode03 : Règle de calcul des constructions en acier.
- RPA 99 version 2003 : Règlement parasismique Algérienne version 2003.
- RNV99 version 2013 : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.
- DTR B.C.2.2 : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations

1.3Matériaux utilisés :

1.3.1 Acier :

L'acier est un matériau par conversion qui combine le fer et le charbon, et le fer est le composant prédominant dans sa composition.

- Nuance d'acier : FE = 360.
- La limite élastique : fy = 235 MPa.
- La résistance à la traction : fu = 360 MPa.
- Module d'élasticité longitudinale : E = 210000 MPa.
- Module d'élasticité transversale G = E/2(1+ν).
- Le coefficient de poisson : ν = 0,3. 1.3.2 Béton :
- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m³. 1.3.2.1 Résistance du béton
- La résistance caractéristique à la compression : fc28=25 MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : ft28 = 0,06fc28+0,6 = 2,1 MPa.
- Poids volumique = 2500Kg/m³.

1.4Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

1.4.1 Le boulonnage :

Les boulons sont la méthode d'assemblage la plus courante dans les constructions métalliques en raison de la facilité de mise en œuvre et des capacités de réglage qu'il fournit sur site.

1.4.2 Le soudage :

Le soudage est un procédé qui consiste à assembler deux pièces d'un même matériau avec un cordon de soudure en métal d'apport, ce dernier agissant comme une liaison entre les deux pièces à combiner.

1.5Conception structurale :

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

1.5.1Structure verticale (les façades) :

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses.

1.5.2Structure horizontale (les toitures) :

La toiture est la partie supérieure de la structure. La fonction toiture a deux axes, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction portante) et d'autre part, elle doit garantir le rôle de protection.

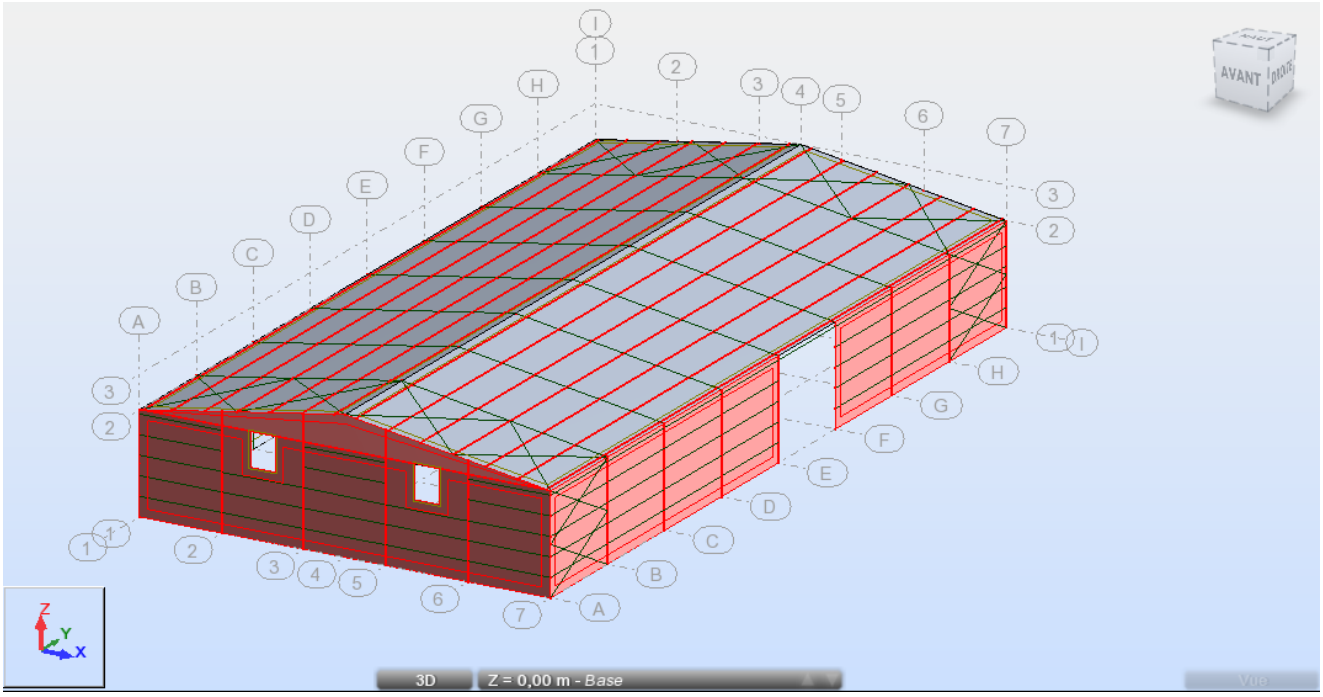


Figure 01 : Vue en 3D de la structure.

CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES

CHAPITRE 2 : EVALUATION DES CHARGES

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous définirons les différentes charges qui affectent notre structure, qui sont résumées dans nos travaux sur les impacts permanents, opérationnels et climatiques. Ceux-ci ont un effet significatif sur la stabilité de la structure ; Pour cela, une étude approfondie doit être développée pour définir ces différentes procédures.

2.2 Charges permanentes :

Inclut non seulement le poids propre des éléments structurels principaux et secondaires, mais également le poids des éléments intégrés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

2.3 Surcharges d'exploitation :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes. Il couvre la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et du mobilier, on peut aussi parler de surcharges d'entretien qui se définissent comme des charges ponctuelles de 100 daN à 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre. Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

2.4 Surcharges climatiques :

2.4.1 Charges de neige :

Le calcul de la charge climatique de neige dépend de la situation 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 :

$S = \mu * Sk$ KN/m²

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.

Sk : Charge de neige sur le sol.

a) La charge de la neige sur le sol Sk :

- Le projet se situe dans la wilaya de Annaba, classée en zone B.

- L'altitude du projet est d'environ 30 m (a niveau de la mer).

❖ **SK est donnée par le tableau suivant :**

❖ ANNABA appartient à la zone B donc :

$$sk = \frac{0.04 * 30 + 10}{100} = 0.112 \text{ kN /m}^2$$

b) Coefficient de forme de la toiture :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 2 du RNVA 2013 pour une pente compris entre 0° et 30° : Dans Notre cas : α = 9.09° alors μ = 0,8.

c) La charge de la neige sur la toiture :

$$S = \mu . Sk \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$S = 0.8 * 0.112 = 0{,}0896 \text{ KN/m}^2$$

2.4.2 Effet du vent :

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.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$Q_j = w_j = q_{dyn} * Cd * [Cpe - Cpi]$ [dan/m²]

q_{dyn} : Pression dynamique du vent
Cd : Coefficient dynamique.
Cpe : Coefficient de pression extérieur.
Cpi : Coefficient de pression intérieur.

a) Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à la Daïra de Berrahal.

✓ Zone III $q_{réf}$= 500 N/m² (Tableau 2 .2 chapitre 2 RNVA 2013)

- ✓ Catégorie III
- ✓ Le facture de terrain ***Kt*** = 0,215 (Tableau 2-4, RNVA2013).
- ✓ Le paramètre de rugosité ***Zo*** = 0,3 (Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013)
- ✓ La hauteur minimal ***Zmin*** = 5m
- ✓ Nature du site : Plat CT= 1

b) Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique Cd dépend de la hauteur et de la largeur de la structure, ainsi que du matériau à partir duquel cette structure est fabriquée. La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (8 m), on prend :

$IV(z)=\frac{1}{ct(z)+\ln\left(\frac{z}{z0}\right)}$ $pour\ z > zmin$

$IV(z)=\frac{1}{1+\ln\left(\frac{8}{0.3}\right)}$

Cd = 1

Cd < 1,2 donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

c) Pression dynamique qdyn :

$\mathbf{q_{dyn}}\ (z_j) = \boldsymbol{q_{réf}} \times Ce\ (z_j)$ [daN/m²]

$\boldsymbol{q_{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$\boldsymbol{q_{réf}}$ = 50 daN/m²

Ce : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du Coefficient de topographie (Ct). $\boldsymbol{Ce\ (z) = Ct\ (z) \times Cr\ (z) \times [1 + 7Iv\ (z)]}$ zj : hauteur de référence : zj = 8 m

d) Coefficient de rugosité (Cr) :

Le coefficient de rugosité Cr reflète l'effet de la rugosité et de l'élévation sur la vitesse moyenne du vent.

On a : Z= 8 m ; Zmin = 5 m pour Zmin ≤ Z ≤ 200m

Cr(z) = 0.215 * Ln (8 / 0.3)

Cr(z) = 0.705 toiture

Cr(6) = 0.644 parois

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

Iv (z) = 0.305 toiture

Iv (6) = 0.334 parois

f) Coefficient d'exposition (Ce) :

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

$\boldsymbol{Ce(Zj) = Ct(z)^2 * Cr(z)^2 * [1 + 7Iv(z)]}$

$Ce(Zj) = (1)^2 * (0.70)^2 * [1 + 7 * (0.305)]$

Ce (Zj) = 1.558 toiture

Ce (6) = 1.384 parois

g) La pression dynamique :

$\boldsymbol{q_{dyn}} = \boldsymbol{q_{réf}} * Ce * \boldsymbol{q_{dyn}} = 50 * 1.558$

$\boldsymbol{q_{dyn}}$ = 77.9daN/m² toiture

$\boldsymbol{q_{dyn}}$ = 69.2 daN/m² parois

h) Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent
- d : la dimension parallèle à la direction du vent

Les Cpe s'obtiennent à partir des formules suivantes :

- Cpe = Cpe1 si S ≤1 m²
- Cpe = Cpe1 + (Cpe10 – Cpe1) ×log10 (S) si 1 m² < S < 10 m²

- Cpe = Cpe10 si S ≥10 m²

Ou S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée

- **Vent sur le pignon V1 et V3 :**
- **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre (5-1) du RNVA 2013 pour déterminer les différentes zones de pression ; Et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

d= 48.00m b= 25.00m h= 6 m e = Min (b ; 2h) ;

e = Min (25 ; 2*6= 12.00)

d= 48.00m b= 25.00m h= 6m

e = Min (b ; 2h) ; e = Min (25 ; 2*6= 16.00) ;

donc e = 12.00 ; e/5 = 2.40

S(A) = h* (e/5) = 6*2.4 = 14.4 m² > 10 m²

Si la petite surface est supérieure à 10 m² donc les S(B) et S(C) sont supérieurs à 10 m²

Donc on adopte avec le Cpe10 :

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	**-1,0**	**-0,8**	**-0.5**	**+0.8**	**-0.3**

Tableau1 : Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales (v1 ; v3)

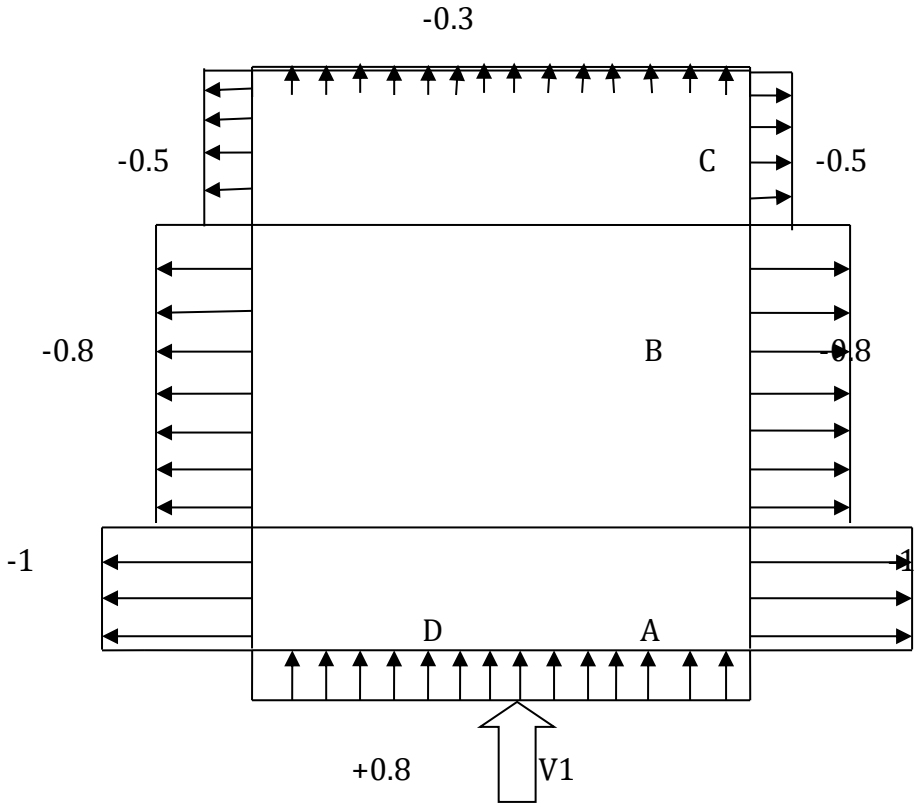


Figure 2: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

- **Toiture :**

On se réfère au chapitre (5-4) du RNVA 2013 pour déterminer les différentes zones de pression ; Et au tableau (5-4) pour déterminer les valeurs des coefficients Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

e = Min (b ; 2h) ; e = Min (25 ; 2*8= 16.00) donc e = 16.00 ; e/4 = 4

$\Theta = 90°$ (Deux versants)

Zone	F	G	H	I
Surface (m2)	**6.40**	**13.60**	**80**	**500**
Cpe	**-1.44**	**-1.3**	**-0.6**	**-0.5**

Tableau 2 : Les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture (v1 ; v3)

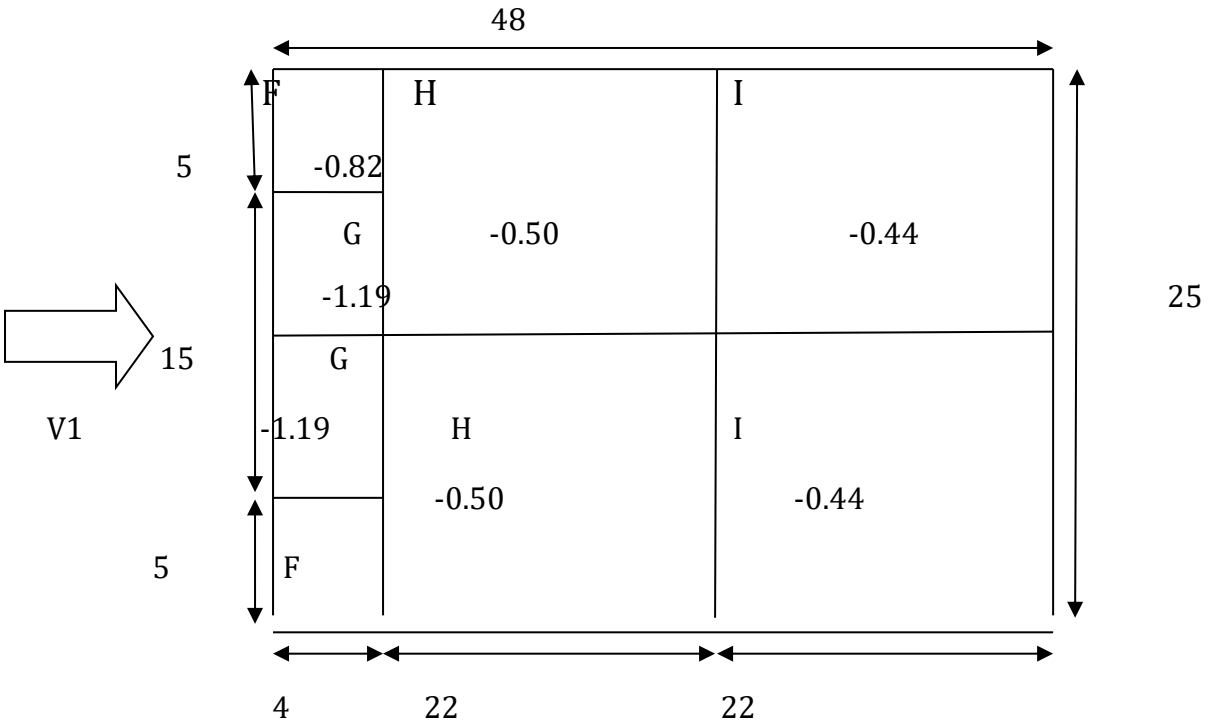


Figure 3: Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, sens V1.

❖ **Vent sur le long-pan V2 et V4 :**

Parois verticales :

d= 25.00m b=48.00m h= 6 m

e = Min (b ; 2h) ; e = Min (48 ; 2*6= 12.00)

donc e = 12.00 ; e/5 = 2.40

S (A) = h* (e/5) = 6*2.4 = 14.4 m² > 10 m²

Si la petite surface est supérieure à 10 m2 donc les S(B) et S(C) sont supérieurs à 10 m² Donc on adopte avec le Cpe10 :

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	**-1,0**	**-0,8**	**-0.5**	**+0.8**	**-0.3**

Tableau 3 : Les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone de parois verticales (V2 et V4)

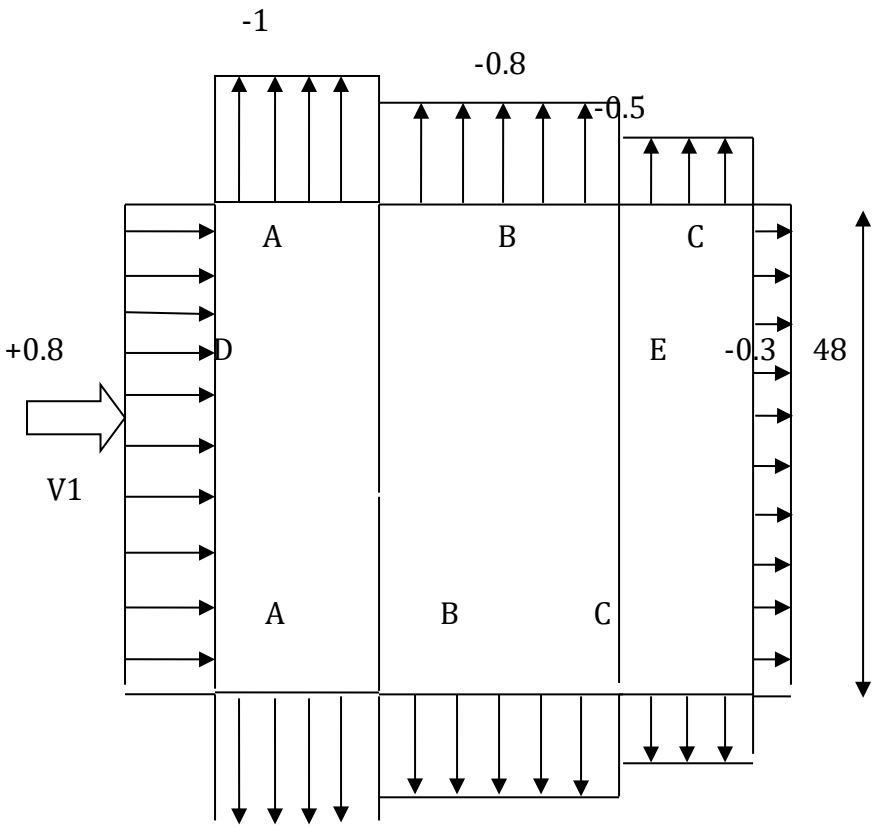


Figure 4 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

- **Toiture :**

e = Min (b ; 2h) ; e = Min (48 ; 2*8= 16.00) donc e = 16.00 ; e/4 = 4 Θ = 0° (Deux versants)

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m2)	**6.40**	**64**	**523.20**	**523.20**	**76.80**
Cpe	**-1.11**	**-0.8**	**-0.3**	**-0.4**	**-1**
Cpe	**+0.2**	**+0.2**	**+0.2**	**+0.0**	**+0.0**

Tableau04 : Les surfaces et les coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture(V2 et V4)

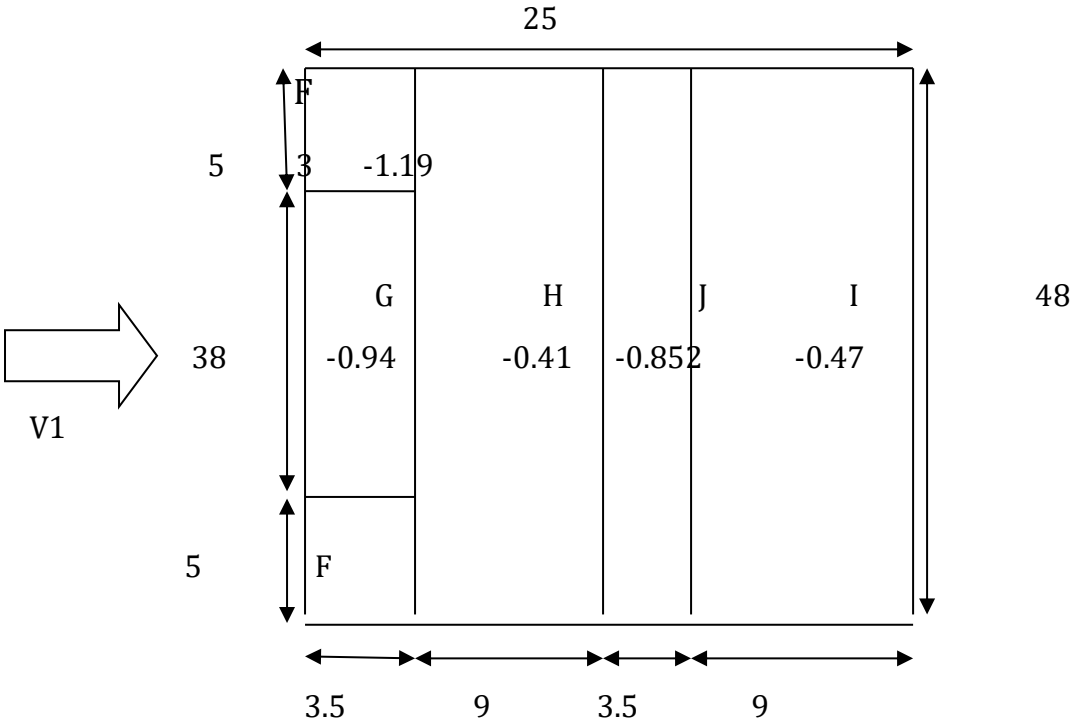


Figure 5 : Les valeurs de C_{pE} qui correspondent à chaque zone de la toiture, vent dans Le sens V2.

Coefficient de pression intérieure Cpi :

Le Coefficient de pression intérieur Cpi est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit :

$$\frac{\boldsymbol{\Sigma} \text{ des surfaces des ouvertures ou cpe } \leq 0}{\boldsymbol{\Sigma} \text{ des surface de toutes les ouvertures}}$$

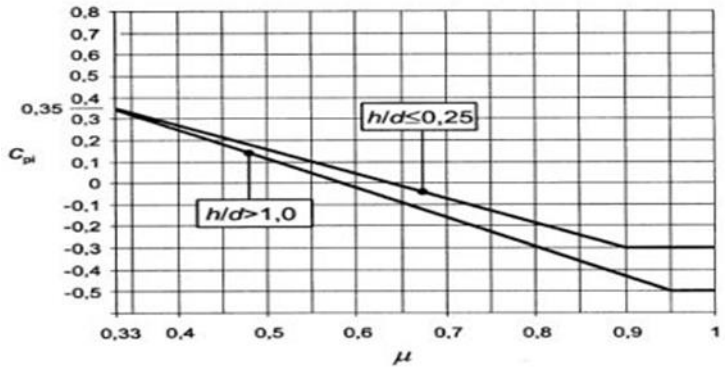


Figure 06 : (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpi du diagramme.

h/d = 8/25=0.32

- Pour V1 et V3 :

S=(1.5*1.5) *2=4.5m^2

S_t=(1.5*1.5)*4+(6*6)*2=81m^2

μ_p=$\frac{=(1.5*1.5)*2}{(1.5*1.5)*4+(6*6)*2}$ = 0.05

On adopte **Cpi = 0.35**

- Pour V2et V4 :

μ_p=$\frac{6*6}{(1.5*1.5)*4+(6*6)*2}$=0.8

h/d = 0.32 < 1 et 0.32 > 0.25

On choisit la valeur dans la région représentée par le trait discontinue et le trait continue Pour V2 et V4 On adopte **Cpi = 0.22**

❖ Calcul de la pression due au vent q_j :

La pression due au vent **q_j** ou la pression aérodynamique W (z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

W(z_j)=q_p(ze)*[Cpe- Cpi] [N/m^2] formule (2.6)chapitre 2 de RNVA 2013

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q_P (N/m^2)	Wj (N/m^2)
A	-1.0	0.35	-1.35	692	**-934.2**
B	-0.8	0.35	-1.15	692	-795.8
C	-0.5	0.35	-0.85	692	-588
D	+0.8	0.35	0.54	692	311.4
E	-0.3	0.35	-0.65	692	-449.8

Tableau 5 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q_P (N/m^2)	Wj (N/m^2)
F	-1.44	0.35	-1.79	779	**-1394.41**
G	-1.3	0.35	-1.65	779	-1285.35

H	-0.6	0.35	-0.95	779	-740.05
I	-0.5	0.35	-0.85	779	-662.15

Tableau 6 : Pressions sur la toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon)

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q_P (N/m^2)	Wj (N/m^2)
A	-1.0	0.22	-1.22	692	**-844.24**
B	-0.8	0.22	-1.02	692	-705.84
C	-0.5	0.22	-0.72	692	-498.24
D	+0.8	0.22	+0.58	692	+401.36
E	-0.3	0.22	-0.52	692	-359.84

Tableau 7 : Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan)

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q_P (N/m^2)	Wj (N/m^2)
F	-1.11	0.22	-1.33	779	**-1036.07**
G	-0.8	0.22	-1.02	779	-794.58
H	-0.3	0.22	-0.52	779	-405.08
I	-0.4	0.22	-0.62	779	-482.98
J	-1.0	0.22	-1.22	779	-950.38

Tableau 8 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	q_P (N/m^2)	Wj (N/m^2)
F	+0.2	0.12	+0.08	768	+61.44
G	+0.2	0.12	+0.08	768	+61.44
H	+0.2	0.12	+0.08	768	+61.44
I	+0.0	0.12	-0.12	768	-92.16
J	+0.0	0.12	-0.12	768	-92.16

Tableau 9 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

2.5 Calcul de la force de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit d/b ≥ 3 et d/h ≥ 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 :** $Ffr = Cfr \times q_p$ **( )** $\times Afr$ **[N]**

(Tableau 2.8)

❖ **Direction du vent (Vent ⊥ pignon) :**

d/h = 48 /8 = 6 > 3 **Vérifiée**

d/b = 48 /25 = 1.92 < 3 **Non vérifiée**

a) Paroi verticale :

Afr= (48 x 6) x 2 = 576 m².

Ffr= 69.2 x 0,04 x 576 = 1594.36 daN.

b) Versant de toiture :

$Afr = b/\cos(\alpha) * d$ = 25 /cos(9.1) $*$ 2 $*$ 48 = 2430.60 m^2 .

Ffr= 77.9x 0,04 x 2430.60 = 7573.74 daN

❖ **Direction du vent (Vent ⊥ long pan) :**

d/h = 25 /8 = 3.125 > 3 **Vérifiée**

d/b = 25 /48 = 0.52 < 3 **Non vérifiée**

a) Paroi verticale :

Afr= (25 x 6) x 2 = 300 m².

Ffr= 69.2 x 0,04 x 300 = 830.4 daN

b) Versant de toiture :

Afr= (25 x 2) x 2 = 100 m².

Ffr= 77.9x 0,04 x 100 = 311.6 daN.

❖ **La force de frottement totale** :

$Ffr = \sum Ffr$ (Toiture) + Ffr (Parois Verticale)

Ffr= (7573.74+311.6) + (1594.36 +830.4) = 10310.1 daN

***Ffr*= 103.10KN**

2.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, …)

CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTSSECONDAIRES

3.1 Introduction :

Les caractéristiques de notre structure sont déterminées, dans ce chapitre nous nous tournons vers les pré-dimensions des éléments porteurs du bâtiment.

3.1.1Dimensionnement des panneaux de couverture :

3.2.1Principe de choix d'un panneau sandwich :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante etun parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants fonctionnent ensemble et forment ainsi un seul composant autoportant avec différents niveaux de résistance mécanique, réactivité, résistance au feu, isolation thermique et acoustique, étanchéité à l'air, étanchéité à l'eau, résistance à l'eau et à la vapeur d'eau et esthétique architecturale.

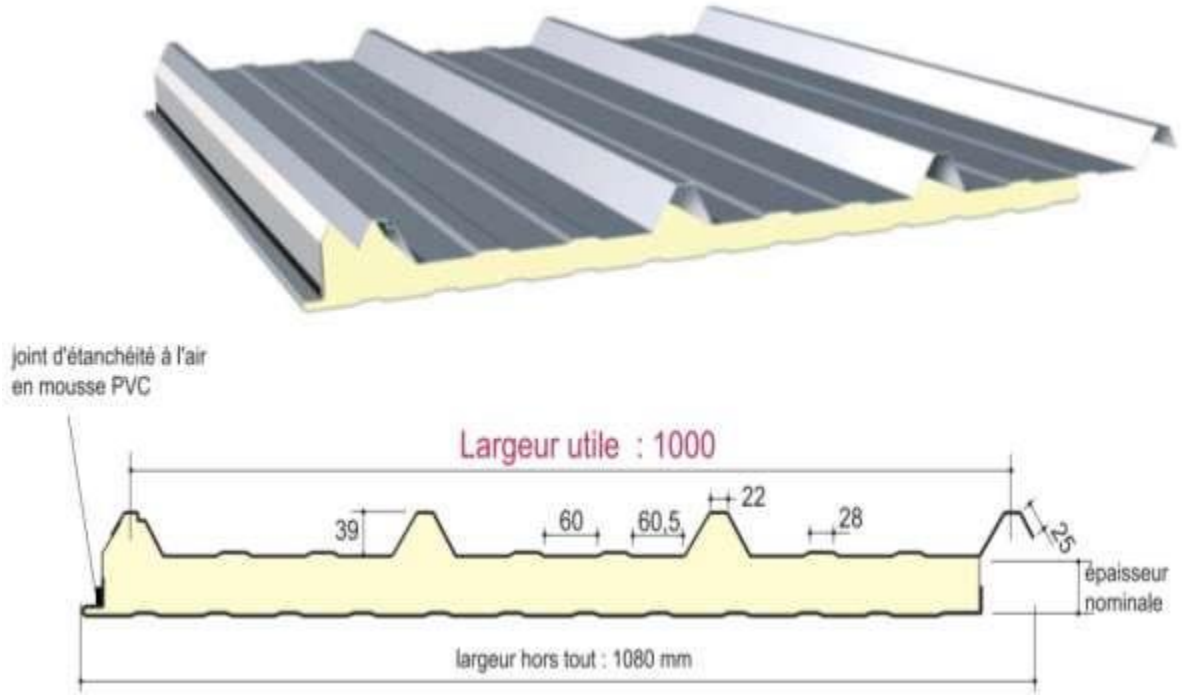


figure 07: detail du panneau sandwich

3.2.2 Panneau couverture :

Pour choisir un panneau de toit qui convient à notre structure, il faut connaître la charge de vent maximale sur le toit, le nombre de fermes que le panneau de toit sera supporté ainsi que l'épaisseur du toit. Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à W= -0.740 KN/m2 Selon la fiche technique, nous choisirons l'épaisseur de la plaque de recouvrement pour déterminer la distance de centrage maximale et le poids propre. On fait choisit un panneau de couverture de 30 mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12.5 kg/m²

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)					
		30	40	50	60	80	100
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,63 - 0,75					
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63					
	Largeur utile	1000 mm					
	Largeur hors tout	1080 mm					
	Longueur maximale hors tout	16000 mm					
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm					
PONDERALES (kg/m²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3

Figure 08 : Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur

3.3 Calcul des pannes de couverture :

3.3.1 Introduction :

Les pannes de couverture sont des poutrelles généralement enveloppées en I ou H, et elles sont sujettes à une la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des mesures climatiques et de la charge d'entretien de surcharge. Ils sont disposés perpendiculairement à aux traverses des portiques.

3.3.2 Espacement entre pannes :

Les pannes les plus sollicitée sont les pannes intermédiaires exposées au vent dans les zones H.I la plus défavorables c'est w = -74.0 daN/m² (dépression) ;

D'après le tableau annexe1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3m ⟹ On prend l'entraxe entre les pannes e=2.40m.

3.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)……..12.5Kg/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache…….1.5Kg/m²

❖ Poids propre de la panne estimé……..12kg/ml

G = (P couverture + P accessoire) * e +12

e : espacement entre les pannes (e= 2.40m)

G = (12.5 + 1.5) *2.40+12 = 45.6 Kg/ml

G = 0.456 KN/ml

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas de surfaces inaccessibles, on ne prend en compte dans les calculs qu'une charge d'entretien égale au poids du travailleur et de son assistant et qui équivaut à deux charges centrales de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de portée de la panne (selon DTR BC 2.2).

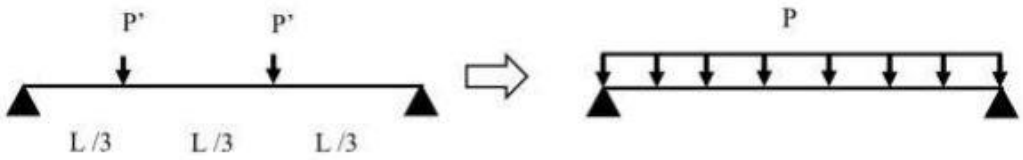


Figure 09 : repartition de la surcharge d'entretien

$Mmax = P'L/3 = PL^2/8$;

$P = 8P'3L$

$P = 8*P'3*l = 8*100\ 3*6 = 44{,}44$ Kg/ml

Peq = 0,444 KN/ml

c) Surcharges climatiques :

❖ **Surcharge du vent (W) :**

La dépression maximale de vent sur la toiture $\boldsymbol{Vmax}$ **= -0.74 KN/m²**

✓ W= (-0.74 x 2.40)= -1.776 KN /ml

❖ **Surcharge de la neige (Sn) :**

$N = 0.0896$ KN/m^2

$N = 0.0896 * 2.4 * \cos 9.1 = 0.212$ kN/ml

d) Charges à prendre en considération :

- G = 0.456 KN/ml.
- Q = 0.444 KN/ml.
- W = -1.776 KN/ml
- Sn = 0.212 KN/ml

e) Décomposition des charges :

➢ *Suivant l'axe Z-Z :*

- ✓ Gz = G cos α= 0,450 KN/m.
- ✓ Qz = Q cos α = 0,438 KN/m.
- ✓ Wz = W = -1.776 KN/m.
- ✓ Sz = S cos α = 0.209 KN/m

➢ Suivant l'axe Y-Y :

- ✓ Gy= G sin α = 0,072 KN/m
- ✓ Qy = Q sin α = 0,070 KN/m.
- ✓ Wy = 0 KN/m.
- ✓ Sy= S sin α = 0,033KN/m.

f) Les combinaisons d'actions :

❖ **ELU :**

➢ Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 = 1.35Gz + 1.5Qz = 1.2645 KN/ml.
- ✓ Comb 2 = 1.35Gz + 1.5Sz = 0.921 KN/ml.
- ✓ **Comb 3 = Gz + 1.5Wz = -2.214 KN/ml.**
- ✓ Comb 4 = Gz + 1.35Wz + Sz = -1.738 KN/ml.

➢ Suivant l'axe y-y :

- ✓ **Comb 1 = 1.35Gy + 1.5Qy = 0.202 KN/ml.**
- ✓ Comb 2 = 1.35Gy + 1.5Sy = 0.146 KN/ml.
- ✓ Comb 3 = 1,35Gy = 0.097 KN/m

❖ **ELS :**

➢ Suivant l'axe z-z :

- ✓ Comb 1 = Gz + Qz = 0.888 KN/ml.
- ✓ Comb 2 = Gz + Sz = 0.659 KN/ml.
- ✓ **Comb 3 = Gz + Wz = -1.326 KN/ml**.

➢ Suivant l'axe y-y :

- ✓ **Comb 1= Gy + Qy = 0.142 KN/ml.**
- ✓ Comb 2 = Gy + Sy = 0.105 KN/ml.
- ✓ Comb 3 = Gy + Wy = 0.072 KN/ml.

3.3.4 Pré dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément les deux conditions suivantes :

- ➢ <u>Condition de flèche(ELS) :</u>

  $fy,z \leq fadm$

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

$fy, \leq fadm$

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

$fadm\ z = l$ /200 = 600 /200 = 3cm

f_{zmax}= 5 *Qz *l^4/ 384* E*Iy

$Iy \geq (5 * Qz * l\ 3 * 200) / (384 * E)$ = (5∗ 1.326 ∗ 10^{-2} ∗ 600^3 ∗ 200)/ (384 ∗ 21000) = 355.178 cm^4

Ce que nous donne $Iy \geq$ 355.178 cm^4 donc on opte pour un IPE 140

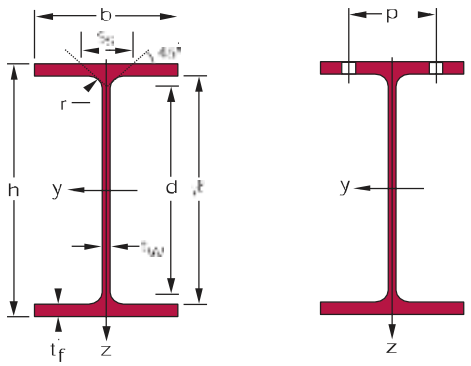
IPE 140						
H Mm	**B Mm**	**tw mm**	**tf mm**	**R Mm**	**d mm**	
140	73	4.7	6.9	9	112.2	
G Kg	**A cm²**	**Iy cm⁴**	**iy cm**	**Iz cm⁴**	**iz cm**	
12.8	16.43	541.2	6.58	44.92	1.6	
Avz cm²		**W pl y cm³**		**W pl z cm³**		
9.66		88.34		19.25		

Tableau 10 : Caractéristique de l'IPE 140

Poids propre réel :

G = (P couverture + Accessoire) × e + P panne

G= (12.5+1.5) x 2.40 + 12.9 = 46.5 Kg/ml

G=0.465 KN/m

- Gz = 0.465 × cos 9.1° = 0.459 KN/ml
- Gy = 0.465 × sin 9.1° = 0.073 KN/ml

Les combinaisons les plus défavorables :

- **En ELU :**

- s*uivant l'axe zz* : Comb 3 = Gz + 1.5Wz = 0.459 +(1.5*-1.776)

= -2.205kN/ml

- *Suivant l'axe yy* : Comb 2 = 1.35Gy + 1.5Sy = 0.148 kN/ml

- **En ELS :**

- *Suivant l'axe zz* : Comb 3 = Gz + wz = −1.317 kN/ml
- s*uivant l'axe yy* : Comb 2 = Gy + QY = 0.143 kN/ml

3.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes :

3.3.5.1 Vérification à l'Els (flèche) :

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$fz\ max$ = 5 *Q_z* $l^{4/}$ *ly ≤ l/ 200

$fz\ max$ = $(5 * 1.317 * 10^{-2} * 600^4)$/ (384* 21000* 541.2)

= 1.955 $cm \leq 600 / 200 = 3$ cm

$fz\ max$ = 1.955 cm ≤ f adm = 3 cm **Vérifiée**

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$fy\ max$ = 5 *$(l/2)^4$ $EIz \leq l$ 200

$fy\ max$ = $(5 * 0.143 * 10^{-2} * 300^4)$/ (384*21000 * 44.92)

= 0.159 $cm \leq 300/ 200 = 1.5\ cm$

$fy\ max$ = 0.159 cm ≤ $fadm\ y$ = 1.5 cm **Vérifiée**

3.3.5.2 Condition de la résistance (ELU) :

3.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée :

Les profilés laminés en I ou en H sont généralement de classe 1 ou 2 donc :

α = 2 pour les profile en I ; β = 5n ≥ 1 ; n = N / N_{pl} = 0

β = 1 ; α = 2

- Calcul des moments :

$Msd = Ql^2/8$ Tel que :

- Axe Z-Z :

$Msd.y = Qz\ l^2/8 = 2.205 \times 6^2 / 8 = 9.922$ KN. M

- Axe Y-Y :

$Msd.z = (l/2)^2/8 = 0.148 \times 3^2 / 8 = 0.166$ KN. M

Pour le γm0 on doit déterminer la classe du profile. ε =√ (235/fy) = √ (235/235) = 1 ⇒ ε = 1

Ame : d / tw = 112.2/4.7 = 23.87 ≤ 72ε ⇒ Ame de classe 1

Semelle : c / tf = b/2 / tf = 36.5/6.9 = 5.289 ≤ 10ε ⇒ semelle de classe 1

Donc la section de classe 1 et γm0 = 1

Le poids propre de l'IPE 140 est inclus sous le poids de panne estimé, donc :

$Mply = Wply \cdot (fy/\gamma m0) = 18.872\ kN.$

$Mplz = Wplz \cdot (fy/\gamma m0) = 4.112\ kN.m$

$(sd.y/Mply)^{\alpha} + (Msd.z/Mplz)^{\beta} = (9.922/18.872)^2 + (0.166/4.112)^1 = 0.011 \leq 1$

Vérifié

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

3.3.5.2.2 Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$VSd.z < Vplz \cdot Rd$

$Vplz.Rd$ = Avz * fy / $\sqrt{3}\gamma M0$

$VSd.y < Vply \cdot Rd$

$Vply.Rd = Av\ y^* fy / \sqrt{3}\gamma M0$

Avec :

Avz : représente l'aire de cisaillement retirée d'après le tableau.

Pour IPE 140 : Avz = **7.64** cm^2

Avy : $A - Avz$ = 16.43 – 7.64 = **8.79** $\boldsymbol{cm^2}$

$VSd.z = Qz^*(l/2)$ = 2.205× 6 / 2 = 6.615 N

$Vplz.Rd = Avzfy / \sqrt{3}\gamma M_0$ = $[(7.64 \times 10^{-1} \times 235)/(\sqrt{3} \times 1.1)]$

= 94.234 kn

$VSd.z < Vplz \cdot Rd$ = 6.615 < 94.234 **La condition est vérifiée**

- $VSd.y = Qyl/2$ = 0.148 × 3/2 = 0.222 kn

$Vply.Rd = Avyfy/ \sqrt{3}\gamma M0$ = $[(8.79 \times 10^{-1} \times 235)/(\sqrt{3} \times 1.1)]$

= 108.418 kN

$VSd.y < Vply \cdot Rd$ = 0.222 < 108.418 **La condition est vérifiée**

3.3.5.2.3 Vérification au déversement :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement. Contrairement à

la semelle inferieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement, et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

$M_{b.rd}=\frac{X_{LT}\beta_W W_{PLY} F_Y}{\gamma_{M1}}$

$\phi = 0.5[1 + \alpha LT(\bar{\lambda} LT - 0.2) + \bar{\lambda} LT^2]$

$\chi LT = 1/(\phi LT + \sqrt{(\phi LT\ 2 - \bar{\lambda} Lt^2)})^{0.5}$

- ✓ βw : 1 pour les sections de classe 1 et 2.
- ✓ χLT : Coefficient de réduction.
- ✓ $Mb.R$: Moment résistant au déversement.

Remarque :

$\boldsymbol{Msd.y}$ sera calculé sous l'action de vent.

- Comb 3: Qz = Gz + 1.5Wz = -2.214 KN/ml.
- Comb 3: Qy = 1,35Gy +1.5S_Y= 0.148KN/ml.

$Msd.y = Qz\ l^2 / 8 = (2.214 \times 6^2)/ 8 = 9.96$KN. M

Le coefficient de réduction dépend de l'élancement $\bar{\lambda}LT$, qui est en fonction de moment critique de déversement Mcr, et de coefficient d'imperfection αLT.

αLT = 0.21 pour les profils laminés.

$\bar{\lambda} LT = [(\beta_w * W_{ply} * f_y) / Mc\ ]^{0.5} = [\ \lambda_{LT} / \lambda 1\ ] \cdot [\beta_w]^{0.5}$

Où :

$\lambda 1 = \pi\sqrt{E\ f_y} = 93.9\varepsilon$ et

$\varepsilon = \sqrt{235}/ f_y$

Donc $\varepsilon = \sqrt{235}/ fy = \sqrt{235}/ 235 = 1$

L'élancement λLT pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de EC3) :

$$\lambda_{LT}=\frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1}\left[1+1/20\left(\frac{L/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L : Longueur de maintien latéral.

λLT = 114.651

$\bar{\lambda} LT$ =[λ_{LT}/ λ_1] · [βw] $^{0.5}$ = 114.651 / 93.9 = **1**. 220

ϕ = 0.5[1 + α_{LT}($\bar{\lambda} LT$ − 0.2) + $\bar{\lambda} LT^2$] = 0.5[1 + 0.21(1.220 − 0.2) + 1.220^2]

$\boldsymbol{\phi}$ = **1**. 351

χLt = 1/(ϕLT + $\sqrt{\phi LT\ 2 - \bar{\lambda} Lt^2}$) = 0.517

$Mb.Rd = \chi LT.\ Mply$ = 0.55 × 29.12 = 9.75 **kN**.

$Msd.y$ = 9.961 KN. m > $Mb.Rd$ = 9.756KN.m **<u>La condition n'est pas vérifiée</u>**

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifier ; on augmente la section de profile a un IPE 160**.**

IPE 160					
H **Mm**	**B** **Mm**	**Tw** **Mm**	**tf** **mm**	**R** **Mm**	**d** **mm**
160	82	5	7.4	9	127.2
G **Kg**	**A** **cm²**	**Iy** **cm⁴**	**iy** **cm**	**Iz** **cm⁴**	**iz** **cm**
15.8	20.09	869.3	6.58	68.31	1.84
Avz **cm²**		**W pl** **y** **cm³**		**W pl** **z** **cm³**	
9.66		123.9		26.1	

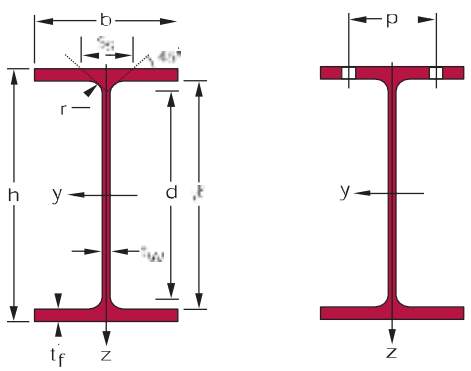


Tableau 11 : Caractéristique de l'IPE 160

YLt = 109.885

$\bar{\lambda}LT$ =[λ_{LT}/ λ_1] · [βw] $^{0.5}$ = 109.885 /93.9 = **1**.170

$\boldsymbol{\phi}$ **= 1.286**

$\boldsymbol{\chi LT}$ = **0.549**

$Mb.Rd = \chi LT.\ Mply$ = 0.549 × 26.469 = 14.53 **kN**. **m**

$Msd.y$ = 9.961 KN. m < $Mb.Rd$ = 14.53 KN. m **La condition est vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section **IPE 160** est appropriée pour les pannes.

3.4 CALCUL DES LIERNES :

3.4.1 Introduction :

Pour la nécessité de protéger les pannes en flexion dans le plan faible et d'éviter ces déformations latérales, notamment si la pente devient importante, on met en place des liernes qui fonctionnent comme des tirants, en traction. Les liernes sont des éléments portent généralement la forme de barres rondes ou des petites cornières et parfois des profilés creux.

3.4.2 Les efforts dans les liernes :

Le poids propre de la panne d'IPE 160 :

G = 15.8 Kg/ml

La combinaison de charge est la suivante :

Qy = 1,35Gy + 1,5 Qy.

G = [(12.5+ 1.5) ×2.40] + 15.8 = 49.4 Kg/ml

G = 0.494 KN/ml

- Gz = 0.494*cos 9.1° = 0.487 KN/ml
- Gy = 0.494*sin 9.1° = 0.078 KN/ml –
- Qy = 1,35× 0.078 + 1,5 × 0.070 = 0.210 KN/ml

La réaction R au niveau du lierne :

R = Qy × ly donc ly = l/2 = 3m Qy = 0.210 KN/ml

R = 0.210 × 3 = 0.63 KN

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

T1= R/2= 0.63/2 = 0.315 KN

- Effort dans le tronçon L2 :

T2 = T1+R = 0.315 + 0.63 = 0.945 KN

- Effort dans le tronçon L3 :

T3 = T2+R = 0.945+0.63= 1.575 KN

• Effort dans les diagonales L4 :

T4 = T3+R = 1.75+0.63 = 2.205 KN

• Effort dans les diagonales L5 :

θ = arctg 2.40 / 3 = 38.66°

$\boldsymbol{T5}$ = $T4$/ 2sinθ = 2.205 / 2×sin38.66 = 1.764 KN

3.4.3 Dimensionnement des liernes :

Depuis la détermination des efforts de traction des liernes, le tronçon T4 est le plus sollicité. Pour les éléments tendus il faut vérifier :

$NSd \leq Npl.Rd$

Donc il faut :

$T4 \leq A*fy$ /$\gamma M0$

Depuis la relation de vérification, on obtient :

$A \geq T4 \times \gamma_{M0}$/ y

$A \geq$ (2.205 × 1.1) / 23.5 = 0.103 cm2

A = $\pi * \emptyset^2$ / 4 ≥ 0.103

Donc $\emptyset \geq \sqrt{}$ (4 ∗ 0.103)/ 3.14 ≥ 0.362 cm

Pour des raisons pratiques, on adopte pour une barre ronde de diamètre

φ = 5 mm

3.5 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :

3.5.1 Introduction :

Les lisses bardages sont des éléments secondaires reprennent les sollicitations dû au vent, ces derniers sont généralement des profilés en U, en I, et parfois des profilés creux, elles sont prévues sur les façades pignon et long-pan afin de fixation et support le bardage. Les lisses de bardages sont simplement appuyées sur les poteaux, comportent des tirants à miportée pour minimiser leur déformation.

3.5.2 Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 6,00m. Espacement des lisses e = 1.21 m Nombre de lisses n = 6 Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension

3.5.3 Efforts sollicitant la lisse :

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

L'action du vent maximale est :

W = -0.934 KN/m2

D'où: W = -0.934x e = -0.934 x 1.20 = -1.120 KN/ml

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de l = 6.00 m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)…..... 12.5 Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches…..... 1.5 Kg/m²
- Poids propre de lisse (estime)……12.1kg/m

G = [(P bardage + P accessoire) × e] e = espacement entre les lisse

e = 1.20 m Gp = [(12.5 + 1.5) × 1.20]+12.1

Gp = 0.289kN/ml

❖ **ELU :**

- Quy = (1.35G) = 1.35*0.289= 0.39 KN/ml
- Quz = (1.5W) = 1.5*-1.120 = -1.8 KN/ml

❖ **ELS :**

- Qsy = G = 0.289 KN/ml
- Qsz = W = -1.395 KN/ml

3.5.4 Pré dimensionnement des lisses :

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

$\boldsymbol{fy} \leq \boldsymbol{fad}$m

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

$fadm\ z = l$ /200 = 600/ 200 = 3cm

$fz\ max$ = 5 *Qz *l^4 / 384* $EIy \leq l$ / 200

I$y \geq$ = $5 * 1.395 * 10{-}2 * 600^3 * 200 / 384 * 21000$ = 373.66cm^4

Ce que nous donne $Iy \geq 373.66$ cm4 donc on opte pour un UPE 140

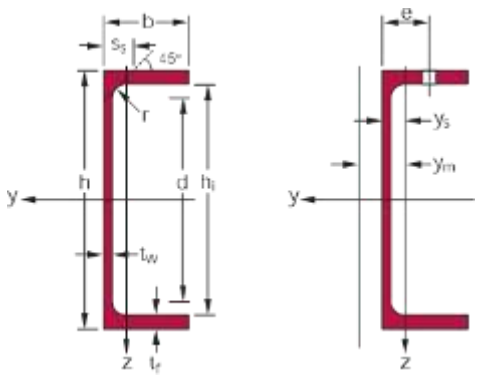
UPE 140						
H mm	**B mm**	**Tw mm**	**Tf Mm**	**R Mm**	**D Mm**	
140	65	5	9	12	98	
G Kg	**A cm²**	**Iy cm⁴**	**iy Cm**	**Iz cm⁴**	**Iz Cm**	
14.4	18.4	599	5.71	79	2.07	
Avz cm²		**W pl y cm³**		**W pl z cm³**		
8.25		99.0		33		

Tableau 12 : Caractéristique de l'UPE 140

Le poids propre réel G :

Gp = [(12.5 + 1.5) × 1.20] + 14.4= 31.2Kg /ml Gp =0.312 KN /ml

- ELU :

- Quy = (1.35G) = 1.35*0.312 = 0.421 KN/ml

- ELS :

- Qsy = G = 0.312 KN/ml

3.5.5 Dimensionnement et vérification des lisses :

3.5.5.1 Vérification à l'Els (flèche) :

- *Suivant l'axe Z-Z* :

$fz\ max$= 5*$Qz\ l^4$ / 384 EIy ≤ l/200

$fz\ max = 5 * 1.395 * 10^{-2} * 600^4 / 384 * 21000 * 599 = 1.87 cm$

$fy\ max = 1.87\ cm \leq fadm\ y = 3\ cm$ **Vérifiée**

- *Suivant l'axe Y-Y :*

$fy\ max = 5\ yl^4 / 384\ EIz \leq l / 200$

$fy\ max = 5 * 0.312 * 10^{-2} * 600^4 / 384 * 21000 * 79$

$= 3.173\ cm > 600/200 = 3\ cm$ **Non Vérifiée**

Donc on adopte des suspentes

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$fy\ max = 5\ (l/2)^4 / 384\ EIz \leq l / 200$

$fy\ max = 5 * 0.312 * 10^{-2} * 300^4 / 384 * 21000 * 79$

$= 0.198\ cm < 300/200 = 1.5\ cm$ **Vérifiée**

3.5.5.2 Condition de la résistance (ELU) :

3.5.5.2.1 Vérification à la flexion déviée :

Les profilés laminés en I ou en H sont généralement de classe 1 ou 2 donc : α = 2 pour les profile en I ; β = 5n ≥ 1 ; n = N / Npl = 0

$\beta = 1$; $\alpha = 2$

- **Calcul des moments :**

Msd = ql² /8

- *Suivant l'axe Z-Z* :

Msd y= $Qz\ l^2 / 8 = 1.8 \times 6^2 / 8 = 8.1$ KN. M

- *Suivant l'axe y-*y:

$MSd.z = Q_y\ (l/2)^2 / 8 = 0.421 \times 3^2 / 8 = 0.473$ KN. M

Pour le γm0 on doit déterminer la classe du profile.

ε =√ (235/fy) = √ (235/235) = 1 ⇒ ε = 1

Ame : d / tw = 98/5 = 19.6 ≤ 72ε ⇒ Ame de classe 1

Semelle : c / tf = b/2 / tf = 32.5/9 = 3.61 ≤ 10ε ⇒ semelle de classe 1 Donc la section de classe 1 et γm0 = 1.1

$Mply = Wply \cdot fy/\gamma M0 = 21.15\ kN.m$;

$Mplz = Wplz \cdot fy/\gamma M0 = 7.05\ kN.m$

$(Msd.y/Mply)^{\alpha} + (Msd.z/Mplz)^{\beta} = (8.1/21.15)^2 + (0.473/7.05)\ 1 = 0.085 \leq 1$ Vérifiée

Donc la résistance du moment est vérifiée

3.5.5.2.2 Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$VSd.z < Vplz \cdot Rd$

$Vplz.Rd = Avzfy/\sqrt{3}\gamma M0$

$VSd.y < Vply \cdot Rd$

$Vply.Rd = Avyfy/\sqrt{3}\gamma M0$

Avec : Avz : représente l'aire de cisaillement retirée d'après le tableau.

Pour UPE 140 : $Avz = 8.25\ cm^2$

Avy : $A - Avz = 18.40 - 8.25 = 10.15\ cm^2$

- $VSd.z = Qzl/2 = 1.8 \times 6/2 = 5.4$ KN

$Vplz.Rd = Avzfy/\sqrt{3}\gamma M0 = 8.25 \times 10^{-1} \times 235/\sqrt{3} \times 1.1 = 101.75$ KN

$VSd.z < Vplz \cdot Rd = 5.4 < 101.75$ **La condition est vérifiée**

- $VSd.y = Qyl/2 = 0.421 \times 3 = 1.263\ k$N

$Vply.Rd = Avyfy\ \sqrt{3}\gamma M0 = 10.15 \times 10^{-1} \times 235/\sqrt{3} \times 1.1 = 125.193\ k$n

$VSd.y < Vply \cdot Rd = 1.263 < 125.193$ **La condition est vérifiée**

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée

3.5.5.2.3 Vérification au déversement :

$MSd.y = Qz\ l^2/8 = 1.8 \times 6^2/8 = 8.1$ KN. M

Le coefficient de réduction dépend de l'élancement $\bar{\lambda}LT$, qui est en fonction de moment critique de déversement Mcr, et de coefficient d'imperfection αLT.

$\alpha LT = 0.21$ pour les profils laminés.

$\bar{\lambda}LT = [\ /\lambda 1\ ] \cdot [\beta w]^{0.5}$

Où : $\lambda 1 = \pi\sqrt{E\ fy} = 93.9\varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{235/fy}$

Donc $\varepsilon = \sqrt{235}\ fy = \sqrt{235/235} = 1$

$\lambda 1 = 93.9\ \varepsilon = 93.9$

L'élancement λLT pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de EC3) :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1}\left[1+1/20\left(\frac{L/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L : Longueur de maintien latéral

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2.07}}{\sqrt{1.132}\left[1+1/20\left(\frac{300/2.07}{140/9}\right)^2\right]^{0.25}} = 89.606$$

$\bar{\lambda} LT = [\lambda_{LT} / \lambda 1\ ] \cdot [\beta w]^{0.5} = 89.606/93.9 = \mathbf{0}.\ \mathbf{9}54$

$\phi = 0.5[1 + \alpha LT(\bar{\lambda} LT - 0.2) + \bar{\lambda} LT^2\ ] = 0.5[1 + 0.21(0.954 - 0.2) + 0.954^2\ ]$

$\boldsymbol{\phi} = \mathbf{1}.034$

$\chi LT = 1/(\phi LT + \sqrt{(\phi LT\ 2 - \bar{\lambda} Lt^2)}) =$

$\boldsymbol{\chi LT} = \mathbf{0}.\ \mathbf{6}97$

$MbRd = \chi LT.\ Mply = 0.697 \times 21.15 = 14.741\ \mathbf{kN}.\ \mathbf{m}$

$MSd.y = 8.1$ KN. m < $Mb.Rd = 14.741$ KN.m **La condition est vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte **UPE 140**

3.6 CALCUL DES SUSPENTES :

3.6.1 Introduction :

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

3.6.2 Calcul de l'effort dans la suspente :

Quy = 1.25* (1.35*0.289)

Quy = 0.488 KN/ml

R = Quy × l

Donc : l = l/2 = 3m

R = 0.488 × 3 = 1.464 KN

• Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière : T1= R/2= 1.464/2 = 0.732 KN

• Effort dans le tronçon L2 : T2 = T1+R = 0.732 + 1.464 = 2.196 KN

• Effort dans le tronçon L3 : T3 = T2+R = 2.196 + 1.464 = 3.66 KN

• Effort dans le tronçon L4 : T4 = T3+R = 3.66 + 1.464 = 5.124 KN

• Effort dans le tronçon L5 : θ = arctg 1.20 /3 = 21.80°

$\boldsymbol{T5}$ = $T4$ 2sinθ = 5.124 2×sin21.80 = **6**. **90 k**N

3.6.3 Calcul de la section des suspentes :

Le tronçon le plus sollicité est T5

$NSd \leq Npl.R$d

Donc il faut : $T4 \leq Afy/\gamma M0$

Depuis la relation de vérification, on obtient : $A \geq T5 \times \gamma M0/fy$

$A \geq 6.90 \times 1.1/ 23.5 = 0.322$ cm2

A = $\pi * \emptyset^2 /4 \geq 0.322$

Donc $\emptyset \geq \sqrt{} (4 * 0.322)/ 3.14 \geq$ **0**. **6**40 **c**m

Pour des raisons pratiques, on adopte pour une barre ronde de diamètre

φ = 6.5 mm

3.7 CALCUL DES POTELETS :

3.7.1 Introduction :

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. 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 au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

3.7.2 Le pré dimensionnement du potelet :

- Le pignon possède 4 potelets la longueur max L = 7.60 m.
- La porte maximale entre deux potelets d = 5.00 m.

- Les potelets sont en acier S235
- La surpression du vent W= 0.795 KN/m²
- Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire.

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

Qws = W * e

Qws = 0.795 * 5.00 = 3.97 KN/m

Qws = 3.97 KN/ml

$\boldsymbol{fy}, \leq \boldsymbol{fad}$m

$fadm\ z = l/200 = 760/200 = 3.8$ cm

$fz\ max = 5*QWSl^4 /384 *E* Iy \leq l\ 200$

$Iy \geq 5 * QWS * l\ 3 * 200\ 384 * E = 5 * 3.97 * 10^{-2} * 760^3 * 200 /384 * 21000 =$ **2161.12 cm⁴**

Le profilé qui convient comme potelets est l'IPE 220

IPE 220					
H Mm	**B Mm**	**Tw Mm**	**Tf Mm**	**R Mm**	**d mm**
220	110	5.9	9.2	12	177.6
G Kg	**A cm²**	**Iy cm⁴**	**Iy Cm**	**Iz cm⁴**	**iz cm**
26.2	33.37	2772	9.11	204.9	2.48
Avz cm²		**W pl y cm³**		**W pl z cm³**	
15.88		285.4		58.11	

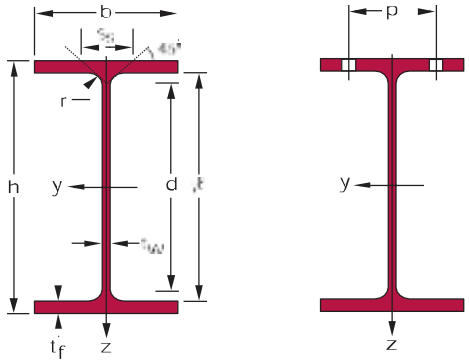


Tableau 13 : Caractéristiques d'IPE 220

3.7.3 Evaluation des charges :
Les charges variables (la charge de vent) :

Qw = 3.86 KN/ml Les charges permanentes :

- Poids bardage ….....G1 = 12.5 Kg/m² .

- Poids des lisse de bardages ….....G2= 12.1×5 = 61.5 Kg/m.
- Poids propre de IPE 220 .....G3= 26.2 kg /m

G= [(G1×d×l) + (G2×d) + (G3×l)] G= [(12.5*5.00*7.60) + (60.5*6.00) + (26.2*7.60) = 1037.12 Kg/m

G= 10.371 KN/ml

3.7.4 Vérification de la flexion composée :

Vérification de l'effort axial Pour cette vérification on utilise la condition suivante : N y.sd ≤ min {0.25Nplrd ; 0.5 $Aw * fy\ \gamma m0$ }

Ny · sd = 1.35 ∗ G = 1.35 ∗ 10.371 = 14.00 KN

Ny · sd = 14.00 **K**N

Npl. rd = A ∗ fy/ γm0 = 33.37 ∗ 23.5/ 1.1 = 715.681 KN

0.25*Npl.rd = 0.25*715.681= **178.920 KN**

Aw = (A − 2btf) = [(33.37− 2(11) (0.92))=13.57

0.5 ∗ $Aw * fy/\gamma m0$ = 0.5 ∗13.57*23.50/1.1 = **1**44.952 ***K***n

Ny. sd = 14 ≤ min {178.920 ; 144.952} **Vérifiée**

<u>Vérification de l'effort tranchant :</u>

Pour la vérification de l'effort tranchant on utilise la formule suivante :

Vsd max ≤ 0.5*Vpl.rd

Vsd, max = W · L /2 = 3.97 ∗ 7.60/2

Vsd, $\boldsymbol{max}$ = **15.08*K***N

Vpl.rd = Av∗ $fy/\ \gamma m0\sqrt{3}$ = 15.88∗ 23.5/1√3 = 195.868 Kn

0.5 ∗ Vpl.rd = 0.5 ∗ 195.868= 97.934 ***K***N

Vsd, max = 15.08KN ≤ 0.5 ∗ Vpl.rd = 97.934 KN **Vérifiée**

Vérification de la stabilité au flambement :

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{k_y \times M_{Y.Sd}}{M_{plY.rd}} + \frac{K_Z . M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

Avec : **Ny · sd** = 14 **K**n

$Mysd$ = 1.5 $Qw * l^2$ /8 = 1.5 *3.97 $*$ 7.60^2/8 = 42.995 KN.m

$Mzsd$ = 0

- **Calcul de la longueur de flambement :**
  - ✓ Autour de l'axe faible y-y (dans le plan de l'âme) :

Le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur .Donc la longueur de flambement $\boldsymbol{Lky}$ = 7.60 m

  - ✓ Autour de l'axe fort z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme) :

Le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur. Donc la longueur de flambement $\boldsymbol{Lkz}$ = 1.20 m

- **Calcul des élancements :**

λy = Lky/ iy = 760 /9.11=83.424

λZ = Lkz/ iz = 120 /2.48=48.387

- **Calcul les élancements critique :**

On a l'acier utilise est de S235.

ε = [235/fy] $^{0.5}$ = [235/235] $^{0.5}$ = 1

Donc : λcr = 93.9ε = 93.9 $*$ 1 = **93.9**

- **Calcul des élancements réduits** :

$\overline{\lambda}$y = $\lambda y/\lambda cr * \sqrt{\beta w}$ = 83.424 / 93.9 = 0.88 > 0.2 **il y a un risque de flambement**

$\overline{\lambda}$z = $\lambda z/\lambda cr * \sqrt{\beta w}$ = 48.387/93.9 = 0.51 > 0.2 **il y a un risque de flambement**

- **Calcul de coefficient de réduction :**

Xmin = min (Xy ; Xz) Pour un IPE 220 :

h = 220 mm; b = 110 mm; tf = 9.2 mm

h/b = 2 > 1.2 et tf = 9.2 mm < 40 mm

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe a $\boldsymbol{\alpha y}$ = 0.21

Axe Z-Z : courbe b $\boldsymbol{\alpha z}$ = 0.34

- **Calcule de Xmin :**

Xy = 1/ φy + [φy 2 − $\bar{\lambda}$y 2] 0.5 ≤ 1 ;

φy = 0.5[1 + αy($\bar{\lambda}$y − 0.2) + $\bar{\lambda}$y^2]

φy = 0.5[1 + 0.21(0.88− 0.2) + 0.88^2] = **0.96**

Xy = 1/ 0.96+ [0.96^2− 0.88] $^{0.5}$ = **0**. 744≤ 1

Xz = 1 φz + [φz 2 − $\bar{\lambda}$z 2] 0.5 ≤ 1

φz = 0.5[1 + αz($\bar{\lambda}$z − 0.2) + $\bar{\lambda}$z ^{2}]

φz = 0.5[1 + 0.34(0.51 − 0.2) + 0.51^2] = **0**.69

Xz = 1/ 0.69 + [0.69^2− 0.51^2] $^{0.5}$ = **0**. 865 ≤ 1

Xmin = min (0.744 ; 0.865) = 0.744

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

Ky = 1 − $\mu y * Nsd$/ $Xy * A * fy$ et Ky ≤ 1

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent β My = 1.3 (Charge de vent uniformément répartie).

μy = $\bar{\lambda}$y((2 ∗ βMy) − 4) + Wply – Wely/ Wely

μy = 0.744((2 ∗ 1.3) − 4) + (285.4 − 252)/ 252 = −0.9 < 0.9

Ky = 1 – (−0.9 ∗ 14)/ (0.744 ∗ 33.37 ∗ 23.5) = 1.02 < 1.5

$Mply = Wply \cdot fy/\gamma M1$ = $\mathbf{53.28\ kN}$.m

$Mysd$ = 1.5 $Qw * l^2$ /8 = **41. 804 KN.m**

$M_{pl.rdy}$=W_{ply}*f_y/ γ_{M0}=285.4*23.5/1.1=60.971

Nsd / $xmin$*$N_{pl.rd}$ + $Ky * Mysd$ /$M_{pl.yrd}$ ≤ 1

14/ 0.744*715.681 + (1.00 ∗ 42.995)/ 60.971 = 0.73 < 1 **condition vérifiée.**

3.7.5 Vérification de la stabilité au déversement :

Pour la vérification de la stabilité au déversement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl.rd}} + \frac{k_{lt} \times M_{Y.Sd}}{X_{lt} \times M_{plY.rd}} \leq 1$$

$\bar{\lambda} LT$ = [/$\lambda 1$] · [βw] $^{0.5}$

Où : $\lambda 1 = \pi \sqrt{E\ fy} = 93.9\varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{235/fy}$

Donc $\varepsilon = \sqrt{235\ fy} = \sqrt{235/235} = 1$

$\lambda 1 = 93.9\ \varepsilon = 93.9$

L'élancement λLT pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de EC3) :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1}\left[1+1/20\left(\frac{L/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L : Longueur de maintien latéral

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{120}{2.48}}{\sqrt{1.132}\left[1+1/20\left(\frac{120/2.48}{22/0.92}\right)^2\right]^{0.25}} = 43.41$$

$\bar{\lambda} LT$ = [λ_{LT} /$\lambda 1$] · [βw] $^{0.5}$ = 43.41/93.9 = **0**.46

$\phi = 0.5[1 + \alpha LT(\bar{\lambda} LT - 0.2) + \bar{\lambda} LT^2] = 0.5[1 + 0.21(0.46 - 0.2) + 0.46^2]$

$\boldsymbol{\phi}$ = 0.633

$\chi LT = 1/(\phi LT + \sqrt{(\phi LT\ 2 - \bar{\lambda} Lt^2)})$

$\boldsymbol{\chi LT}$ = **0**. 936

$MSd.y$ =41.804 KN. m < $Mb.Rd$ = 57.06 KN.m **La condition est vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte **IPE 220**

3.8 Conclusion :

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

- Les pannes : IPE 160 avec des liernes de 5mm.
- Les lisses de bardages : UPE 140 pour toutes les lisses avec des suspentes de 6.5mm.
- Les potelets : IPE 220

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4.1 Introduction :

Après avoir déterminé le pré dimensionnements et la mise en forme des éléments, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du programme ROBOT 2021. Avant de commencer à modifier la structure, vous devez d'abord définir certains paramètres (préférence commerciale), en relation avec les réglementations approuvées pour les comptes et les unités. On peut commencer à modéliser la structure, ce qui est une étape indispensable pour pouvoir déterminer les dimensions d'une structure à l'aide du logiciel ROBOT et que ses résultats en concevant la structure soient étudiés en 3D, en prenant soin de choisir le type de profil couramment utilisé pour chacun élément dans la réalité. Après modélisation de la structure, on passe au chargement, en fixant les charges retardées auxquelles la structure est soumise. Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure
- Charges permanentes (couverture, accessoires …..)
- Charge d'exploitation
- Charges climatiques (vent, la neige)

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectué le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure. Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer des pré dimensionnements des éléments de la structure pour procéder comme suit : Pour pré-dimensionner chaque type d'élément de la soi-disant famille, en sélectionnant la liste des profils, nous voulons que le programme redimensionne notre élément. L'un d'eux lance le calcul, et l'autre choisit parmi les résultats validés dans notre cas.

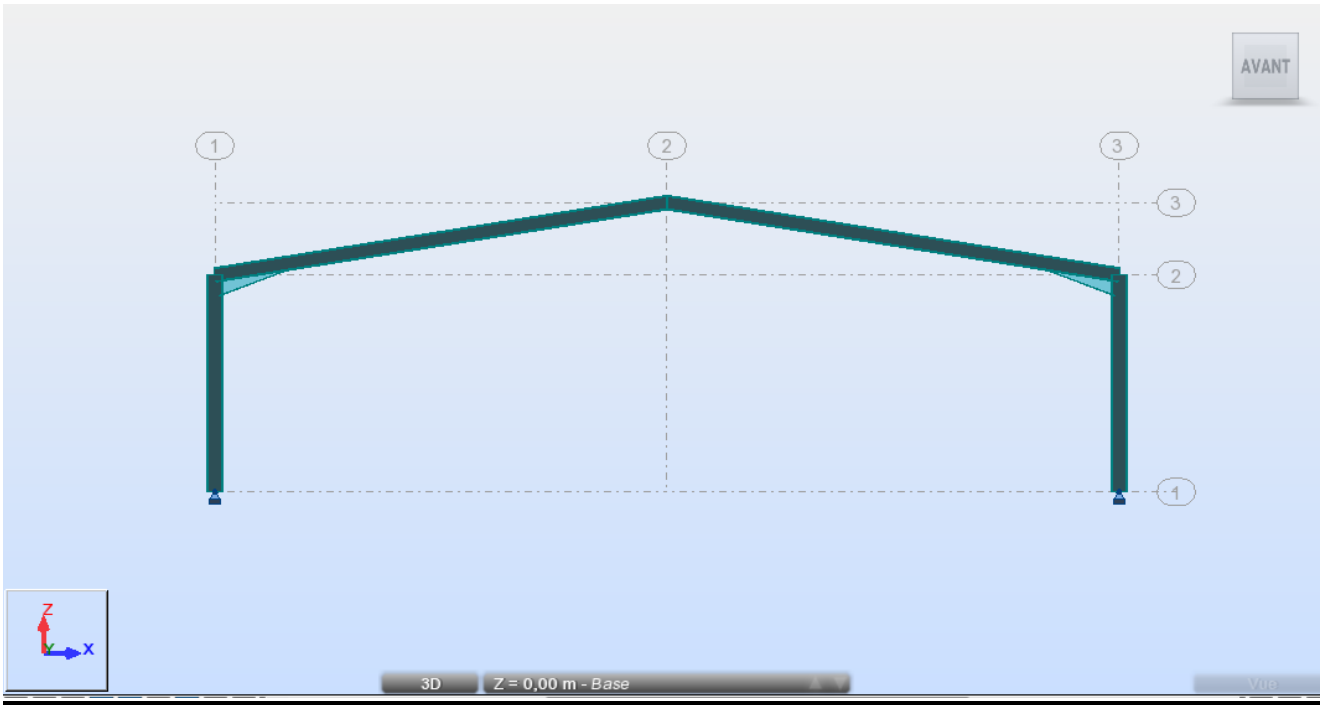


Figure 10 : Vue en 2D du portique.

4.2 Justification des poteaux (IPE 450) :

IPE 450					
H **Mm**	**B** **Mm**	**tw** **mm**	**Tf** **Mm**	**R** **Mm**	**d** **mm**
450	190	9.4	14.6	21	378.8
G **Kg**	**A** **cm²**	**Iy** **cm⁴**	**iy** **Cm**	**Iz** **cm⁴**	**iz** **cm**
77.6	98.82	33740	18.48	1676	4.12
Avz **cm²**		**W pl** **y** **cm³**		**W pl** **z** **cm³**	
50.85		1702		276.4	

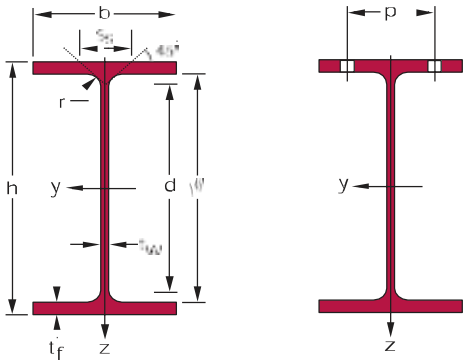


Tableau 14 : Caractéristiques de IPE 450

4.2.1 Efforts sollicitant :
Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- Msdy = 324.52 KN.m
- Nsd max = 95.59 KN
- Vsd max = 54.64 KN

4.2.2 Vérification :
4.2.2.1 Vérification à la résistance :
Classe de la section Classe de la semelle : (comprimée)

c / tf = (b-tw-2r)/2 /tf ≤ 10Ɛ donc ((190-9.4-2*18)/2 /14.6) = 5.10 ≤ 10Ɛ **Semelle de classe 1**

Classe de l'âme : (fléchie) d / tw = 387.7 / 9.4 = 41.24 < 72 Ɛ **Ame de classe 1**

Les poteaux de section **IPE 450** sont de **classe 01**

4.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant :
Il faut vérifier que : Vsd ≤ 0.5VplRd

Vsd = 54.64 KN

Vpl. rd = Av∗ fy / $\gamma m_0\sqrt{3}$ = 42.7 ∗ 23.5 / 1.1 * √3 = **527.29 *K*n**

0.5 ∗ Vpl. rd = 0.5 ∗ 527.29 = 263.64 ***K***n

Vsd, max = 54.64 KN ≤ 0.5 ∗ Vpl.rd = 263.64 KN **Vérifiée**

4.2.2.3 Vérification à l'effort normal :
Nsd ≤ {0.5 $Aw * fy$ / $\gamma m0$}

Nsd = 95.59 **KN**

Npl. rd = A ∗ fy/ γm0 = 98.82 ∗ 23.5/ 1.1 = 2111.15 KN

Nsd = 95.59 ≤ {Npl · Rd = $Aw*fy/\gamma m0$ = 2111.15} **Vérifiée**

4.2.2.4 Vérification au moment fléchissant :
Msdy ≤ Mpl.rd

Msdy = 324.52 KN.m

Mpl.rd = Wply ∗ fy/ γm0 = 1702 ∗ 10−3 ∗ 235/ 1.1 = 363.60 KN · m

Msdy = 324.52 KN.m < Mpl.rd =363.60 KN.m **Vérifié**

4.2.3 Vérification de l'élément aux instabilités :

Vérification vis-à-vis du déversement :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes : 4.2.3.1 Flexion composée avec risque de flambement :

Nsd / Xmin ∗ Npl.rd + Ky. Msdy / Mpl.rdy ≤ 1

- **Calcul de X min :**

Xmin = (X_y,X_Z).

- **Flambement par rapport à l'axe y-y (dans le plan du portique) :**

Suivant l'axe y–y :

λy = Ly /iy

λy=600/18.5=32.43

$\bar{\lambda}$y = $\lambda y/\lambda cr$ ∗ $\sqrt{\beta w}$ = 32.43/ 93.9 x √1 = 0.34 > 0.2 ***il y a un risque de flambement***

Le choix de la courbe de flambement :

h/b = 2.63 > 1.2 et tf = 14.16 mm < 100 mm

D'après *le tableau 5.5.3 Euro code 3*

Axe Y-Y : courbe b $\boldsymbol{\alpha y}$ = 0.21

Xy = 1 φy + [φy 2 − $\bar{\lambda}$y ^{2}] 0.5 ≤ 1

φy = 0.5[1 + αy($\bar{\lambda}$y − 0.2) + $\bar{\lambda}$y^2]

φy = 0.5[1 + 0.21(0.34 − 0.2) + 0.34^2] = **0**.57

Xy = 1/ 0.57 + [0.57^2 − 0.34] $^{0.5}$ = **0**. 973 ≤ **1**

• **Flambement par rapport à l'axe z-z (dans le plan du portique) :**

$\lambda Z = Lz/\ iz$

λZ=120/4.12=29.12

$\bar{\lambda}z = \lambda z/\ \lambda cr * \sqrt{\beta w}$ = 29.12/ 93.9 √1 = 0.31 > 0.2 **il y a un risque de flambement**

Axe Z-Z : courbe c $\boldsymbol{\alpha z}$ = 0.34

Xz = 1 φz + [φz 2 − $\bar{\lambda}$z ^{2}] 0.5 ≤ 1

φz = 0.5[1 + $\alpha z(\bar{\lambda}z - 0.2) + \bar{\lambda}z^2$]

φz = 0.5[1 + 0.34(0.31 − 0.2) + 0.31^2] = 0.56

Xz = 1/ 0.56 + [$0.56^2 - 0.31^2$] $^{0.5}$ = **0**. 974 ≤ **1**

Xmin = min (0.973; 0.974) =0.973

Ky=1-$\frac{\mu y.Nsd}{XZ.A.Fy}$ Ky≤1.5

μy= $\bar{\lambda}$y(2βmy-4)+$\frac{wply-wely}{wely}$

μy= 0.34 (2* 1.3-4)+$\frac{1702-1500}{1500}$=-0.34

Ky=1-$\frac{-0.34.95.59}{0.973*98.82*23.5}$=1

4.2.3.2 Vérification au flambement :

$\frac{95.59}{0.973*2111.15} + \frac{1*324.52}{363.6} = 0.93 \leq 1$.....**vérifiée.**

Vérification vis-à-vis du déversement :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 1.132 ; C2 = 0,459

λLT = $\lambda\bar{}$Lt/ λcr

λLT= $\frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1}\left[1+1/20\left(\frac{L/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$

λLT= $\frac{\frac{120}{4.12}}{\sqrt{1.132}\left[1+1/20\left(\frac{120/4.12}{45/1.45}\right)^2\right]^{0.25}}$=27.08

$\lambda \bar{}_{LT}$ = 27.08/ 93.9=0.28< 0.4 **il y a pas risque de déversement.**

4.3 JUSTIFICATION DES TRAVERSES (IPE 400) :

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé IPE 400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

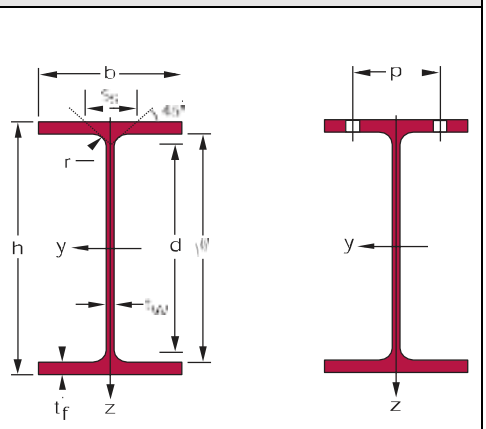
IPE 400						
H **Mm**	**B** **Mm**	**Tw** **Mm**	**Tf** **Mm**	**R** **Mm**	**D** **Mm**	
400	180	8.6	13.5	21	331	
G **Kg**	**A** **cm²**	**Iy** **cm⁴**	**Iy** **Cm**	**Iz** **cm⁴**	**Iz** **Cm**	
66.3	84.46	23130	16.55	1156	3.95	
Avz **cm²**		**W pl y** **cm³**		**W pl z** **cm³**		
42.69		1307		229		

Tableau 15 : Caractéristiques d'IPE 400

4.3.1 Charges repairés sur la traverse :

- Poids du panneau sandwiche
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse

4.3.2 Vérification de la section à la résistance :

- Bilons des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5 V1).

- ✓ Msdy max = 210.93 KN.m
- ✓ Nsd max = 66.7 KN
- ✓ Vsdz max = 58.39 KN

- Classe de la section :

$\varepsilon = \sqrt{(235/fy)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$

- Classe de la semelle :

(comprimée) c / tf = (b-tw-2r)/2 / tf = 180-8.6-2*21/2 /13.5 = 4.79 ≤ 10ε

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$\alpha = 1/d$ *(d+ dc 2) ≤ 1

dc = (Nsd/ $tw * fy$) = (66.7 /0.86∗ 23.5) = 3.3

α = 1/31.1* (31.1 + 3.3/2) = 0.55 ≤ 1

Pour les sections de classe 1 :

$d/tw \leq 396\ \varepsilon\ (13\alpha - 1)$

d/tw = 33.1/8.6= 38.48

$396\varepsilon/\ (13\alpha - 1) = 396/\ (13 * 0.55 - 1) = 47.37$

d/tw = 26.1 ≤ $396\varepsilon/\ (13\alpha - 1)$ = 64.39

La section de IPE 400 est de classe 01

4.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée :
Msdy ≤ Mpl.rdy

$Mply, Rd$ = Mply $(1 - n)/\ (1 - 0.5\alpha)$

n = Nsd/$Npl \cdot$ rd = 66.7/ 1804.37 = 0.04

Npl. rd = A ∗ fy/γm0 = 84.46 ∗ 23.5/ 1. 1= 1804.37 $\boldsymbol{KN}$

α = (A-2btf)/ A = (84.46 – 2*18*1.35)/84.46 = 0.42 < 0.5

$Mply = Wply \cdot fy\ / \gamma M0$ = 1307 ∗ 0.235/ 1.1 = 279.22 $\boldsymbol{KN.m}$

Msdy = 210.93 KN.m ≤ Mpl.rdy = 279.22 KN.m **Vérifiée La condition de résistance est vérifiée**

4.3.4 Vérification de flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

$Nsd / xmin * (A * fy/\gamma m1) + Ky * Mysd / Wply * (fy/\gamma m1) \leq 1$

$\lambda y = Ly / iy$

Ly=1250/cos9.1=1265.93 cm

λy =1265.93/16.55=76.49

$\lambda Z = Lz / iz$

Lz=625/cos9.1=632.96

λZ=632.96/3.95=160.24

λcr = 93.9ε = 93.9 ∗ 1 = 93.9

$\bar{\lambda}y = \lambda y / \lambda cr * \sqrt{\beta w}$ = 76.49/ 93.9 √1 = 0.81 > 0.2 **il y a un risque de flambement**

$\bar{\lambda}z = \lambda z / \lambda cr * \sqrt{\beta w}$ = 160.24/ 93.9 √1 = 1.70 > 0.2 **il y a un risque de flambement**

h/b = 2.63 > 1.2 et tf = 14.16 mm < 100 mm

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3 :

Axe Y-Y : courbe b $\boldsymbol{\alpha y}$ = 0.21

Axe Z-Z : courbe c $\boldsymbol{\alpha z}$ = 0.34

Xy = 1 φy + [φy 2 − $\bar{\lambda}$y ^{2}] $^{0.5}$ ≤ 1

φy = 0.5[1 + αy($\bar{\lambda}$y − 0.2) + $\bar{\lambda}$y ^{2}]

φy = 0.5[1 + 0.21(0.81 − 0.2) + 0.81^2] = **0.88**

Xy = 1 / 0.88 + [0.88 − 0.81] $^{0.5}$ = **0**. 817 ≤ 1

Xz = 1/ φz + [φz 2 − $\bar{\lambda}$z ^{2}] $^{0.5}$ ≤ 1

φz = 0.5[1 + αz($\bar{\lambda}$z − 0.2) + $\bar{\lambda}$z ^{2}]

φz = 0.5[1 + 0.34(1.7 − 0.2) + 1.7^2] = **2**. 2

Xz = 1 /2.2 + [2. 2 − 1.7^2] $^{0.5}$ = **0**. 278 ≤ 1

Xmin = min (0.817 ; 0.278) = 0.278

Facteur d'amplification :

$Ky = 1 - (\mu y *)/ (Xy * A * fy)$

et Ky ≤ 1.5

β My = 1.3 (Charge de vent uniformément répartie)

$\mu y = \bar{\lambda} y((2 * \beta My) - 4) + [(Wply – Wely) / Wely]$

$\mu y = 0.81((2 * 2.16) - 4) + [(1307 – 1156)/ 1156] = 0.38 < 0.9$

$Ky = 1 – (0.38* 66.7)/(0.817 * 84.46 * 23.5) = 0.98 < 1.5$

$[Nsd/ xmin * (A * fy/\gamma m_1)] + [Ky * Mysd/ Wply * (fy/\gamma m_1)] \leq 1$

$\frac{66.7}{0.278*1804.37} + \frac{0.98*211}{279.22}$=0.87≤ 1……**vérifiée.**

La condition de flambement est vérifiée

4.3.5 Vérification de déversement :

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement (Msdz = 0)

[Nsd/ $Xz * A * fy$]+ [Klt*Msdy/ X lt*Wply*fy + 0] ≤ 1

$\boldsymbol{\alpha LT}$ = 0.21 pour les profils laminés

$\bar{\lambda} LT = [\beta_w * Wply * fy / Mcr]^{0.5} = [\lambda LT/ \lambda_1] \cdot [\beta w]^{0.5}$

Où :

$\lambda 1 = \pi\sqrt{E\ fy}$ = 93.9 et $\varepsilon = \sqrt{235\ fy}$

Donc

$\varepsilon = \sqrt{235\ fy} = \sqrt{235/ 235} = 1$

$\lambda 1 = 93.9\ \varepsilon = 93.9$

L'élancement λLT pour les profils doublement symétriques donné par la formule suivante (annexe F de EC3) :

$$\lambda \text{Lt} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1}\left[1+1/20\left(\frac{L/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L : Longueur de maintien latéral

$$\lambda \text{Lt} = \frac{\frac{632.96}{3.95}}{\sqrt{2.09}\left[1+1/20\left(\frac{632.96/3.95}{40/1.35}\right)^2\right]^{0.25}} = 88.48$$

$\bar{\lambda}LT$ = [λLt / λ_1] · [βw] $^{0.5}$ = 88.48 / 93.9 = 0.94

ϕ = 0.5[1 + $\alpha_{LT}(\bar{\lambda}LT - 0.2) + \bar{\lambda}LT^{2}$]

ϕ = 0.5[1 + 0.21(0.94 − 0.2) + 0.94^2]

$\boldsymbol{\phi}$ = 1.01

χLT = 1 /($\phi LT + \sqrt{\phi LT\ 2 - \bar{\lambda}LT^2}$) =[1 / (1.01+ $\sqrt{1.01 - 0.94^2}$)]

$\chi\boldsymbol{LT}$ = **0**. 799

Klt = 1 – ($\mu lt * Nsd$)/ $\boldsymbol{\chi LT} * A * fy$

et $Klt \leq 1$

μlt = 0.15$\bar{\lambda}_{LT}\beta$M − 0.15

μlt = 0.15 ∗ 1.2 ∗ 1.3 − 0.15 = 0.084 < 0.9

Klt = 1 – (0.084 ∗ 66.7)/ (0.278 ∗ 84.46 ∗ 23.5) = 1 ≤ 1

[Nsd/ ($Xz * A * fy$)] + [(Klt.Msdy)/(X lt.Wply.fy)] ≤ 1

$\frac{66.7}{0.278*1804.37} + \frac{210.93}{0.799*279.22}$=1.07≤ 1……vérifiée

La condition de déversement est vérifiée.

4.4 Justification des poutres sablieres (IPE 160) :

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=33.57 daN/ml

N=29.29 daN/ml

- <u>Compression :</u>

V=F2 =1521.92daN

- <u>Combinaison des charges :</u>

1.35G + 1.35N + 1.35V

Q_{sd}=1.35G+1.35N

Q_{sd} = 1.35 × 33.57 + 1.35 × 29.29 = 84.86daN/ml

$Q_{sd.z}$= 84.86 × cos(9.01°) =84.34daN/ml

4.4.1Vérification de la section à la résistance :
Section de classes 1 et 2 :

$[\frac{Mysd}{\text{Mply.rd}}]^{\alpha} + [\frac{\text{Mzsd}}{\text{Mplz.rd}}]^{\beta} \leq 1$

Avec : α=2 et β=1

$A_w = A - 2b * t_f$; aire de l ′ame

$\mathbf{M}_{y.sd} = \frac{\text{Qz.sd}\times(l)2}{8} = \frac{8.44\times6^2}{8}$=379.97daN.m

$Q_{y.sd}=Q_{sd}\times \sin 9.1=84.86\times \sin 9.1$=8.44daN/ml

$\mathbf{M}_{z.sd} = \frac{\text{Qy.sd}\times(l/2)2}{8} = \frac{8.44\times6/2^2}{8}$=19.49daN.m

N_{sd}=1.35×V=1.35×1521.92=2054.59daN

$M_{pl.rdy} = \frac{Wpl.y\times fy}{\gamma m0} = \frac{124\times23.5}{1.1}$=2649.1dan.m

$M_{plz.rd} = \frac{Wpl.z\times fy}{\gamma m0} = \frac{26.1\times23.5}{1.1}$=559.59dan.m

$[\frac{379.97}{2649.1}]^2+[\frac{19.49}{559.59}]^1$=0.05≤ 1**…… condition vérifiée.**

1. **Incidence de l'effort tranchant :**

$\boldsymbol{Vs}$d≤**0.5**$\boldsymbol{Vp}$l;$\boldsymbol{R}$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.

2. **Incidence de l'effort normal :**

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

N_{sd}=2054.59daN

$N_{PL.RD}=\frac{A\times fy}{\gamma M0}$ =429.40 KN

$0.25N_{pl;Rd}$= 0.25×429.40= 107.35KN

A_W= A-2bt_f= 20.20-(2×8.2×0.74) = 7.96cm²

$\frac{0.5Aw.fv}{\gamma M0}=\frac{0.5\times7.96\times23.50}{1.1}$= 85.07KN

N_{sd} = 20.54KN ≤ min (107.35; 85.07) = 85.07KN…….vérifiée

Il n'y apas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant

4.4.2 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× cos (α) – 1.5V

Qs = 1.35G× sin (α)

N_{sd}= 1.5 V

G=33.57 daN /ml…… charge permanente

V= -109.75daN/ml …..vent de soulèvement (chapitre 4 calculs des pannes)

V' = F_3 = 1521.92daN…..effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

- Charge de flexion :

Qz,sd = G× cos (α) – 1.5V = 33.7 × cos (9.1) + (1.5 ×-109.75)

Qz,sd = -131.21daN/ml soulevement

Qysd = 1.35 × G × sin(9.1) =1.35 ×33.53 × sin(9.1) = 4.5 daN/ml

$\mathbf{M}_{y.sd}=\frac{Qz.sd\times(l)2}{8}=\frac{131.21\times6^2}{8}$=590.44daN.m

$\mathbf{M}_{z.sd}=\frac{Qy.sd\times(l/2)2}{8}=\frac{4.5\times6/2^2}{8}$=5.06daN.m

- Charges de compression :

Nsd = 1.5 × v' = 1.5 ×1521.92 = 2282.88daN

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

- Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi min\times Npl.rd}+\frac{KY\times My.sd}{Mply.rd}+\frac{Kz\times Mz.sd}{Mplz.rd}\leq 1.0$$

- Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi min\times Npl.rd}+\frac{Klt\times My.sd}{Mply.rd}+\frac{Kz\times Mz.sd}{Mplz.rd}\leq 1.0$$

4.4.2.1Vérification vis-à-vis du flambement :

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

χ_{min}=min (χ_y;χz) 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 λy :**

$\lambda y=\frac{Ly}{iy}=\frac{600}{6.58}$=91.18

Calcul les élancements critique λcr:

$\varepsilon=(\frac{235}{fy})^{0.5}=(\frac{235}{235})^{0.5}=1$

$\lambda cr = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

- **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

$\bar{\lambda}y=\frac{90.18}{93.9}=0.97> 0.2$ ……..**il ya risque de flambement**

- **Calcul de coefficient de réduction**

$\frac{h}{b} = \frac{160}{82}=1.95> 1.2$

tf = 6.9mm < 40 mm

α: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée,

Axe Y-Y : courbe a $\alpha y = 0.21$

Axe Z-Z : courbe b $\alpha z = 0.34$

$\chi_y=\frac{1}{\varphi y+(\varphi y2+\bar{\lambda}y\ 2)0.5}$

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

$\varphi_{y=}0.5(1+0.21(0.97-0.2)+0.97^2)=1.05$

$\chi_y=1/1.05+(1.05^2-0.97^2)^{0.5}=0.68$

• Flambement par rapport à l'axe z-z (hors du plan du portique) :

- **Longueur de flambement :**

L_z=300cm

- **Calcul des élancements λz :**

$\lambda z=\frac{Lz}{iz}=\frac{300}{1.84}=163.04$

- **Calcul les élancements critique λcr:**

$\varepsilon=(\frac{235}{fy})^{0.5}=(\frac{235}{235})^{0.5}=1$

$\lambda cr = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$

- **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

$\bar{\lambda}z=\frac{163.04}{93.9}=1.73> 0.2$ ……..**il ya risque de flambement .**

- **Calcul de coefficient de réduction χ_z :**

$\chi_z=\frac{1}{\varphi z+(\varphi z2+ \bar{\lambda}z\ 2)0.5}$

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

$\varphi_{z=}0.5(1+0.34(1.73-0.2)+1.73^2)=2.25$

$\chi_z=1/2.25+(2.25^2-1.73^2)^{0.5}=0.2717$

χ_{min} = min (0.6934; 0.2717).

$\chi_{min}=0.2717$

- **Calcul du facteur d'amplification K_Y:**

$K_y=1-\frac{\mu y \times Nsd}{xy \times A \times fy}$ Avec Ky≤1.5

$K_z=1-\frac{\mu z \times Nsd}{xz \times A \times fy}$ Avec Kz≤1.5

β_{ML}:est un facteur de moment uniformes équivalent pour le déversement.

$\mu_y = \bar{\lambda}y\ (2\beta_{ML}-4)+\frac{Wply-Wely}{Wely}$ Avec $\mu_y \leq 0.9$

$\mu_y = \bar{\lambda}y.(2\beta_{ML}-4)+\frac{Wply-Wely}{Wely} = 0.91(2\times1.3-4)+(\frac{124-109}{109}) = -1.15 \leq 0.9$

$K_y = 1- \frac{-1.15\times2700.12}{0.6943\times20.1\times23.5} = 1.09 = 1$

$\mu_z = \bar{\lambda}z.(2\beta_{ML}-4)+\frac{Wply-Wely}{Wely}$ Avec $\mu_y \leq 0.9$

$\mu_z = \bar{\lambda}z.(2\beta_{ML}-4)+\frac{Wply-Wely}{Wely} = 1.63(2\times1.3-4)+(\frac{26.1-16.7}{16.7}) = -1.71 \leq 0.9$

$K_z = 1- \frac{-1.71\times2700.12}{0.2699\times20.1\times23.5} = 1.36 < 1.5$

Vérification au flambement :

$\frac{2282.88}{0.2699\times42940}+\frac{1.09\times590.44}{2649.09}+\frac{1.36\times5.06}{557.59} = 0.45 \leq 1.0$…….. **vérifiée.**

Vérification au déversement :

$\frac{Nsd}{\chi z\times Npl.rd}+\frac{Klt\times My.sd}{\chi lt\times Mply.rd}+\frac{Kz\times Mzsd}{Mplzrd} \leq 1.0$

$\frac{2282.88}{0.2699\times42940.09}+\frac{0.97*590.44}{0.5492\times2649.09}+\frac{1.36\times5.06}{557.59} = 0.59 \leq 1$……. **vérifiée**

4.5Conclusion :

Nous avons introduire le profile IPE 160 calculé manuellement dans le chapitre III, et le logiciel ROBOT il vérifie, donc on a choisi le profile **IPE 160.**

4.6 Justification des contreventements :

4.6.1Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour absorber les forces du vent et des tremblements de terre et les diriger vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, au niveau des pentes (poutres à vent) et en façade (palées de stabilité).

4.6.2Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- ✓ Il porte et transmet à la fondation des efforts résultant d'actions latérales ou horizontales résultant de : vent, séisme.
- ✓ Empêcher les déformations importantes (ou réduire les déplacements horizontaux) sous l'influence de ces actions
- ✓ Il joue un rôle important pour contrer les phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flexion et de basculement. En effet, il réduit les longueurs de torsion des arbres, et forme parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les éléments comprimés des poutres et des ponts par rapport à la décharge latérale.
- ✓ Il a un rôle important dans les problèmes de vibration du bâtiment, dans son ensemble ou dans les éléments élancés de ce bâtiment, à travers la modification de la période de base. Ceci permetd'éviter le phénomène de résonance.

4.6.3Vérification des contreventements :

On choisit double cornière en CAE 70×7

4.6.3.1 Vérification de la résistance à la traction :

- **Vérification de la section brute**

$$N_{pl.rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.40 * 23.5}{1.1} = \mathbf{220.9\ KN}$$

Nsd = 42.78 KN < Npl.Rd = 220.9 KN **vérifiée**

- **Vérification de la section nette**

$A_{nette} = A_{brute}$ - 2(d trou * tw)

A_{nette} = 9.40 – 2(2.5*0.7) =5.9cm²

A_{nette} = 11.8 double cm²

$$Npl.rd=\frac{Anette*fy}{\gamma m0}=\frac{11.8*23.5}{1.1}=277.3$$

Nsd = 42.78 KN < Npl.rd = 277.3 KN **vérifiée**

4.6.3.2 vérification de la résistance à la compression :

Nsd≤Nc.rd

$$Nc.rd=\frac{A*fy}{\gamma m0}=\frac{9.40*2*23.5}{1.1}=$$ **441.8 KN**

Nsd=42.78 KN < Nc.rd = 441.8 KN **Vérifié**

4.6.3.3Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{b\cdot rd}=\frac{x * \beta A * A * fy}{\gamma m1}$$

Nb.Rd : Résistance au flambement

βA = classe 1.2 ou 3

- **Calcul des élancements :**

$$\lambda y = \lambda z = \frac{Lf}{iy} = \frac{849}{2.12} = 400.47$$

- **Calcul les élancements critique :**

On a l'acier utilise est de S235.

$\varepsilon = [\ 235/fy\ ]^{0.5} = [\ 235/235]^{0.5} = 1$

- **Calcul des élancements réduits :**

$\bar{\lambda}y = \bar{\lambda}z = \frac{\lambda y}{\lambda cr} \times \sqrt{\beta w} = 4.26 > 0.2$ **…… il y a un risque de flambement**

- **Calcul de coefficient de réduction :**

Xmin = min (Xy ; Xz)

h = 70 mm ; b = 70 mm ; tf = 7 mm

h/b = 1 < 1.2 et tf = 7 mm < 100 mm

D'après *le tableau 5.5.3 Euro code 3*

Axe Y-Y : courbe b $a\boldsymbol{y}$ **= 0.34**

Axe Z-Z : courbe c $a\boldsymbol{z}$ **= 0.4**

Calcule de Xmin :

$$Xy=\frac{1}{\varphi y+\sqrt{\varphi y^2-\bar{\lambda} y^2}}\leq 1$$

$$Xz=\frac{1}{\varphi z+\sqrt{\varphi z^2-\bar{\lambda} z^2}}\leq 1$$

$$\varphi y = 0.5[1 + \alpha y(\bar{\lambda} y - 0.2) + \bar{\lambda} y^2]$$

$$\varphi y = 0.5[1 + 0.34(4.26 - 0.2) + 4.26^2] = \mathbf{10.26}$$

$$Xy=\frac{1}{10.26+\sqrt{10.26^2-4.26^2}}=0.051$$

$$\varphi z = 0.5[1 + \alpha z(\bar{\lambda} z - 0.2) + \bar{\lambda} z^2]$$

$$\varphi z = 0.5[1 + 0.49(4.26 - 0.2) + 4.26^2] = \mathbf{10.57}$$

$$Xz=\frac{1}{10.57+\sqrt{10.57^2-4.26^2}}=0.049$$

Xmin = min (0.049 ; 0.051) = **0.049**

$$Nb \cdot Rd =\frac{X\times\beta\times A\times FY}{\gamma M1}=\frac{0.049\times1\times9.40\times23.5}{1.1}=21.65< Nsd$$

Nsd > Npl.rd **Non vérifiée**

4.7Conclusion :

Notre étude nous a permis de déterminer toutes les contraintes agissant sur notre structure, que nous avons utilisées dans le calcul des éléments porteurs et des assemblages.

Après le calcul avec robot on a trouvé que :

- ✓ Pour les poteaux **IPE 450**
- ✓ Pour les traverses **IPE 400**
- ✓ Pour les poutres sablières **IPE 160**
- ✓ Pour les contreventements **2CAE 70*70*7**
- ✓ Pour les pannes **IPE 160**

CHAPITRE 5 : étude des assemblages

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ASSEMBLAGES

5.1Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet d'assembler et de solidariser plusieurs pièces entre elles, assurant la transmission et la répartition des différentes contraintes entre pièces, sans générer de contraintes parasites, notamment des torsions.

5.2Calcul d'assemblages :

5.2.1Assemblage poteau _Traverse :

5.2.1.1Introduction :

• 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.

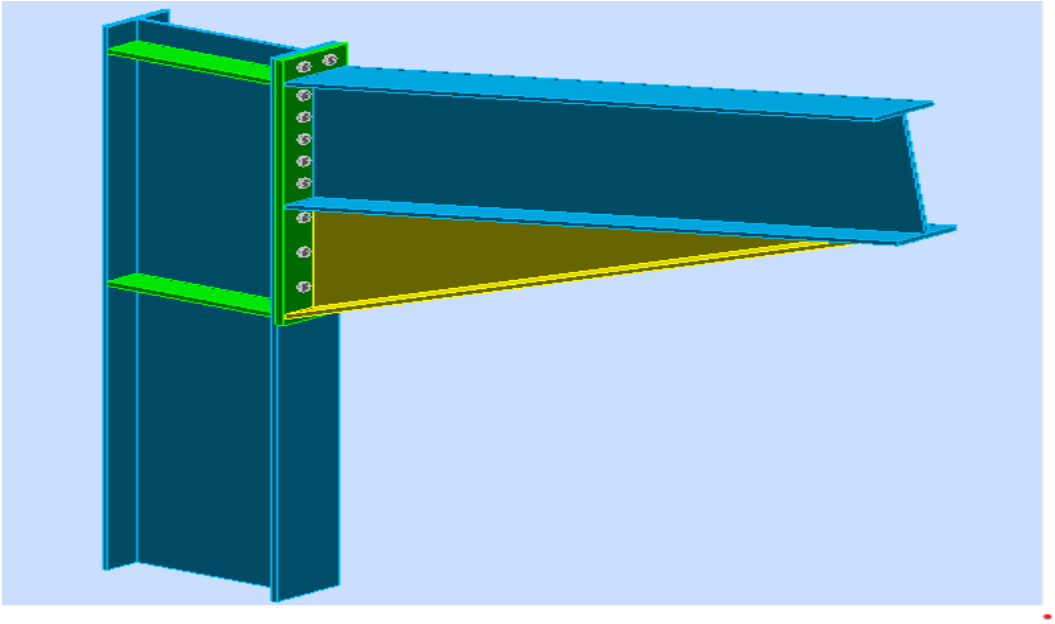


Figure 11 : Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-430

OK

Ratio 0.90

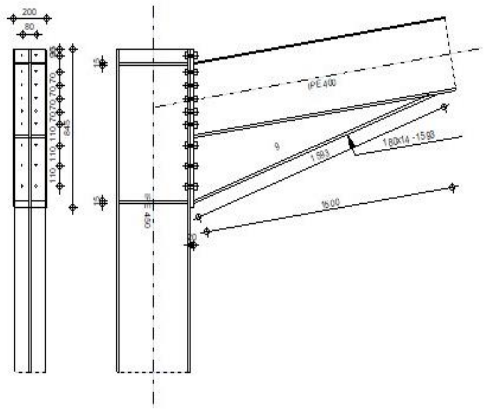


Figure 12 : shema de l'encastrement traverse poteau

Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Géométrie

Poteau

Profilé: IPE 450

a =	-90.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	98.82	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{xc} =	33742.90	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

σ_{ec} = 235.00 [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400

a =	9.1	[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	[cm^2]	Aire de la section de la poutre
I_{xb} =	23128.40	[cm^4]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E24

σ_{eb} = 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
F_b =	69.08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	9		Nombre de rangéss 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;70;70;70;70;110;110;110 [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

σ_{ep} = 235.00 [MPa] Résistance

Jarret inférieur

w_d =	180	[mm]	Largeur de la platine
t_{fd} =	14	[mm]	Epaisseur de l'aile

w_d = 180 [mm] Largeur de la platine

h_d = 350 [mm] Hauteur de la platine

t_{wd} = 9 [mm] Epaisseur de l'âme

l_d = 1500 [mm] Longueur de la platine

t_{hu} = 21.6 [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24

σ_{ebu} = 235.00 [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

h_{su} = 421 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{su} = 90 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hu} = 15 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

σ_{esu} = 235.00 [MPa] Résistance

Inférieur

h_{sd} = 421 [mm] Hauteur du raidisseur

b_{sd} = 90 [mm] Largeur du raidisseur

t_{hd} = 15 [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

σ_{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 = 339.49 [kN*m] Moment fléchissant

F_z = 56.58 [kN] Effort tranchant

F_x = 95.59 [kN] Effort axial

Résultats

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	Extérieurs			24	35			14	35	28	35			80		
2	Intérieurs	29	36			30	41	14	35			33	40			
3	Centraux	29	36					14	35							70
4	Centraux	29	36					14	35							70
5	Centraux	29	36					14	35							70
6	Centraux	29	36					14	35							90
7	Centraux	29	36					14	35							110
8	Centraux	29	36					14	35							110
9	Centraux	29	36					14	35							110

x = 63 [mm] Zone comprimée $x = e_s * Ö(b/e_a)$

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	783	77.09	0.00	162.75	203.76	69.08	>	62.48	100.00
2	693	196.80	0.00	253.35	201.72	69.08	>	55.91	100.00
3	623	61.94	70.73	83.09	89.84	69.08	>	50.79	100.00
4	553	61.94	70.73	83.09	89.84	69.08	>	45.68	100.00
5	483	61.94	70.73	83.09	89.84	69.08	>	40.56	100.00
6	413	66.96	90.95	106.82	97.08	69.08	>	35.45	100.00
7	303	70.61	111.16	130.56	102.32	69.08	>	27.41	100.00
8	193	70.61	111.16	130.56	102.32	69.08	>	19.38	100.00
9	83	70.61	111.16	130.56	102.32	69.08	>	11.34	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

d_i – position du boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i < \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$	62.48 < 69.08	vérifié	(0.90)

Traction des boulons

$1.25*F_{imax}/A_s$ £ s_{red}	|497.46| < 550.00	vérifié	(0.90)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

Ö$[F_{imax}^2+2.36*T_i^2]/A$ £ s_{red}	|311.68| < 550.00	vérifié	(0.57)

T_1 = 3.14 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71.81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 < T_b$	3.14 < 71.81	vérifié	(0.04)

Vérification de la poutre

F_{res} = 506.84 [kN] Effort de compression $F_{res} = 2*SF_i - 2*N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\,adm}$ = 759.52 [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc}*s_e + N*A_{bc}/A_b$

$F_{res} < N_{c\,adm}$	506.84 < 759.52	vérifié	(0.67)

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} < F_{pot}$	506.84 < 1217.49	vérifié	(0.42)

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

V_R = 775.87 [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = (1/1.54)*A_v*s_e$

$\|F_{res}\| < V_R$	|506.84| < 775.87	vérifié	(0.65)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.90

5.2.2Assemblage traverse –traverse:

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 (environ16m), l'assemblage du

faîtage peut être effectué en usine, hors site, ce qui permet d'économiser de l'argent.

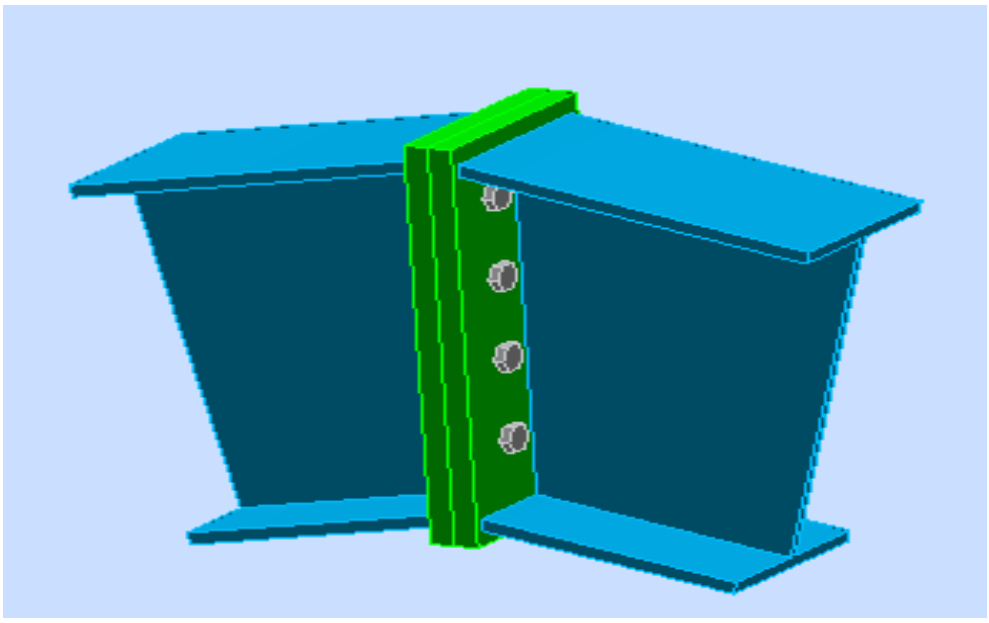


Figure 13: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

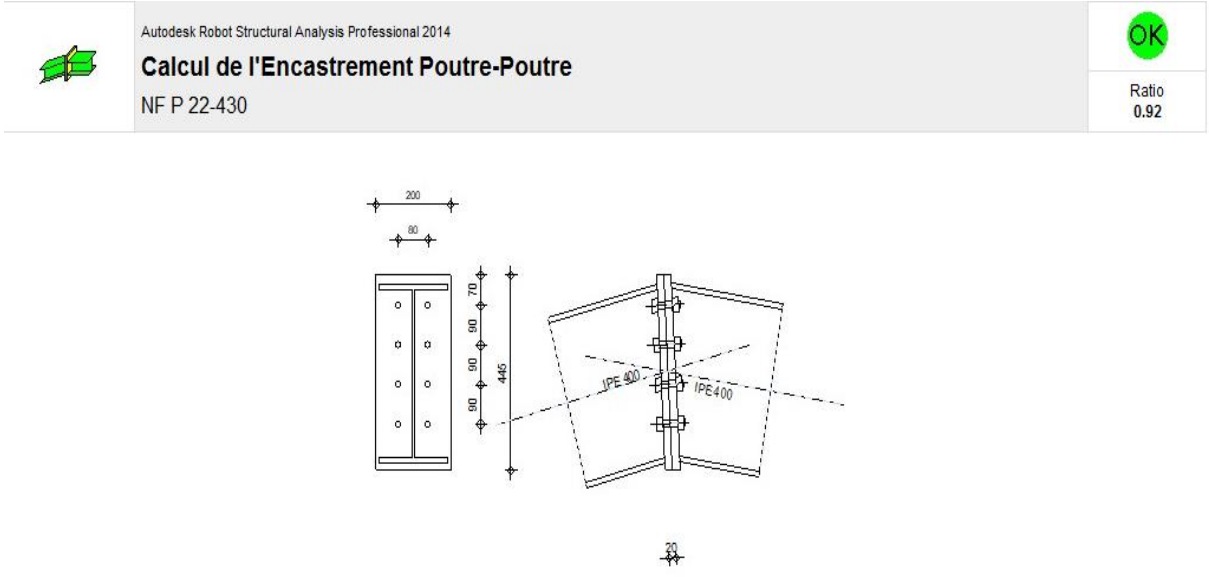


Figure 14 : shema de l'encastrement poutre poutre

Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre – poutre

Géométrie

Côté gauche

Poutre

Profilé: IPE 400

□ = -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 [cm^2] Aire de la section de la poutre

I_{xbl} = 23128.40 [cm^4] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$б_{eb}$ = 235.00 [MPa] Résistance

Côté droite

Poutre

Profilé: IPE 400

a = -9.1 [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

$б_{eb}$ = 235.00 [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

F_b = 69.08 [kN] Résistance du boulon à la rupture

n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons

n_v = 4 Nombre de rangéss des boulons

h_1 = 70 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 80 [mm]

Entraxe p_i = 90;90;90 [mm]

Platine

h_{pr} = 445 [mm] Hauteur de la platine

b_{pr} = 200 [mm] Largeur de la platine

t_{pr} = 20 [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24

σ_{epr} = 235.00 [MPa] Résistance

Soudures d'angle

a_w = 5 [mm] Soudure âme

a_f = 8 [mm] Soudure semelle

Efforts

Cas: Calculs manuels

M_y = 71.00 [kN*m] Moment fléchissant

F_z = 11.31 [kN] Effort tranchant

F_x = 70.66 [kN] Effort axial

Résultats

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			25	36									

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
2	Centraux	29	36													90
3	Centraux	29	36													90
4	Centraux	29	36													90

x = 63 [mm] Zone comprimée $x = e_s*Ö(b/e_a)$

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	352	148.08	0.00	259.13	148.08	69.08	>	63.41	100.00
2	262	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	49.46	100.00
3	172	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	35.51	100.00
4	82	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	21.56	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

$F_i < \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$	63.41 < 69.08	vérifié	(0.92)

Traction des boulons

$1.25*F_{imax}/A_s$ £ s_{red}	|504.82| < 550.00	vérifié	(0.92)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$Ö[F_{imax}^2+2.36*T_i^2]/A$ £ s_{red}	|315.54| < 550.00	vérifié	(0.57)

T_1 = 1.41 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_1 = 1.41 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71.81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 < T_b$	1.41 < 71.81	vérifié	(0.02)

Vérification de la poutre

F_{res} = 198.54 [kN] Effort de compression $F_{res} = 2*SF_i - 2*N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\,adm}$ = 736.88 [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc}*s_e + N*A_{bc}/A_b$

$F_{res} < N_{c\,adm}$	198.54 < 736.88	vérifié	(0.27)

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			25	36									
2	Centraux	29	36													90
3	Centraux	29	36													90
4	Centraux	29	36													90

x = 63 [mm] Zone comprimée $x = e_s*Ö(b/e_a)$

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	352	148.08	0.00	259.13	148.08	69.08	>	63.41	100.00
2	262	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	49.46	100.00
3	172	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	35.51	100.00
4	82	66.96	90.95	106.82	66.96	69.08	>	21.56	100.00

d_i – position du boulon

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

$F_i < \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$	63.41 < 69.08	vérifié	(0.92)

Traction des boulons

$1.25*F_{imax}/A_s$ £ s_{red}	|504.82| < 550.00	vérifié	(0.92)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

Ö$[F_{imax}^2+2.36*T_i^2]/A$ £ s_{red}	|315.54| < 550.00	vérifié	(0.57)

T_1 = 1.41 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71.81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 < T_b$	1.41 < 71.81	vérifié	(0.02)

Vérification de la poutre

F_{res} = 198.54 [kN] Effort de compression $F_{res} = 2*SF_i - 2*N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\,adm}$ = 736.88 [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc}*s_e + N*A_{bc}/A_b$

$F_{res} \leq N_{c\,adm}$	198.54 < 736.88	vérifié	(0.27)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.92

5.2.3 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.

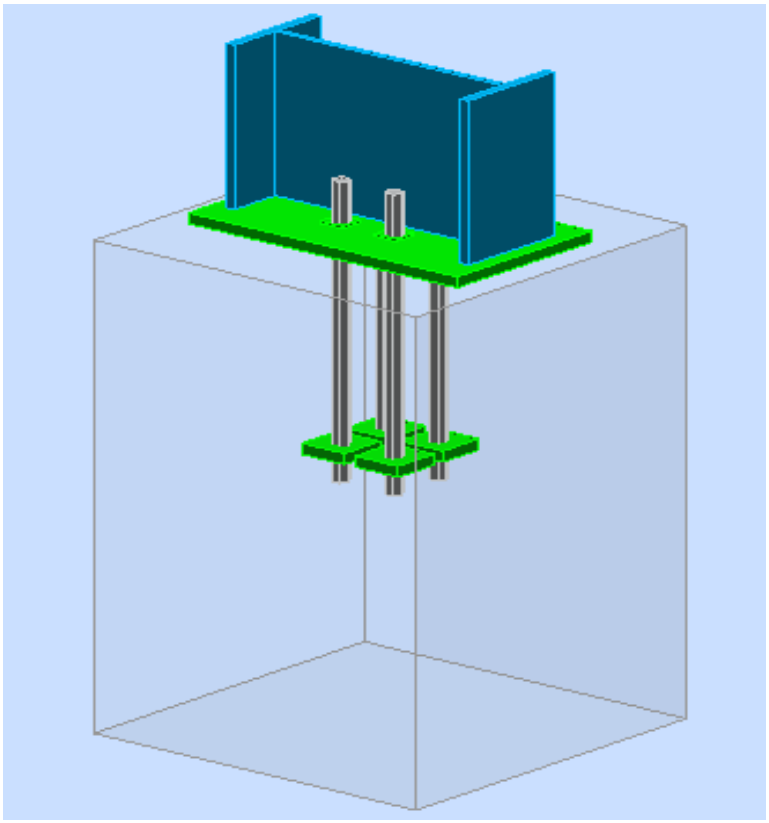


Figure 15 : assemblages de type articulé dans un portique

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 **Calcul du Pied de Poteau articulé** 'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	OK Ratio **0.89**

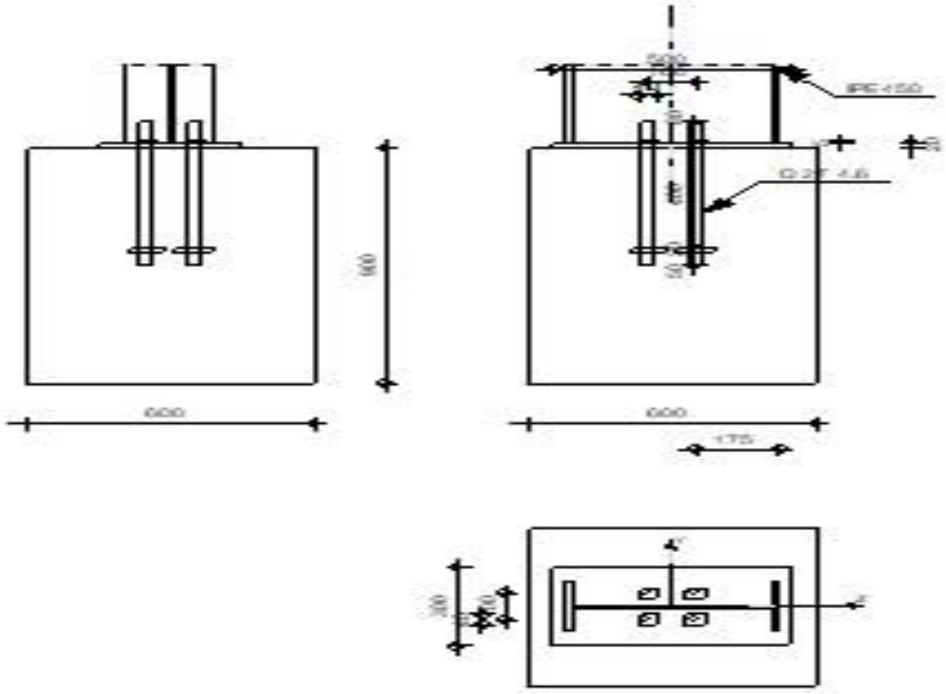


Figure 16 : shema du pied de poteau articulé

Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Géométrie

Poteau

Profilé:	IPE 450		
a=	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
h_c =	450	[mm]	Hauteur de la section du poteau
b_{fc} =	190	[mm]	Largeur de la section du poteau
t_{wc} =	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
t_{fc} =	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
r_c =	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
A_c =	98.82	[cm^2]	Aire de la section du poteau
I_{yc} =	33742.90	[cm^4]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24		
σ_{ec} =	235.00	[MPa]	Résistance

Plaque principale du pied de poteau

l_{pd} =	500	[mm]	Longueur
b_{pd} =	300	[mm]	Largeur
t_{pd} =	20	[mm]	Epaisseur
Matériau:	ACIER E24		
σ_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 =	27	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	27	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
n_H =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_V =	2		Nombre de rangéss 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_3 = 50 [mm]

Plaque d'ancrage

l_{ap} = 80 [mm] Longueur

b_{ap} = 80 [mm] Largeur

t_{ap} = 20 [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

σ_e = 235.00 [MPa] Résistance

Platine

l_{wd} = 40 [mm] Longueur

b_{wd} = 40 [mm] Largeur

t_{wd} = 5 [mm] Epaisseur

Semelle isolée

L = 600 [mm] Longueur de la semelle

B = 600 [mm] Largeur de la semelle

H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

f_{c28} = 20.00 [MPa] Résistance

σ_{bc} = 11.33 [MPa] Résistance

n = 7.00 ratio Acier/Béton

Soudures

a_p = 8 [mm] Plaque principale du pied de poteau

Efforts

Cas: Calculs manuels

N = 95.59 [kN] Effort axial

Q_y = 311.83 [kN] Effort tranchant

N =	95.59	[kN]	Effort axial
Q_z =	56.58	[kN]	Effort tranchant
M_y =	0.00	[kN*m]	Moment fléchissant
M_z =	0.00	[kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Ancrage

N_t = 23.90 [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage $N_t = N/n$

Vérification de la semelle tendue du poteau

l_1 = 95 [mm] $l_1 = 0.5*b_{fc}$

l_2 = 550 [mm] $l_2 = \pi * a_2$

l_3 = 320 [mm] $l_3 = 0.5*[(b_{fc}-s) + \pi*a_2]$

l_4 = 325 [mm] $l_4 = 0.5*(s+\pi*a_2)$

l_{eff} = 95 [mm] $l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff}*t_{fc}*\sigma_{ec}$	23.90 < 325.94	vérifié	(0.07)

Adhérence

v = 250 [mm] Pince ancrage-bord de la fondation $v = \min(l_2; 0.5*(B-\sum eVi); 0.5*(L-\sum eHi)$

$N_t \leq \pi*d*\tau_s*l_2 + 3*\sigma_{bc}*\pi*(r^2-d^2/4)*(1-r/v)$	23.90 < 163.85	vérifié	(0.15)

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8*A_s*\sigma_e$	23.90 < 88.13	vérifié	(0.27)

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$\lvert T_z\rvert \leq \sqrt{[\sigma e2 * Ab2 - N2]/1.54}$	|14.15| < 87.87	vérifié	(0.16)
$\lvert T_y\rvert \leq \sqrt{[\sigma e2 * Ab2 - N2]/1.54}$	|77.96| < 87.87	vérifié	(0.89)

Platine

Zone de traction

t_{pmin} = 0 [mm] $t_{pmin} = V_{11'}*1.5*\sqrt{3/(\sigma e * bpd)}$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	20 > 0	vérifié	(0.00)

Traction

a_1 = 164 [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage $a_1 = a_2 - \sqrt{2ap}$

a_1 =	164	[mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2ap}$
a_2 =	175	[mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum eHi - h_c)/2$
s =	100	[mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage	

N_t[daN] ≤ 375* t_{pd}[mm] *[(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]	2389.75 < 2915.78	vérifié	(0.82)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.89

CHAPITRE 6 :

FONDATION

CHAPITRE 6 : FONDATION

6.1Introduction:

Les fondations d'un bâtiment sont les parties de la structure qui sont en contact direct avec le sol. Ils transfèrent les charges de la superstructure au sol. C'est pourquoi c'est une pièce très importante car sa bonne conception et sa réalisation suivent le bon comportement de l'ensemble de la structure.

Le choix du type de fondation dépend du:

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La capacité portante admissible de terrain.
- ❖ La facilité de réalisation.

Mais nous nous limiterons dans notre projet à choisir le type de fondation conditionnée à la pression admissible et à la nature du sol, où la capacité portante du sol est de 1.5 bar, (d'après le rapport géotechnique).

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet .Chaque semelle est supposée soumise à un effort normal de soulèvement.

6.2.1 Étude des semelles :

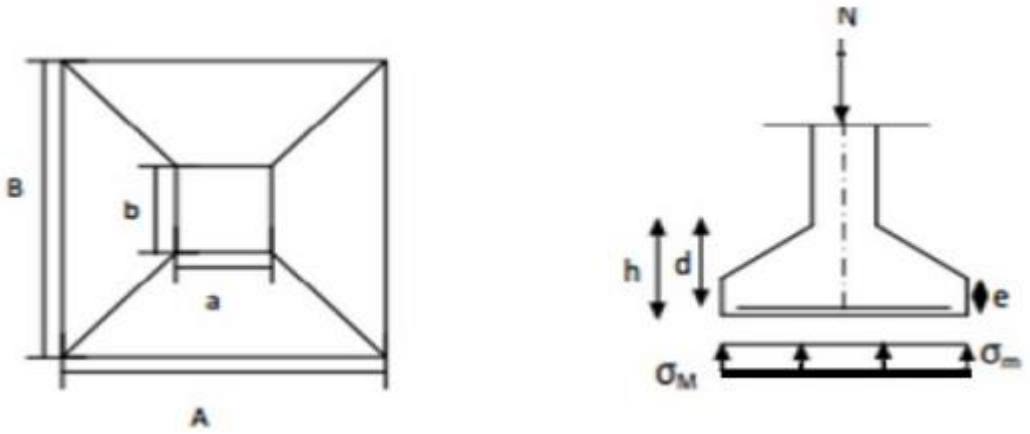


Figure 17 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

- **Charges à prendre en considération :**

Elément	Effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd}(daN)$	9559	6710
σsol	2bar=0.2MPa=20000 daN/m^2		

Tableau 16 : effort normal de la semelle

- Sous l'effort vers le bas :

a) Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B}=\frac{a}{b}\longrightarrow\begin{cases}A=a/b\times B\rightarrow \mathrm{B}\geq\sqrt{\frac{\mathrm{b}}{\mathrm{a}}\times\frac{\mathrm{N_{Sd}}}{\sigma\mathrm{sol}}}\\A=b/a\times A\rightarrow \mathrm{A}\geq\sqrt{\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{b}}\times\frac{\mathrm{N_{Sd}}}{\sigma\mathrm{sol}}}\end{cases}$$

On a : b=500mm et a=300mm

$$\sigma_S=\frac{Nsd}{A*B}\qquad\rightarrow\qquad \mathrm{A*B}\geq\frac{Nsd}{\sigma_\mathrm{S}}$$

$$\rightarrow \mathrm{B}^2\times\frac{a}{b}=\frac{NS}{\sigma SOL}\rightarrow 300/500\times B^2=0.47$$

$$\mathrm{B}=\sqrt{\frac{0.47}{0.6}}=0.88\mathrm{m}$$

$$\rightarrow A=B=0.88m$$

On prend une semelle de démenions (1 x 1) m²

Détermination de d et h :

h = d + 5cm

$$\frac{B-b}{4}\leq d\leq A-a\rightarrow\frac{0.88-0.50}{4}\leq \mathrm{d}\leq 0.88-0.30$$

$$0.095<d<0.58\rightarrow 9.5cm<d<58cm$$

Donc : d=30cm → h=30 + 5 = 35cm

b) Calcul de ferraillage :

1. A l'ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 374.83$ MPa

$$Au = \frac{95.59(1-0.30)\times 10^{-3}}{8\times 0.3\times 347.83\times 10^{-2}} = 0.0080 \text{ m}^2 = 0.80 \text{cm}^2$$

2. A l'ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : σ_{st} = min($\frac{2}{3}$fe ;$110\sqrt{n.fc28}$)= 210.63MPa

$$As = \frac{67.20(1-0.3)\times 10^{-3}}{8\times 0.3\times 210.63\times 10^{-2}} = 0.0092 \text{ m}^2 = 0.92 \text{ cm}^2$$

Nous avons AS > Au donc on prend un ferraillage de 6T12

- **Détermination de la hauteur du platine :**

$e \geq \max(6\emptyset + 6cm, 15cm)$

$\rightarrow e \geq (13.2cm ; 15\ cm)$ donc on prend $e = 15\ cm$

Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres 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 ferraillage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F=max$\left\{\frac{N}{a}/20KN\right\}$

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 :

$$\frac{Nu}{a} = \frac{95.59}{15}=6.37KN$$

- ELS :

$$\frac{Ns}{a} = \frac{67.20}{12}=5.6KN$$

$$F = \{6.37KN; 5.6KN; 20KN\} = 20KN$$

$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83}=0.57\ cm^2$

$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{210.63}=0.94\ cm^2$

Le RPA99 exige une section minimale :

$Amiin = 0.6\%B = 0.6\%(25\times30) = 45\ cm^2$

On prend $A_{St} = 6T12 = 6.78\ cm^2$

c) Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{fe}$$

A_{st} = 6.78 cm^2

$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{fe}$ = 0.23 × 25 × 30 × 25/ 400 = 10.78 cm^2

A_{ST} = 6.78$cm^2 \leq$ $0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{fe}$ = 10 cm^2 → Condition Vérifiée

d) Calcul d'armatures transversales :

$\varphi t \leq$ min (h/ 35 ; φ min ; b /10)

Calcul d'espacement des cadres **:**

$\varphi t \leq$ min (8.57 ; 10 ; 25) ≤ 10 mm

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser

$St \leq (20cm ; 15\varphi t)$ →St □ (20cm;15□t)

St (20cm, 12cm)Alors on adopte un espacement 10cm

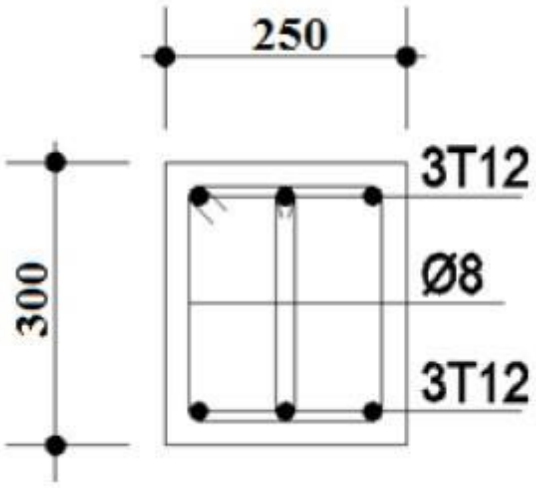


Figure 18 : ferraillage de longrines

CONCLUSION GENERALE :

CONCLUSION GENERALE

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de fabrication en construction métallique. Apres 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 nous une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle