



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVILE

Mémoire

De fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Option : CONSTRUCTION METALLIQUE

Thème

**CALCUL D'UN HANGAR INDUSTRIEL SELON
L'EUROCODE3
COMPARAISON DES RESULTATS AVEC
CM66**

Proposée et dirigée par :

DAHMANI Lahlou

Réalisé par:

BEN SAID Juba

Membres du jury :

.....

.....

Dédicaces

Je remercie d'abord le dieu le tous puissant de m'avoir accordé courage et la volonté d'accomplir ce travail que je dédie :

A mon cher père, c'est une chance de t'avoir comme père, mais toujours bien veillant et compréhensif envers nous.

A ma très chère mère que j'aime beaucoup, je t'offre aujourd'hui cette pensée pour confirmer toute l'importance que je rêve à mes yeux, la place unique que tu occupes dans ma vie.

A ma chère sœur.

A Mr DAHMANI lahlou que je remercie pour son aide.

A mes chers amis et à toute ma famille, je les remercie pour leurs orientations et leurs aides.

Table des matières

luction
<u>PTRE I : ETUDE CLIMATIQUE</u>	13
Etude au vent SELON RNV 99 :.....	13
Détermination de la pression statique du vent : P_h	14
Détermination du coefficient dynamique C_d :.....	14
Calcul de la pression dynamique q_h	15
Calcule du coefficient d'exposition C_{ex}	15
Calcule de des coefficients de pression extérieure	15
Vent perpendiculaire a la grande face	15
Vent perpendiculaire à la petite face	17
Coefficient de pressions intérieur C_i	18
Valeur de la pression statique du vent	18
Pression statique du vent (vent gauche / droite).....	18
Pression statique du vent (vent droite / gauche)	19
Pression statique du vent (vent avant / arrière)	20
Calcul de la force de frottement :	21
Étude à la neige	22
domaine d'application	22
Charge de la neige sur le sol	22
Charge de la neige sur la toiture	22
Coefficient de forme des toitures	23
Comparaison des deux méthodes RNV99 et NV65	24
<u>PTRE II : CALCUL DES PANNES</u> :	29
Calcul Des Pannes :	29
Combinaisons de charge les plus défavorables	31
Vérification à la sécurité :	32
Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	32
Comparaison du résultat des deux méthodes Eurocode3 et Cm66 :	37
CALCULE DES LIERNES	38
Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	38
Dimensionnement des liernes	39
Comparaison du résultat des deux méthodes	40
Calcul De L'échantignolle	41
Dimensionnement l'échantignolle	41
Calcul du moment de renversement	42
Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle	42
Comparaison du résultat des deux méthodes	42

Introduction
Générale

Introduction générale

La charpente métallique est un mode de construction de tout premier ordre, qui se développe de plus en plus dans le monde, surtout pour les grands projets industriels et commerciaux tels que les grandes usines, les hangars à stockages et les supermarchés.

La modernisation demande la construction d'édifices, rapidement et solidement, c'est pour quoi on a recourt à l'utilisation du métal, celui –ci permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux (poteaux et murs), de plus on a la possibilité de récupérer la matière en cas de destruction prévue ou imprévue.

La construction métallique offre d'importants avantages pour la construction, la réalisation et l'utilisation comme suit :

- ✓ La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectuée soit par soudage ou par boulonnage.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- ✓ La légèreté qui réduit les charges sur le sol, qui entraîne une économie de fondation.
- ✓ L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues par rapport aux constructions en béton armé.
- ✓ Accessibilité de démontage et de déplacement.

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients on peut citer :

- ✓ La mauvaise tenue de l'acier au feu qui exige des mesures de protection importantes.
- ✓ Nécessité d'entretien régulier des éléments contre la corrosion.
- ✓ résistance en compression est inférieure que celle de béton.
- ✓ Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).
- ✓ Il faut faire attention au niveau des assemblages afin que de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.

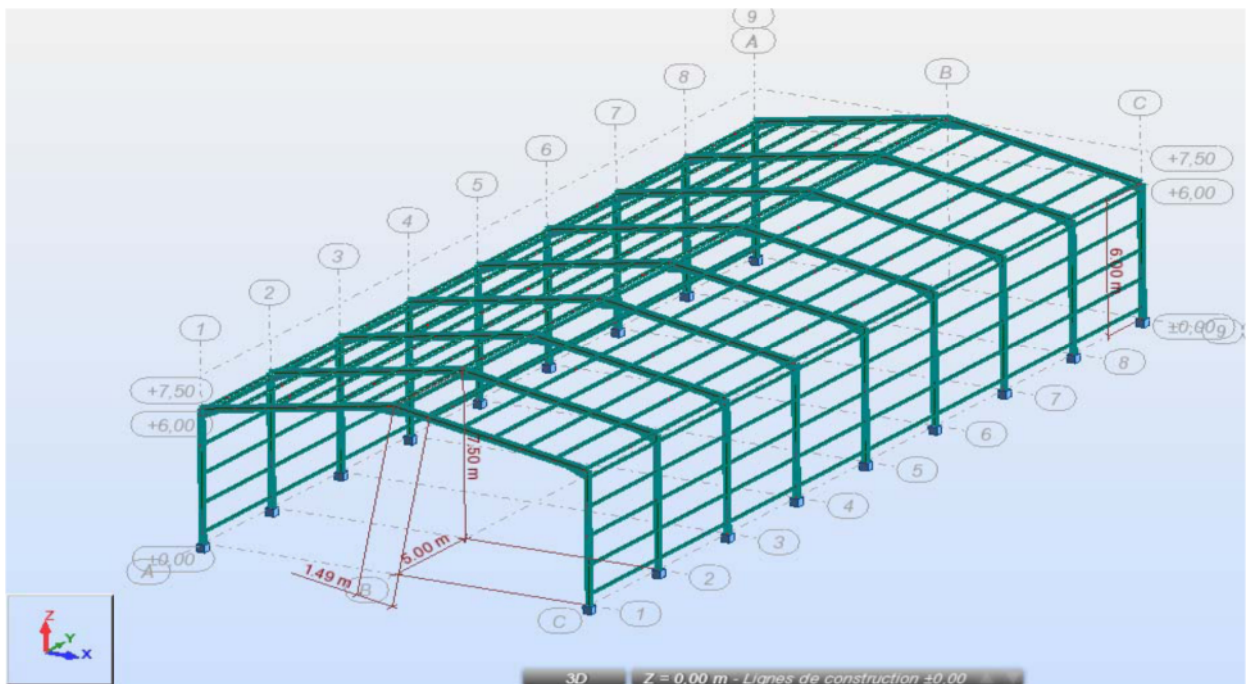
Cette importance croissante que revêt la charpente métallique a été toujours impulsée et soutenue par un travail de recherche et de normalisation sur l'acier, et a qui aboutit à une meilleure maîtrise du calcul et de l'exécution. C'est pourquoi j'ai entrepris ce travail de fin d'étude sur un sujet qui traite du dimensionnement et d'étude d'un hangar de stockage en charpente métallique selon Eurocode3 et la comparaison des résultats obtenus avec CM66.

Présentation de l'ouvrage

Cette étude est faite sur hangar de caractéristique suivante :

a) Implantation :

- Cette structure est implantée dans la wilaya de Tizi ousou.
- Vent : région 1.
- Neige : zone A
- Altitude : $H = 1000$ m
- Nature du site : plat
- Terrain de catégorie : IV



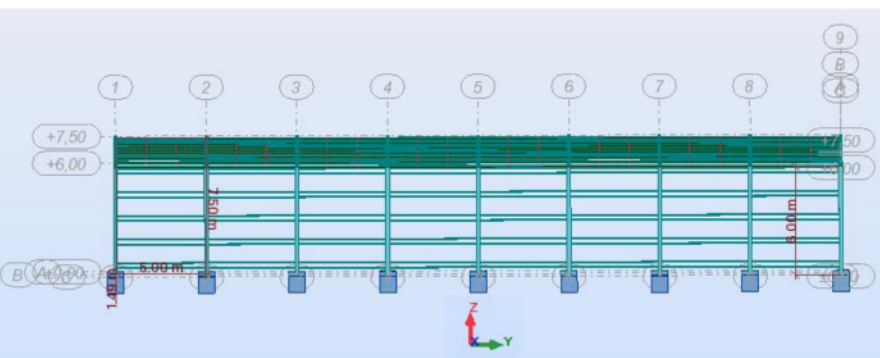
b) Les dimensions géométriques [2]

Longueur : 40 m

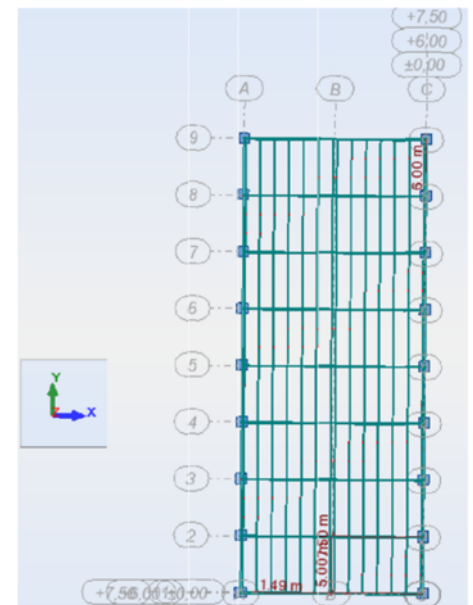
Largeur : 16 m

Hauteur totale : 7.5m

Hauteur des poteaux : 6 m



c) Matériaux utilisés :



- **Acier de construction :**

- **Caractéristiques de l'acier utilisé dans la charpente métallique :**

- Résistance limite d'élasticité :

$f_y = 235 \text{ Mpa}$

- Module d'élasticité longitudinal :

$E = 210000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$

- Module d'élasticité transversal :

$G = E / 2(1 + \nu) = 0.4 * E$

- Coefficient de poisson :

$\nu = 0.3$

- Coefficient de dilatation

Thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

- Masse volumique $= 7850 \text{ kg/m}^3$

- **Les assemblages : sont par boulonnage**

- **Règlements utilisés :**

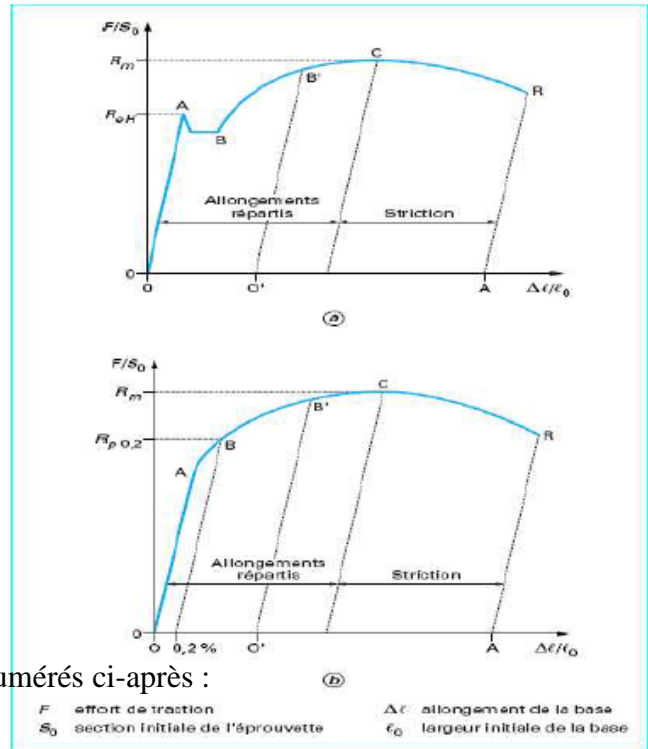
La réalisation des charpentes métalliques doit être conforme aux normes, règlements et documents officiels et réglementaires,

Les principaux règlements techniques utilisés sont énumérés ci-après :

- Euro code 03
- Règles parasismiques algériennes RPA99 + modifications 2003
- Règles définissant les effets de la neige et de vent RNV 99 et RNV 65
- Document technique réglementaire DTRBC 22 : charges permanentes et d'exploitations.
- CM 66

Dans notre travail on a utilisé :

- Règle RNV 99 définissant les effets de la neige et de vent.
- La norme Eurocode3 pour le calcul les éléments suivants : Panne, Lisse de bardage, Potelets, Poteaux, Bases poteaux et Assemblages.



Chapitre I : **Etude Climatique**

INTRODUCTION :

Notre construction doit être conçue pour supporter les effets maximaux des forces qui peuvent être appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent qui peuvent être plus défavorables que ceux du séisme- en se basant sur le règlement neige et vent (**RNV99**).

Enfin nous procédons à une comparaison entre notre règlement utilisé **RNV99** et le résultat obtenus avec le règlement **NV65**.

1. Etude au vent SELON RNV 99 :

Le vent est par nature turbulent, c'est -à-dire fluctuant en vitesse et direction, ses effets le sont également, en termes de pression ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

C'est pourquoi dans le (RNV99), l'action du vent est représentée par un ensemble de pressions ou de forces statiques dont les effets sur construction étudiée sont équivalents aux effets extrêmes du vent.

L'action du vent dépend des caractéristiques suivantes :

- vitesse du vent ;
- La catégorie de la construction ;
- La nature de site d'implantation de l'ouvrage ;
- La perméabilité des parois.

Etude au vent d'un hangar industriel de :

Longueur 40m
Largeur16m
Hauteur totale (h)7.5m
Implantation du hangartizi ouzou
Nature du siteplat
Terrain de catégorieIV

1.1. Détermination de la pression statique du vent : P_h ¹

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

Avec :

q_h : pression dynamique à la hauteur h

C_d : coefficient dynamique

C_e : coefficient de pression extérieure

C_i : coefficient de pression intérieure

a. Détermination du coefficient dynamique C_d :²

Le coefficient dynamique C_d est donné par la figure de l'annexe 1

La valeur de C_d de chaque direction du vent est :

Vent perpendiculaire au long-pan

Pour la hauteur h= 7.5m et b= 40m on lit $C_d = 0.91 < 1.2$

Vent perpendiculaire au pignon :

Pour la hauteur h=7.5m et b=40m on lit $C_d=0.91 < 1.2$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 52

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 52

La structure est considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

b. Calcul de la pression dynamique q_h :¹

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

$$q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

c. Calcul du coefficient d'exposition C_{ex} :²

On à une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_t} \right]$$

tel que: $C_t=1$ et $K_T=0,22$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : cofficient de topographie.

K_T : facteur du terrain

Pour le terrain de catégorie IV on tire les valeurs suivantes du tableau :

$$K_T = 0.24$$

$h_0 = 1.0\text{m}$ (parametre de rugosité).

$h_{min} = 16 \text{ m}$ (hauteur minimal) .

Calcul de coefficient de rugosité C_r ³

On a $h = 7.5\text{m} < h_{min}=16\text{m}$

$$C_r = K_T \cdot \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right) = 0.24 \ln \frac{16}{1} = 0.665$$

$C_t = 1.0$ site plat

Le coefficient exposition sera donc :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_t} \right]$$

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.665^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.24}{0.665 \times 1} \right] = 1.560$$

Valeur de la pression dynamique

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.560 = 58.5 \text{ daN/m}^2$$

d. Calcul de des coefficients de pression extérieure :

d.1. Vent perpendiculaire a la grande face :

Parois verticale :

Pour cette direction du vent

$$b = 40\text{m} \quad , \quad d = 16\text{m} \quad , \quad h = 7.5\text{m}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 53

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 53

³ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 54

Chapitre I : Etude climatique

$e = \min (b ; 2h) = \min (40 ; 2 \times 7.5)$

$e/4 = 3.75m$

$e/10 = 1.5m$

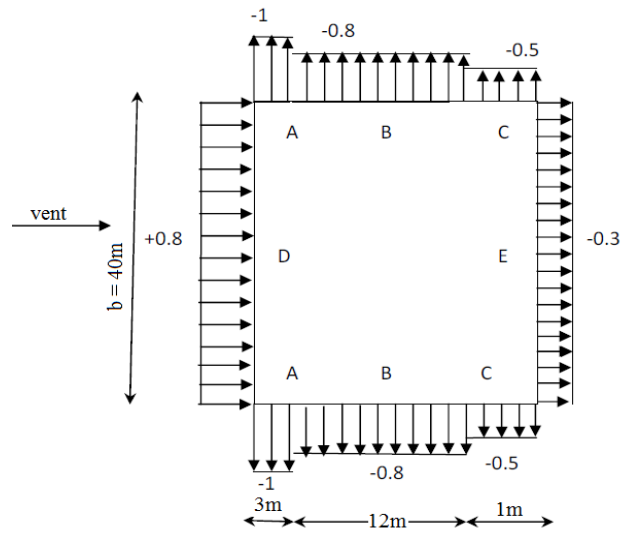


figure1 : Répartition des pressions sur les parois verticales- Direction V1

Versants de toitures :

Les valeurs intermédiaires s’obtiennent par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour

$\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$:

$f(x) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$ pour $\alpha = 10.62$

Action vers le haut

Zone :

$F : C_e = -1.9 + \frac{-12 - (-1.9)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -1.506$

$G : C_e = -1.2 + ((-0.8 - (-1.2)) \times 0.562) = -0.975$

$H : C_e = -0.6 + ((-0.3 - (-0.6)) \times 0.562) = -0.431$

$I : C_e = -0.3 + ((-0.4 - (-0.3)) \times 0.562) = -0.356$

$J : C_e = -0.3 + ((-1.0 - (-0.3)) \times 0.562) = -0.694$

Action vers le bas :

Zone : F, G, et H,

$C_e = 0 + \frac{0.2 - (0)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = +0.112$

Zone : I, J

$C_e = 0$

Direction du vent $\theta = 0$

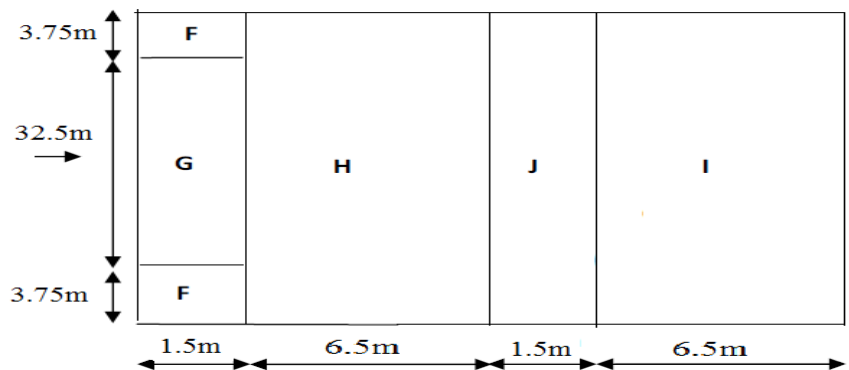


Figure 2 : les différentes zones de pression (direction de vent = 0)

Chapitre I : Etude climatique

D.2. Vent perpendiculaire à la petite face :

Parois verticales :

Pour cette direction du vent :

$b = 16 \text{ m}$, $d = 40\text{m}$

$h = 7.5 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h)$

$e = \min (16 ; 2 \times 7.5)$

$e = 15 \text{ m}$

$e/4 = 3.75$

$e/10 = 1.5 \text{ m}$

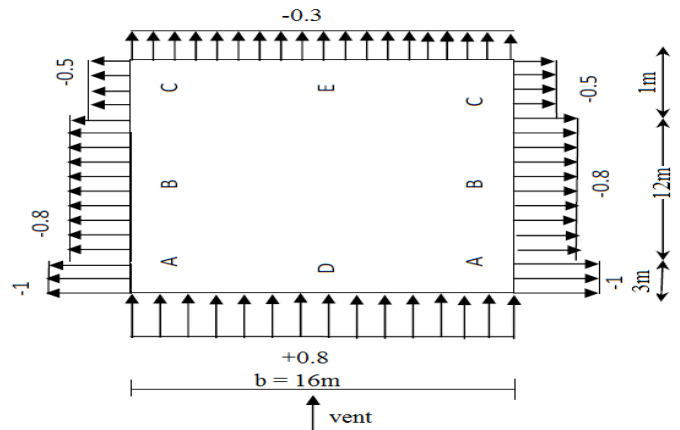


figure3 : Répartition des pressions sur les parois verticales- Direction V2

Versant de toiture :

Les valeurs intermédiaires s’obtiennent par interpolation linéaire :

Zone F : la surface de la zone F est de : $A = 5.52 \text{ m}^2$

Pour $\alpha = 5^\circ$

$C_e = C_{e.1} + (C_{e.10} - C_{e.1}) \log A = -2.2 + (-1.6 - (-2.2))\log 5.25 = -1.8$

Pour $\alpha = 15^\circ$

$C_e = C_{e.1} + (C_{e.10} - C_{e.1}) \log A = -2.2 + (-1.3 - (-2.0))\log 5.25 = -1.5$

Pour $\alpha = 10.62^\circ$

$C_e = -1.8 + \frac{-15 - (-1.8)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -1.506 = 1.631$

Zone G :

$C_e = -1.3$

Zone H :

$C_e = -0.7 + ((-0.6 - (-0.7)) \times 0.562) = -0.644$

Zone I :

$C_e = -0.5$

Direction du vent $\theta = 90$

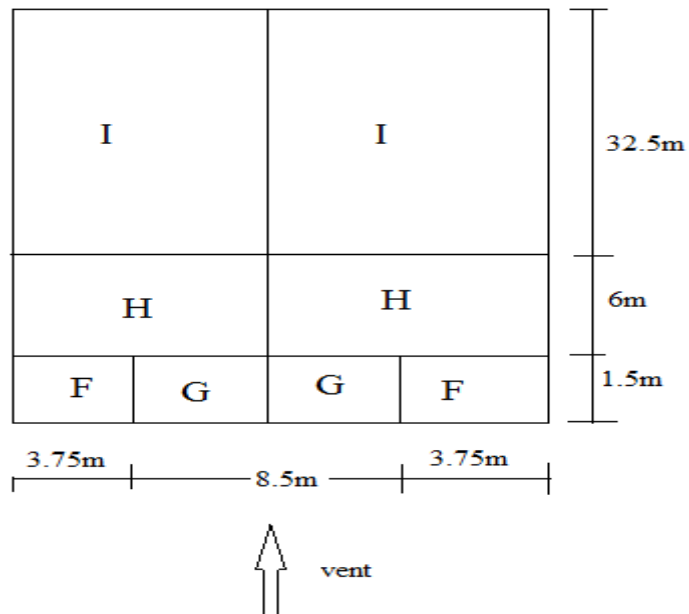


Figure 4 : les différentes zones de pression (direction du vent $\theta = 90$)

e. Coefficient de pressions intérieure C_i :¹

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures les valeurs de Coefficient de pressions intérieure C_i est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (voir annexe 3).

Détermination de l'indice de perméabilité μ_p

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

Portail (au vent)

$$\mu_p = \frac{4 \times 4}{(4 \times 4) + (2 \times 4)} = 0.66 = 0.7 \qquad C_i = -0.125$$

Portail (sous vent)

$$\mu_p = \frac{4 \times 2}{24} = 0.33 \qquad C_i = 0.55$$

1.2. Valeur de la pression statique du vent :

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

Avec :

$$q_h = 58.5 \text{ daN/m}^2$$

$$C_d = 0.91 \text{ (vent sur long pan)}$$

$$C_d = 0.94 \text{ (vent sur pignon)}$$

1.2.1. Pression statique du vent (vent gauche / droite) :

Grande face gauche (au vent)

Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$	zone	C_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$
D	+0.8	-0.125	49.2	F	-1.506	-0.125	-73.5
A	-1.0	-0.125	-46.5	G	-0.975	-0.125	-45.2
B	-0.8	-0.125	-40	H	-0.431	-0.125	-16.2
C	-0.5	-0.125	-20	I	-0.356	-0.125	-12.2
E	-0.3	-0.125	-9.3	J	-0.694	-0.125	-30.2

Tableau 1 : Pression statique du vent (vent gauche / droite) :

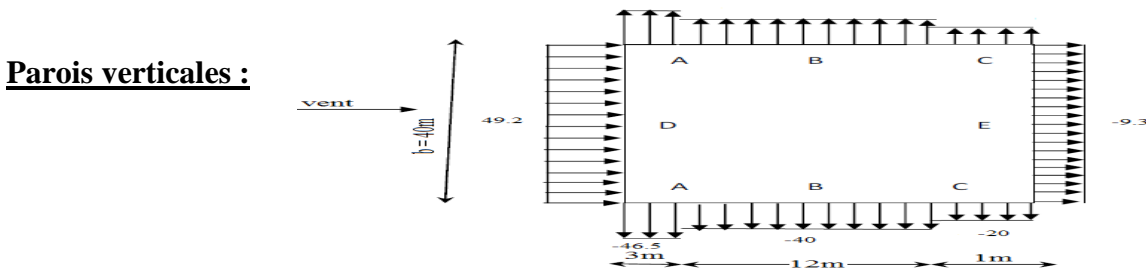


Figure 5: Répartition des pressions sur les parois verticale

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 58

Versants de toitures :

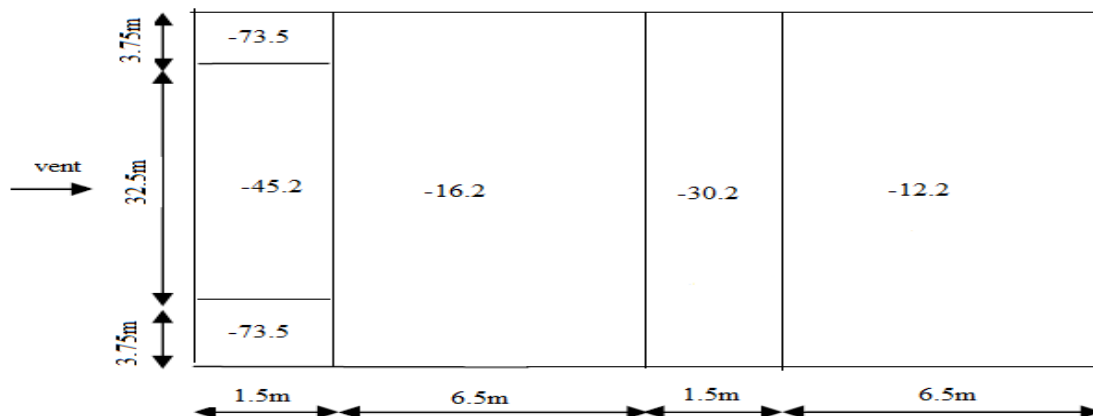


Figure 6: les différentes zones de pression

1.2.2. Pression statique du vent (vent droite / gauche) :

Grande face gauche (sous vent)

Parois verticales			Versants de toitures				
Zone	c_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$	zone	C_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$
D	+0.8	0.55	13.30	F	-1.506	0.55	-109.5
A	- 1.0	0.55	-82.5	G	-0.975	0.55	-81.2
B	-0.8	0.55	-72	H	-0.431	0.55	-52.2
C	-0.5	0.55	-56	I	-0.356	0.55	-48.2
E	-0.3	0.55	-45.2	J	-0.694	0.55	-66.2

Tableau 2 : Pression statique du vent (vent droite / gauche)

Parois verticale :

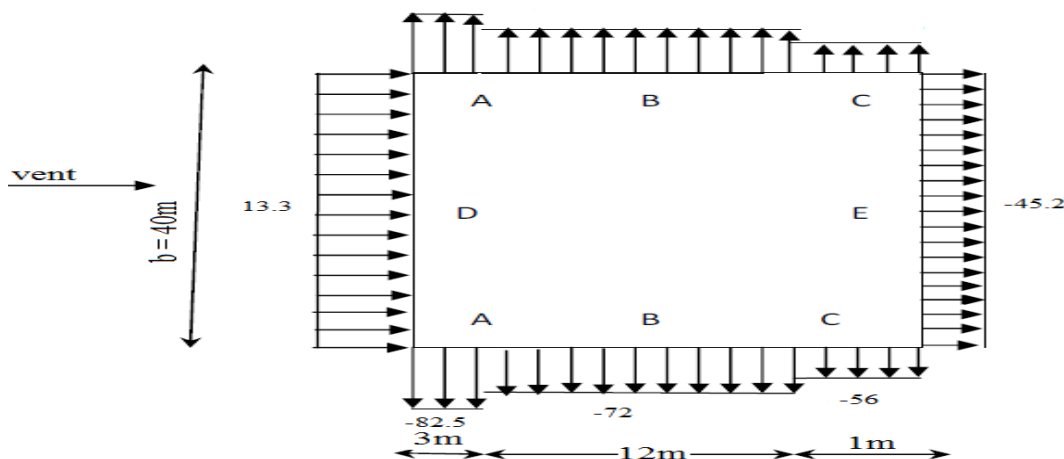


Figure 7: Répartition des pressions sur les parois verticales

Versant de toiture

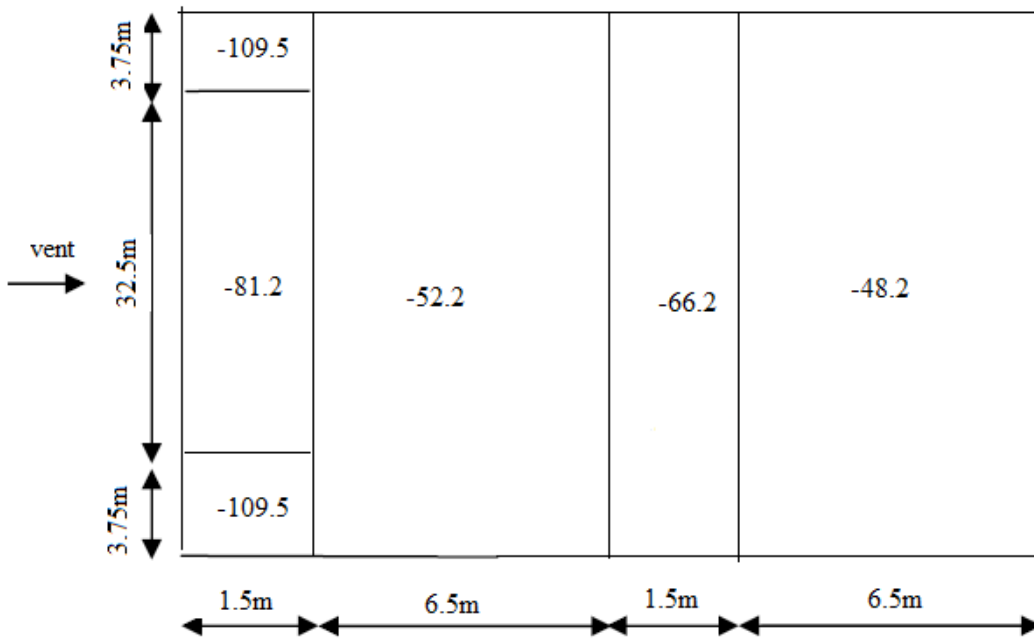


Figure 8: les différentes zones de pression

1.2.3. Pression statique du vent (vent avant / arrière) :

Portail (sous vent)

Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	c_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$	zone	C_e	C_i	$P_h \text{ Kg/m}^2$
D	+0.8	0.55	13.8	F	-1.506	0.55	-113
A	- 1.0	0.55	-85.2	G	-0.975	0.55	-83.9
B	-0.8	0.55	-74.2	H	-0.431	0.55	-54
C	-0.5	0.55	-57.8	I	-0.356	0.55	-50
E	-0.3	0.55	-46.8				

Tableau 3 : Pression statique du vent (vent avant / arrière)

Parois vertical :

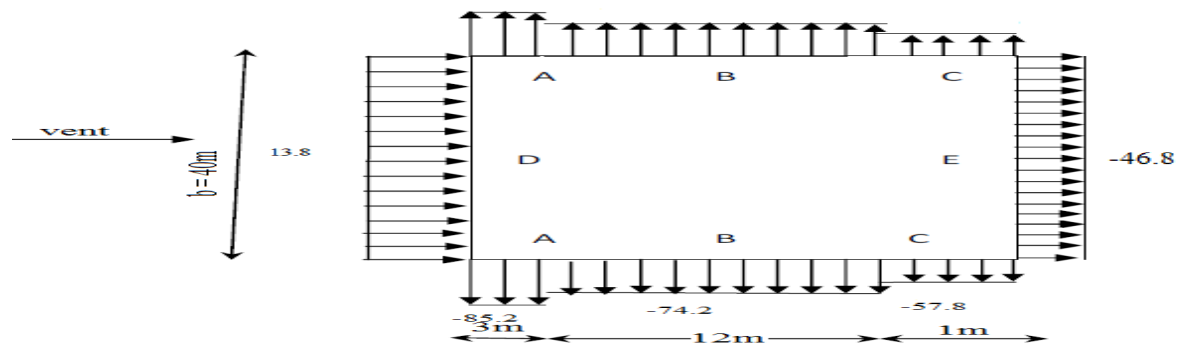


Figure 9: Répartition des pressions sur les parois verticales

Versant de toiture :

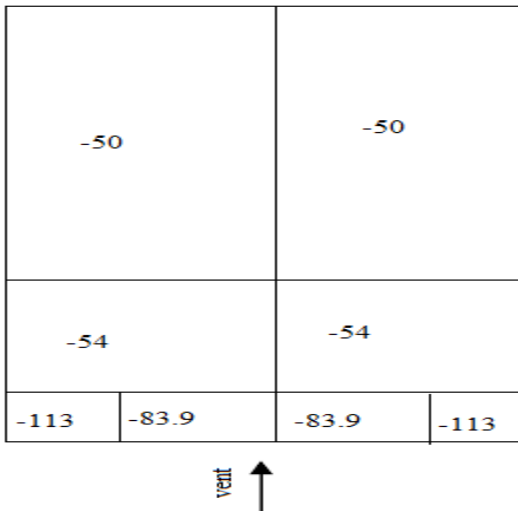


Figure 10: les différentes zones de pression

1.3. Calcul de la force de frottement :¹

$$\frac{d}{b} = \frac{40}{16} = 2.5 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{40}{7.5} = 5.33 > 3$$

Une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \Sigma (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$C_{fr} = 0.04$$

La force de frottement est donc :

TOITURE

$$F_{fr} = 58.5 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 8.14) = 1524 \text{ daN}$$

Parois verticale

$$F_{fr} = 58.5 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 6) = 1124 \text{ daN}$$

La force de frottement total :

$$F_{fr} = 1524 + 1124 = 2648 \text{ daN}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 64

2. Étude à la neige :

Le règlement neige et vent algérien (RNV99) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

2.1. domaine d'application :

- ✓ Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 m.
- ✓ Il ne s'applique pas aux sites d'une altitude d'une altitude supérieure à 2000 m, pour lesquels le cahier des charges doit fixer la valeur de charge de neige à prendre en compte.

2.2. Charge de la neige sur le sol :¹

La charge de neige sur le sol S_0 par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. La valeur de S_0 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré.

- Zone A..... $S_0 = 70H + 15$
- Zone B..... $S_0 = 40H + 10$
- Zone C..... $S_0 = 32.5H$
- Zone D..... $S_0 = 10 \text{ kg/m}^2$

Pas de charge de neige. Dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses).

Où : H en km et S_0 en kg/m^2

Dans notre cas la construction est implantée à la wilaya de Tizi-Ouzou

- Zone A
- Altitude $H = 1000 \text{ m}$
- $A = 11^0$

Zone A..... $S_0 = 70H + 15$

$$S_0 = 70 \times 1 + 15$$

$$S_0 = 85 \text{ kg/m} = 85 \text{ dan/m}^2 = 0.85 \text{ kn/m}^2$$

2.3. Charge de la neige sur la toiture :²

La charge minimale de neige S par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante.

$$S = \mu \cdot S_0$$

S_0 : Charge de neige sur la toiture (kg/m²)

S : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture (kg/m²)

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 79

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 84

μ : Coefficient de forme. (Déterminé en fonction de la forme de la toiture)

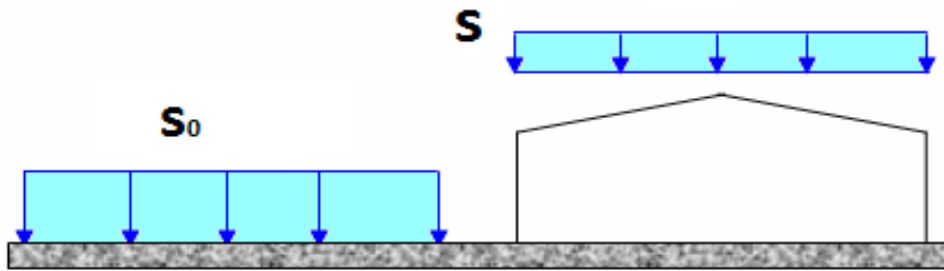


Figure 11: disposition de charge de neige sur les toitures

2.4. Coefficient de forme des toitures μ :

On a toiture simple a deux versants.

$$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8 \quad \mu_2 = 0.8$$

Cas de charge :

Disposition de charge sans accumulation :

- $0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 11^\circ < 15^\circ$
- $\mu_1 = 0.8$
- $S = \mu_1 S_0 = 0.8 \times 85 = 68 \text{ Kg/m}^2$ (par projection horizontal)

$$S = 68 \cos 11^\circ = 66.7 \text{ Kg /m}^2 \text{ (Suivant rampant)}$$

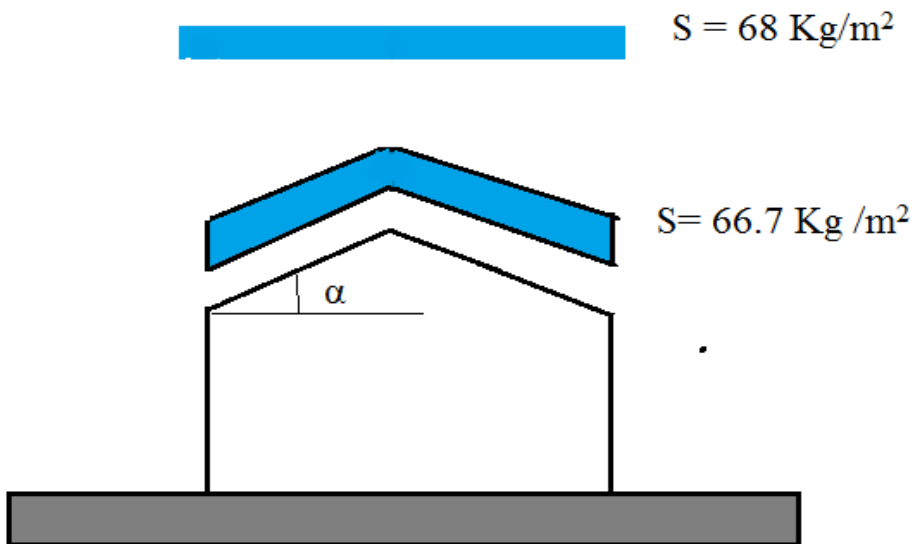


Figure 12 : Disposition de charge sans accumulation

Disposition de charge avec accumulation :

$$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 11^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8$$

Chapitre I : Etude climatique

$S = \mu_1 S_0 = 0.8 \times 85 = 68 \text{ Kg/m}^2$

$0.5 \mu_1 = 0.4$

$S = 0.4 \times 85 = 34 \text{ Kg/m}^2$

$0.5 N_x = 34 \text{ Kg/m}^2$

$0.5 N_x = 34.4 \text{ Kg/m}^2$

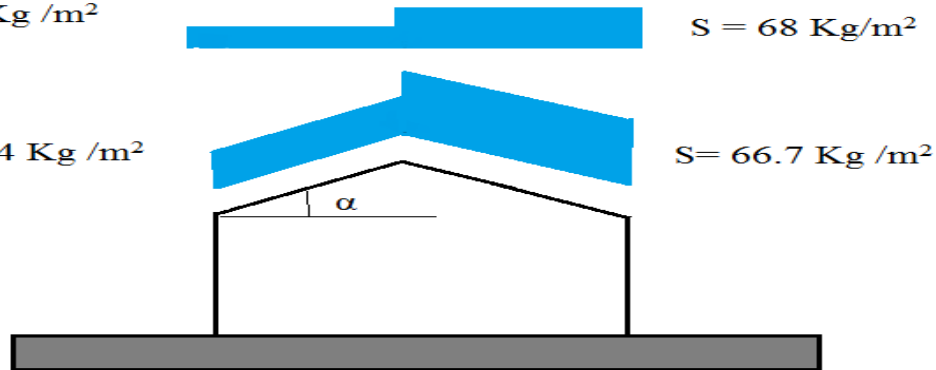


Figure 13: Disposition de charge avec accumulation

3. Comparaison des deux méthodes RNV99 et NV65 :

3.1. Par rapport au vent :

RNV99	NV65										
<p>1) Calcul de la Pression statique du vent : $P_h = q_h \times C_d \times (C_e - C_i)$</p> <p>2) La valeur de C_d de chaque direction du vent est :</p> <ul style="list-style-type: none"> • <u>Vent perpendiculaire au long-pan</u> Pour la hauteur $h = 7.5\text{m}$ et $b = 40\text{m}$ on lit $C_d = 0.91 < 1.2$ • <u>Vent perpendiculaire au pignon :</u> Pour la hauteur $h = 7.5\text{ m}$ et $b = 40\text{ m}$ on lit $C_d = 0.91 < 1.2$ <p>b) Calcul de la pression dynamique q_h :</p> <p style="text-align: center;">$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$</p> <p style="text-align: center;">$q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$</p> <p style="text-align: center;">$C_{ex} = 1.560$</p> <p style="text-align: center;">$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 58.5 \text{ daN/m}^2$</p>	<p>1. Calcul de la Pression statique du vent :¹ $p = V_n = q_h \times k_s \times k_m \times \delta \times C_r$ <u>Pression dynamique agissante à la hauteur h²</u></p> <p style="text-align: center;">$q_h = 2.5 \frac{h+18}{h+60} q_{10}$</p> <p style="text-align: center;">(Zone I) et $h < 10\text{ m}$ $q_h = q_{10} = 40 \text{ daN/m}^2$</p> <p style="text-align: center;">$k_s = 1.0$ $k_m = 1.0$</p> <p style="text-align: center;">Coefficient de réduction de chaque élément³</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin: 10px 0;"> <thead> <tr> <th style="width: 60%;">Elément</th> <th style="width: 40%;">δ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Panne</td> <td style="text-align: center;">0.87</td> </tr> <tr> <td>Poteau</td> <td style="text-align: center;">0.86</td> </tr> <tr> <td>Potelet</td> <td style="text-align: center;">0.85</td> </tr> <tr> <td>Lisse</td> <td style="text-align: center;">0.87</td> </tr> </tbody> </table>	Elément	δ	Panne	0.87	Poteau	0.86	Potelet	0.85	Lisse	0.87
Elément	δ										
Panne	0.87										
Poteau	0.86										
Potelet	0.85										
Lisse	0.87										
<p>¹ Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009, page 11</p> <p>² Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009, page 45</p> <p>³ Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009, page 46</p> <p style="text-align: center;">Pression statique du vent (vent gauche / droite) 24</p> <p style="text-align: center;">Grande face gauche (au vent)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin: 10px 0;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;">Parois verticales</th> <th style="width: 50%;">Versants de toitures</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="height: 20px;"></td> <td style="height: 20px;"></td> </tr> </tbody> </table>	Parois verticales	Versants de toitures			<p>c) Calcule du coefficient de pression résultant C_r¹</p> <p style="text-align: center;">$C_r = C_e - C_i$</p> <p>i) Construction fermée</p>						
Parois verticales	Versants de toitures										

Pression statique du vent (vent droite / gauche) Grande face gauche (sous vent)						Pression dynamique du vent revenant a chaque élément ²	
Parois verticales			Versants de toitures			$p = V_n = q_h \times k_s \times k_m \times \delta \times C_r$	
Zone	c_r	P_h	zone	C_r	P_h	<ul style="list-style-type: none"> • Panne : $p = V_n = - 33.0 daN /m^2$ • Panne : $p = V_n = +5.5 daN /m^2$ • Poteau : $p = V_n = -40.0 daN /m^2$ • Potelet : $p = V_n = +39.5 daN /m^2$ • Lisse : $p = V_n = +40.5 daN /m^2$ 	
D	+0.25	13.30	F	-2.05	-109.5		
A	- 1.55	-82.5	G	-1.525	-81.2		
B	-1.35	-72	H	-0.981	-52.2		
C	-1.05	-56	I	-0.906	-48.2		
E	-0.85	-45.2	J	-1.244	-66.2		
Pression statique du vent (vent avant / arrière) Portail (sous vent)							
Parois verticales			Versants de toitures				
Zone	c_r	P_h	zone	C_r	P_h		
D	+0.25	13.8	F	-2.05	-113		
A	- 1.55	-85.2	G	-1.525	-83.9		
B	-1.35	-74.2	H	-0.981	-54		
C	-1.05	-57.8	I	-0.906	50		
E	-0.85	-45.2					

Tableau 5 : Comparaison des résultats par rapport au vent

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique , Alger , 2009 ,page 42

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 46

3.2. Par rapport à la neige :

<p>1. charge de neige sur le sol :</p> $S_0 = 70 H + 15$ $S_0 = 85 \text{ kg/m}^2$ <p>2.Charge de neige sur la toiture</p> $S = \mu . S_0$ <p>Cas de charge :</p> <p>Disposition de charge sans accumulation</p> $S = 68 \text{ kg / m}^2$ <p>Disposition de charge avec accumulation :</p> $S = 68 \text{ kg / m}^2$	<p>1. charge de neige sur le sol :¹</p> $S_0 = 70 H + 15$ $S_0 = 85 \text{ kg/m}^2$ <p>2.Charge de neige sur la toiture ²</p> $S = C . S_0$ <p>Charge de neige répartie</p> <p>CAS I : sans redistribution par le vent</p> $S = 68 \text{ kg / m}^2$ <p>CAS II : après redistribution par le vent</p> $S = 68 \text{ kg / m}^2$
--	---

Tableau 6: Comparaison des résultats par rapport à la neige

Conclusion :

Après avoir effectué la comparaison des deux règlements.

Pour le vent

On a remarqué que les résultats obtenus par le règlement neige et vent algérien (**RNV99**) sont supérieurs aux résultats obtenus par le règlement **NV65**.

Pour conclure, on se met plus en sécurité en utilisant le **RNV99**.

Pour la neige

on a remarqué que RNV 99 et NV84 est le meme reglement danc on obtenue les meme resultats.

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 68

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 68

Chapitre II : **Calcul de Panne**

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul de la panne, en utilisant le règlement **eurocode3** pour le dimensionnement de la panne afin de comparer les résultats obtenu avec le règlement **eurocode3** et les résultats obtenu en utilisant le règlement **CM66**.

1. CALCUL DES PANNES :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s’appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (**I, H**) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

Les charges sur la panne se décomposent en deux composantes, l’une est parallèle au versant et l’autre est normale au versant .

Donc les pannes travaillent en flexion déviée.

- Espacement entre axe des pannes $e= 2.04$ m
- Les fermes sont espacées de 5 m
- Angle d’inclinaison : $\alpha= 11^0$

Charge permanents : G (par m² de la couverture) :

Tôle et accessoire de pose:.....17 Kg/m²

Poids propre de la panne :12Kg/ 1

$G= 17 \times 2.04 + 12 = 47$ Kg/ml

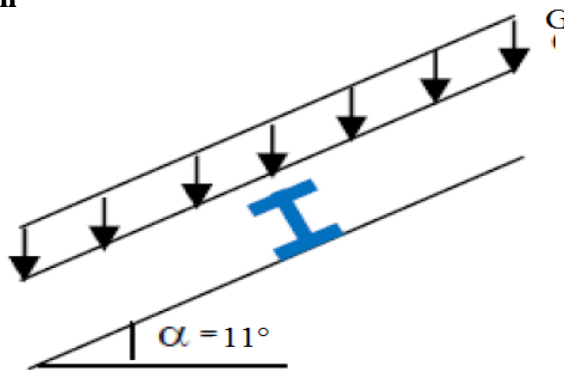


Figure 1 : charge permanentes de panne

Surcharge d’entretien : p¹

Deux charge concentrées de 100 kg chacune situé à 1/3 et 2/3 du porté

$M_P = M_{eq} = \frac{PL}{3} = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

$P_{eq} = \frac{8P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 54$ dan/ml

¹ Dahmani lahlou , calcule des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 97

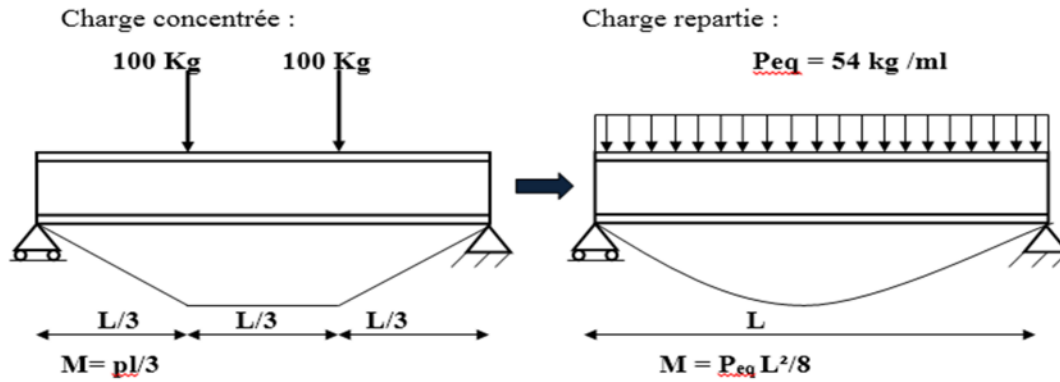


Figure 2 : Surcharge d'entretien

Surcharge climatique du vent : v

Les pannes intermédiaires se trouvent dans les zones H et I

$$V = -33 \times 2.04 = -67.5 \text{ Kg/ml}$$

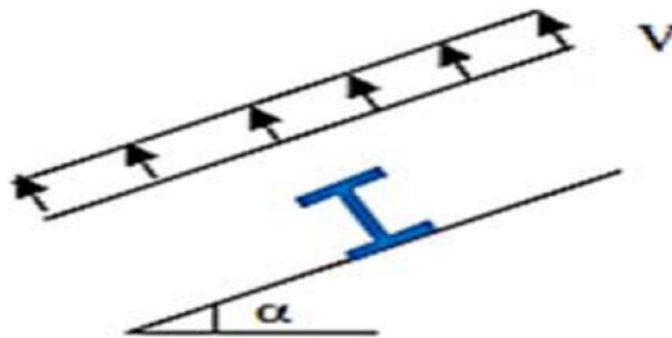


Figure 3 : Surcharge climatique du vent

Surcharge climatique de neige : N

$$N = 68 \cos \alpha \times 2.04$$

$$N = 68 \cos (11^\circ) \times 2.04$$

$$N = 136 \text{ dan/ml}$$

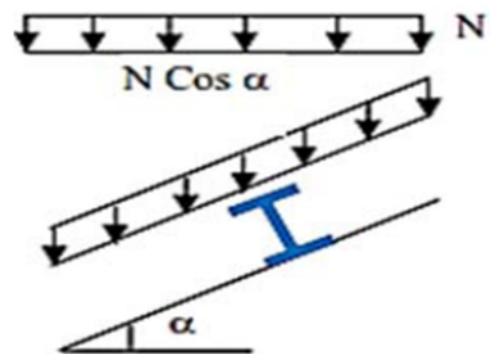


Figure 4 : Surcharge climatique de neige

1.1. Combinaisons de charge les plus défavorables :¹

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P_{eq} = 1.35 \times 47 + 1.5 \times 54$$

$$Q_{sd1} = 144.5 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 47 + 1.5 \times 136$$

$$Q_{sd2} = 267.5 \text{ dan/ml}$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = 47 \cos 11^\circ - 1.5 \times 67.5$$

$$Q_{z.sd} = -55.11$$

$$Q_{y.sd} = G \sin \alpha = 47 \sin 11^\circ$$

$$Q_{y.sd} = 9 \text{ dan/ml}$$

La combinaison la plus défavorable est : $Q_{max} = 267.5 \text{ dan/ml}$

Résistance en section

$$Q_{sd} = 267.5 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 267.5 \cos 11^\circ$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 267.5 \sin 11^\circ$$

$$Q_{z.sd} = 263 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 49.3 \text{ dan/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} x l^2}{8} = \frac{263 \times 5^2}{8}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{49.3 \times 2.5^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = 822 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = 38.5 \text{ dan.m}$$

Déversement de l'élément : ²

Semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Q_{z.sd} = -55.11 \text{ dan/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 12 \text{ dan/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} x l^2}{8} = \frac{55.11 \times 5^2}{8} \quad M_{y.sd} = 822 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{12 \times 2.5^2}{8} \quad M_{z.sd} = 38.5 \text{ dan.m}$$

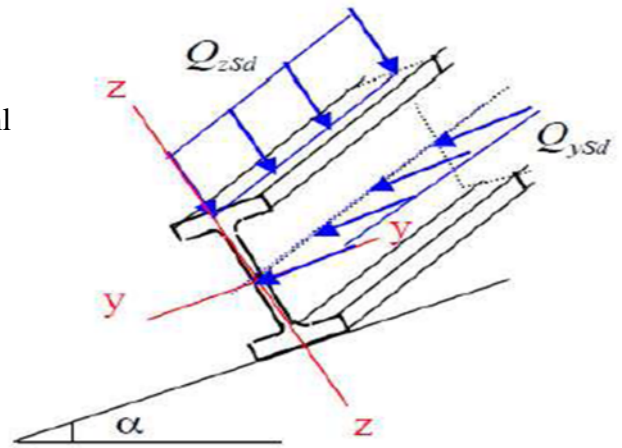


Figure 5 : résistance en section

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 97

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 98

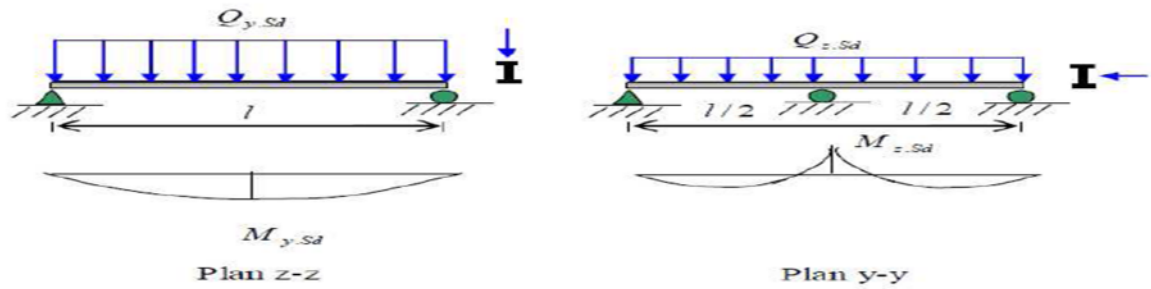


Figure 6 : cas de déversement

Remarque:

D'après le nouveau règlement, les charges climatiques ne se combinent pas avec la charge d'entretiens.

1.2. Vérification à la sécurité :

1.2.1. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Vérification à la flexion : ¹

Calcule en plasticité :(section de classe 1et 2)

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

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0 \longrightarrow \beta = 1$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant **IPE 100**

Remarque :

Les profilés laminés de calibre inférieur ou égales à l' **IPE 200** , sont généralement d'une section de classe 1.

On a **IPE 100** de classe 1

Caractéristique géométriques de l'IPE 100

$$W_{ely} = 34.2 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{elz} = 5.78 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 39.4 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{plz} = 9.1 \text{ cm}^3$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 99

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma M_0} = \frac{39.4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 841.73 \text{ daNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz}.f_y}{\gamma M_0} = \frac{9.1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 194.4 \text{ daNm}$$

dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd} = 0$) $\beta = 1$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plRdy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plRdz}} \right]^\beta = \left[\frac{822}{841.73} \right]^2 + \left[\frac{38.5}{194.4} \right]^1 = 1.15 > 1$$

Condition non vérifiée

On augmente la section ; soit IPE 120

$$W_{ely} = 53 \text{ cm}^3 ; \quad W_{elz} = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 60.7 \text{ cm}^3 ; \quad W_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ daNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz}.f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plRdy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plRdz}} \right]^\beta = \left[\frac{822}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{38.5}{290.54} \right]^1 = 0.53 < 1$$

Condition vérifiée

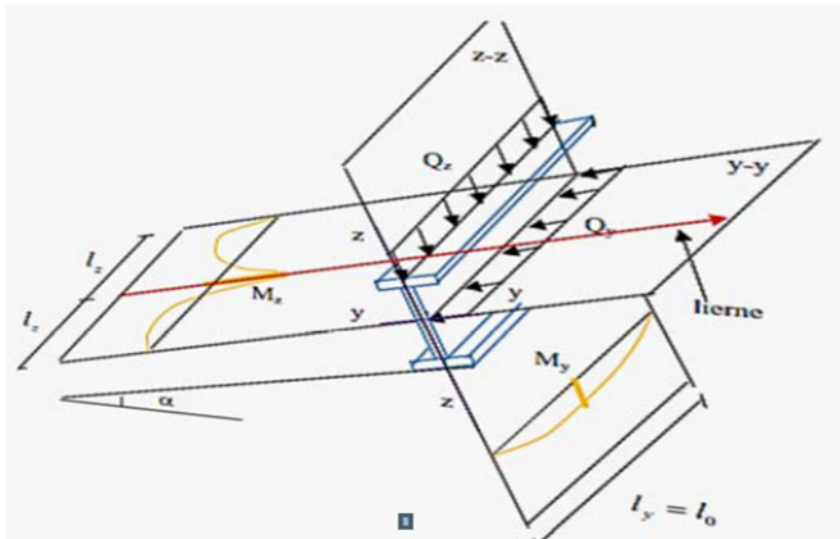


Figure 7 : déversement de la partie comprimé de la panne

Vérification au cisaillement:¹

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

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

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 101

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

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \cdot fy / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \cdot fy / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

IPE 120

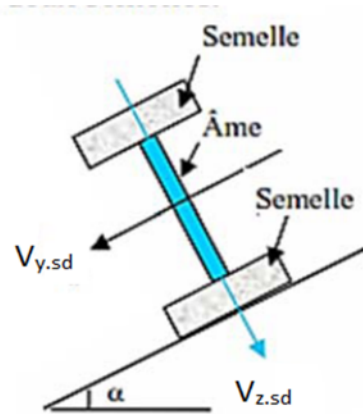
$$A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^3 ; \quad A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^3$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{263 \times 5}{2} = 657.5 \text{ dan}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 \times 49.3 \times 2.5 = 77.1 \text{ dan}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \cdot fy / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{6.3 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 7771 \text{ dan}$$

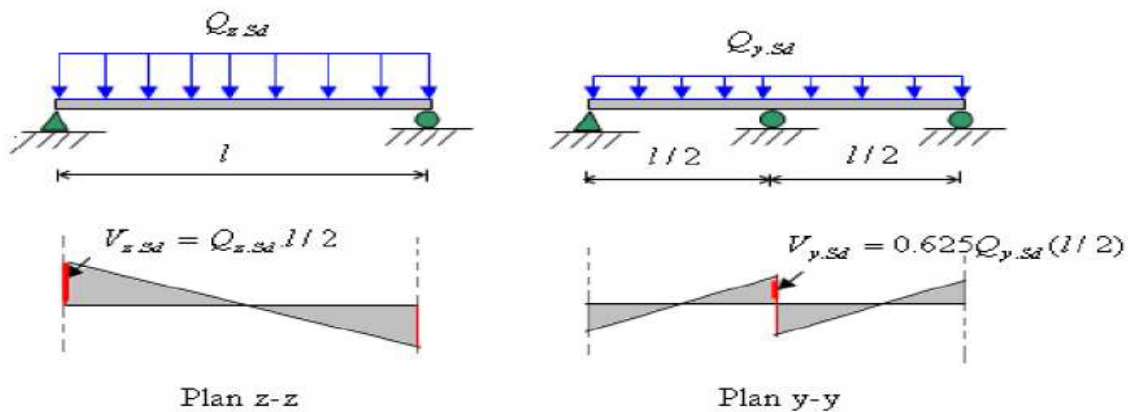
$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \cdot fy / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 10607 \text{ dan}$$



$$V_{z.sd} = 657.5 \text{ dan} < V_{plz.rd} = 7771 \text{ dan}$$

$$V_{y.sd} = 77.1 \text{ dan} < V_{ply.rd} = 10607 \text{ dan}$$

Condition vérifiée



Vérification au déversement : ¹

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement. Lorsqu'un élément est comprimé et fléchi, il peut périr par flambement par flexion et torsion.

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 103

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

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales ascendantes est susceptible de déverser. Vu quelle 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.

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = 47 \cos 11^\circ - 1.5 \times 67.5$$

$$Q_{z.sd} = -55.11 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{55.11 \times 5^2}{8} M_{y.sd} = 822 \text{ dan.m}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G \times \sin \alpha = 1.35 \times 47 \times \sin 11^\circ$$

$$Q_{y.sd} = 12 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{12 \times 2.5^2}{8} M_{z.sd} = 38.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ danNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz.fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ danNm}$$

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b.rd}^1$

$$M_{bRdy} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w=1 \rightarrow$ Section de classe 1 et 2 : $\gamma_1=1,1$

$\bar{\lambda}_{LT}$: élancement de déversement $\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en N/mm}^2)$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 page 105

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} \varepsilon = 1.0$$

Avec : $\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad 93,9 \times 1.0 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques

(profilés laminés **I** et **H**) l'élanement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{C_1}$$

En a IPE 120 $i_z = 1.45\text{cm}$; $h = 12\text{ cm}$; $t_f = 0.63\text{cm}$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \Psi + 0.52 \Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} \quad M_a < M_b \quad \text{Danc} \quad \Psi = 0 \quad C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = 83.7$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{83.7}{93.9} = 0.89$$

$$\Phi_{LT} = 0.968$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \left[\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.968 \sqrt{0.968^2 - 0.89^2}} = 0.74$$

$$M_{b.rd} = X_{LT} . M_{ply.rd} = 0.74 \times 1296.8 = 959.6 \text{ dan . m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.rd}}{M_{plz.rd}} = \frac{482}{959.6} + \frac{9.14}{290.54} = 0.54 < 1$$

Condition vérifiée

1.3. Comparaison du résultat des deux méthodes Eurocode3 et Cm66 :

Eurocode3	Cm66
<p style="text-align: center;">Pour IPE 120 :</p> <p>1. Vérification à l'état limite ultime</p> <p>a) <u>Vérification à la flexion</u></p> $\left[\frac{M_{y.s.d}}{M_{pl.Rdy}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.s.d}}{M_{pl.Rdz}} \right]^{\beta} < 1$ $\left[\frac{822}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{38.5}{290.54} \right]^1 = 0.53 < 1$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p> <p>b) <u>Vérification au cisaillement</u></p> $V_{z.s.d} \leq V_{plz.rd}$ $V_{y.s.d} \leq V_{ply.rd}$ <p>$V_{z.s.d} = 657.5 \text{ dan} < V_{plz.rd} = 7771 \text{ dan}$ $V_{y.s.d} = 77.1 \text{ dan} < V_{ply.rd} = 10607 \text{ dan}$</p> <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p> <p>c) <u>Vérification au déversement</u></p> $\frac{M_{y.s.d}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.rd}}{M_{plz.rd}} < 1$ $\frac{482}{959.6} + \frac{9.14}{290.54} = 0.54 < 1$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p> <p>2. Vérification a l'état limite de service</p> <p>a) <u>Vérification à la flèche</u></p> $f_z \leq f_{ad} \text{ et } f_y \leq f_{ad}$ $f_z = 2.19 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$ $f_y = 0.12 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1.25 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p>	<p style="text-align: center;">Pour IPE 120 :</p> <p>1. Vérification à la flèche :¹</p> $f_x \leq f_{ad} \text{ et } f_y \leq f_{ad}$ $f_x = 2.19 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2.5 \text{ cm}$ $f_y = 0.13 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1.25 \text{ cm}$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p> <p>2. Vérification au cisaillement ²</p> $1.54 \tau \leq \sigma_e$ $1.54 \times 142.2 = 219 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p> <p>1. Vérification au déversement³</p> $\sigma = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$ $\sigma = 1.3 \times 425 = 533 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e$ <p style="text-align: center;">Condition vérifié</p>

Tableau 1 : Comparaison des résultats

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 79

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 80

³ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 82

2. CALCUL DES LIERNES :

Le liernage des pannes d’une toiture a les fonctions suivantes

- Apporter aux pannes un maintien latéral ;
- Limiter la portée de la panne stabilisée (ou de sa semelle supérieure isolée) vis-à-vis des actions latérales (suivant le versant) ;
- Limiter la longueur de déversement sous moment négatif et/ou positif ;
- Limiter la longueur de flambement latéral pour les pannes comprimées.

2.1. Calcul de l’effort maximal revenant aux liernes :¹

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25Q_y \times \frac{L}{2} = 1.25 \times 49.3 \times 2.5 = 154 \text{ da N}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{154}{2} = 77 \text{ da N}$$

$$T2 = R + T1 = 231 \text{ da N}$$

$$T3 = R + T2 = 385 \text{ da N}$$

$$2T4 \times \cos \theta = T3 \Rightarrow T4 = \frac{T3}{2 \sin \theta} \quad \theta = \arctg \frac{2.04}{2.5} = 39.2^\circ$$

$$\theta = 19^\circ \Rightarrow T4 = \frac{385}{2 \times \sin 39.2^\circ} = 304.6 \text{ da N}$$

liernes	Effort de traction	Valeurs (da N)
L1	T1	77
L2	T2	231
L3	T3	385
L4	T4	304.6

Tableau 2 : efforts maximale revenant aux liernes

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 110

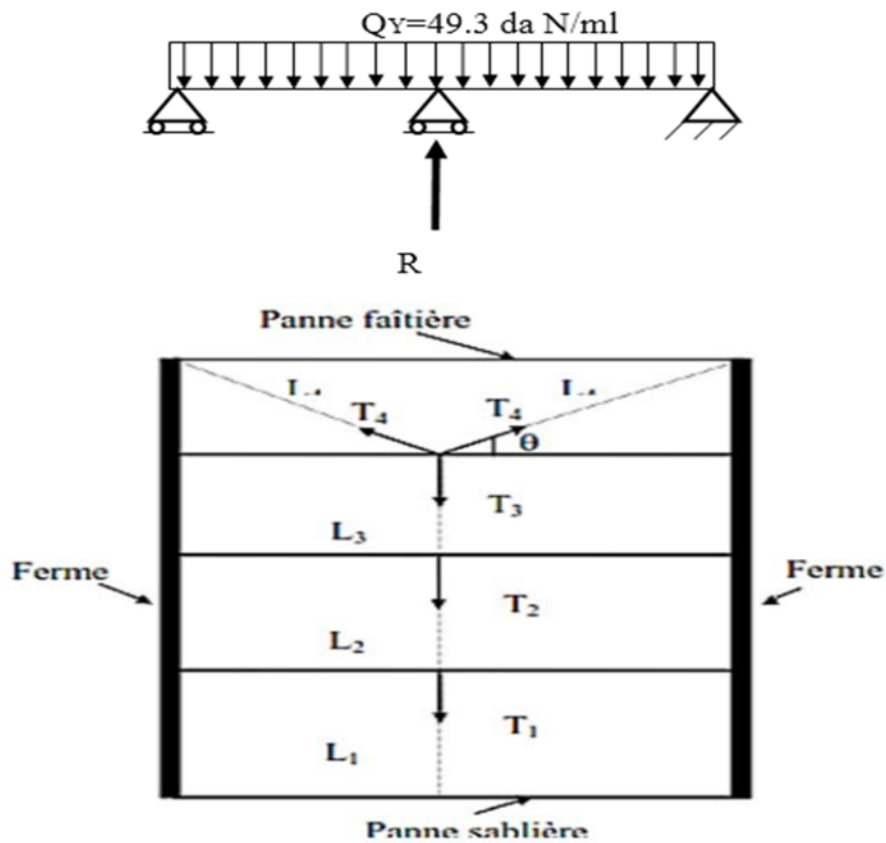


Figure 8 : liernage des pannes

2.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_3 .

Elément tendu :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

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

$$A \geq \frac{T_3 \times \gamma_{M0}}{F_y}$$

$$A \geq \frac{385 \times 1.1}{2350} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.180 \text{ cm}^2 ; \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.180}{\pi}} = 0.48 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre :

$$\phi = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

2.3. Comparaison du résultat des deux méthodes :

Eurocode3	Cm66
<p>1. Dimensionnement des liernes :</p> $R=1.25Q_y \times \frac{L}{2} = 154 \text{ da N}$ <ul style="list-style-type: none"> • Efforts de réaction dans les tronçons <p style="margin-left: 40px;">T1 = 77 da N</p> <p style="margin-left: 40px;">T2 = 231 daN</p> <p style="margin-left: 40px;">T3 = 385 daN</p> <p style="margin-left: 40px;">T4 = 304.6 da N</p> <p>2. Calcule de la section des liernes Le tronçon le plus sollicité est L₃.</p> <p style="margin-left: 40px;">Élément tendu :</p> $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$ $N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \cdot F_Y}{\gamma_{M0}}$ $A \geq \frac{T_3 \times \gamma_{M0}}{F_Y}$ $\phi = 0.48 \text{ cm}$ <p style="margin-left: 40px;">Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$</p> <p>Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$</p>	<p>1. Dimensionnement des liernes :¹</p> $R = 1.25 Q_x \times L_x = 163.5 \text{ daN}$ <ul style="list-style-type: none"> • Efforts de réaction dans les tronçons $T_1 = \frac{R}{2} = 81.8 \text{ daN}$ $T_2 = R + T_1 = 245.3 \text{ daN}$ $T_3 = R + T_2 = 408.8 \text{ daN}$ $T_4 = \frac{T_3}{2 \times \cos \theta} = 323.3 \text{ daN}$ <p>2. Calcule de la section des liernes Le tronçon le plus sollicité est T₃</p> $T_3 \leq A \times \sigma_e$ $A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq T_3 / \sigma_e = 0.170 \text{ cm}^2$ $\phi \geq 0.46 \text{ cm}$ <p style="margin-left: 40px;">Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0.5 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$</p> <p>Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$</p>

Tableau 3: Comparaison des résultats

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009, page 89

3. Calcul De L'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Assemblage par échantignolle simple : l'échantignolle est réalisée au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement et de l'effort suivant versant. Ce type d'attache ne convient que pour des efforts modestes.

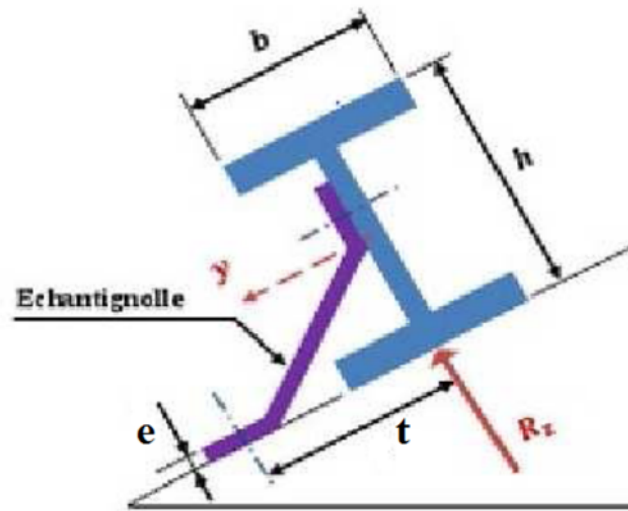


Figure 9 : disposition de l'échantignolle

3.1. Dimensionnement l'échantignolle :¹

L'excentrement « t » est limité par les conditions suivantes :

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

Pour un IPE 120 nous avons :

$$\begin{cases} b = 6.4 \text{ cm} \\ h = 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 6.4 \leq t \leq 9.6 \text{ cm}$$

On prend $t=8 \text{ cm}$.

Échantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \times l/2 = 55.11 \times 2.5 = 137.77 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times l/2 = 12 \times 2.5 = 30 \text{ daN}$$

Échantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 137.77 = 275.54 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 30 = 60 \text{ daN}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 114

3.2. Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 275.54 \times 8 + 60 \times 6$$

$$M_R = 2564.32$$

3.3. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

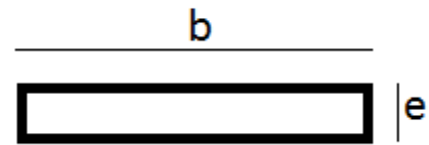
$$W_{el} \geq \frac{2564.32 \times 1.1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

pour les section rectangulaire

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.44}{15}} = 1.17 \text{ cm}$$



soit $e = 12 \text{ mm}$.

3.4. Comparaison du résultat des deux méthodes :

Eurocode3	Cm66
<p style="text-align: center;">Pour IPE 120</p> <p>1. Dimensionnement l'échantignolle :</p> <p>a) <u>Les charges revenant à l'échantignolle</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Échantignolle de rive : $R_z = 137.77 \text{ daN}$ $R_y = 30 \text{ daN}$ • Échantignolle intermédiaire : $R_z = 275.54 \text{ daN}$ $R_y = 60 \text{ daN}$ <p>b) <u>Calcul du moment de renversement :</u> $M_r = 2564.32$</p> <p>c) <u>Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :</u></p> $W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$ $W_{el} \geq 1.2 \text{ cm}^2$ $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$	<p style="text-align: center;">Pour IPE 120</p> <p>1) Dimensionnement d'échantignolle ¹</p> <p>a) <u>Calcul du moment de renversement</u></p> $R = 2 \times (Q_x \times L_x) / 2 = 591 \text{ daN}$ $M_r = R \times t = 4728 \text{ daN}$ <p>b) <u>Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle</u></p> $\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_e$ $W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = 1.97 \text{ cm}^2 \text{ avec}$ $W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6}$

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009, page 91

Soit
 $e = 12 \text{ mm}$

Soit
 $e = 12 \text{ mm}$

Tableau 4 : Comparaison des résultats

Conclusion :

On ce qui concerne la résistance on remarque que les règles CM66 sont plus contraignant que l'EC3, la marge de plasticité autorisée par les règles CM66 est négligeable par rapport à celle recommandé par l'EC3, en outre la condition de la flèche a tranchée pour les deux règlements c'est elle qui donne dans la majorité des cas le profilé final.

Le cisaillement est largement vérifiée pour les deux règlements, cela peut être justifie par le fait que les profilés IPE ont été conçus essentiellement pour assurer une grande résistance `a l'`egard de l'effort de cisaillement.

Les deux règlements prévoient le risque de déversement de la panne, mais on remarque que les règles CM66 sont plus contraignant que l'EC3.

Chapitre III :
**Calcul des Lisses de
bardages**

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul de lisses de bardages, en utilisant le règlement **eurocode3** pour le dimensionnement de la lisse afin de comparer les résultats obtenu avec le règlement **eurocode3** et les résultats obtenu en utilisant le règlement **CM66**.

1. Calcul Des Lisses De Bardage :

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

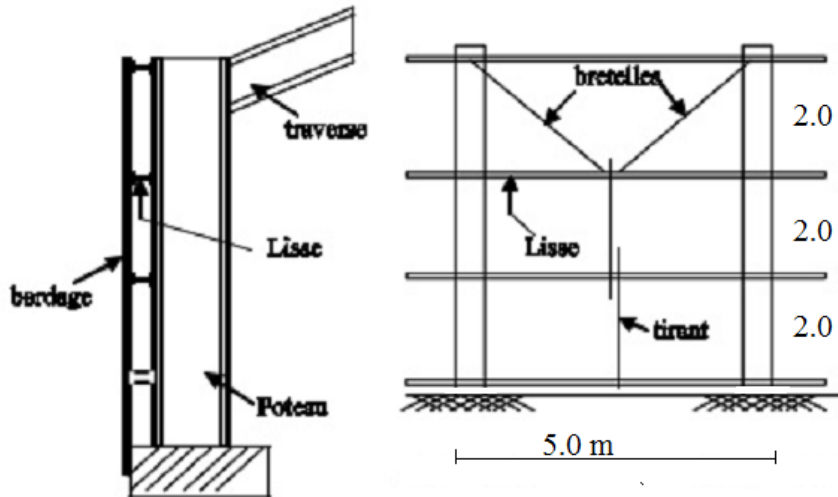


Figure 1 : disposition de la lisse

Calcul Des Charges Et Surcharges Revenant A La Lisse La Plus Chargée (Lisse Intermédiaire) :

Lisse de bardage de long pan de longueur de 5 m, entre axe 2.0 m, supportant un bardage de poids : 12 kg/m². La pression engendrée par le vent est $V = 40.5 \text{ kg/m}^2$

Charge permanentes : (perpendiculaire à l'âme).

Bardage : 12 kg/m²

Poids propre de la lisse estimé : 12kg/m²

$$G = 12 \times 2 + 12 = 36 \text{ daN/ml}$$

Surcharge climatique du vent (suivant le plan de l'âme)

$$V = 40.5 \times 2 = 81 \text{ daN/ml}$$

Combinaison de charge le plus défavorable¹

1.35 G et 1.5 V

Poutre sur deux appuis

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{1.5 V l^2}{8} = \frac{1.5 \times 81 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = 379.68 \text{ daN.m}$$

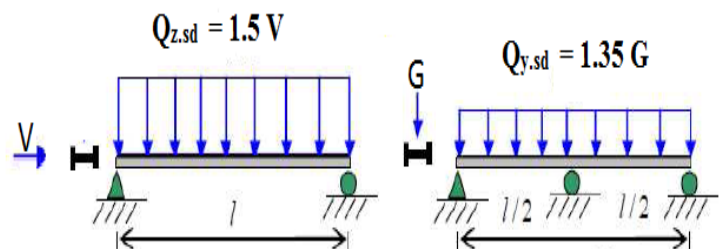


Figure 2 : surcharge revenant a la lisse

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 123

Pouter sur trois appuis

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l/2^2}{8} = \frac{1.35 G l/2^2}{8} = \frac{1.35 \times 36 \times 5/2^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = 37.96 \text{ daN} \cdot \text{M}$$

Par tâtonnement on choisit **IPE 140 de classe 1**

Vérification a la sécurité de la lisse IPE 140

2. Vérification a l'ELU :

2.1. Vérification a la flexion ¹

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

Dans notre cas ($N_{sd} = 0$) donc $\beta = 1$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.40 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 412.31 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{plrdy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plrdz}} \right]^\beta = \left[\frac{379.68}{1886.4} \right]^2 + \left[\frac{37.96}{412.31} \right]^1 = 0.13 < 1$$

IPE 140 est vérifié à la flexion

2.2. Vérification au cisaillement ²

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{plz.rd} \quad \text{et} \quad V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_y \leq V_{ply.rd} \quad \text{et} \quad V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

IPE 140 : $A_{vz} = 7.6$; $A_{vy} = 10.07$

$$V_{z.sd} = \frac{(1.5V)l}{2} = \frac{1.5 \times 81 \times 5}{2} = 303.75 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 (1.35 G) \cdot (l/2) = 0.625 \times 1.35 \times 36 \times 2.5 = 75.93 \text{ daN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{7.6 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 9374 \text{ daN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10.07 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 12420.6 \text{ daN}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 123

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 125

$V_{z.Sd} < V_{plz.rd}$ condition vérifié

$V_{y.Sd} < V_{ply.rd}$ IPE 140 est vérifié au cisaillement

3. **Vérification à ELS :**

3.1. **Vérification à la flèche ¹**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (**non pondérées**)

$Q = G + v$

Condition de vérification

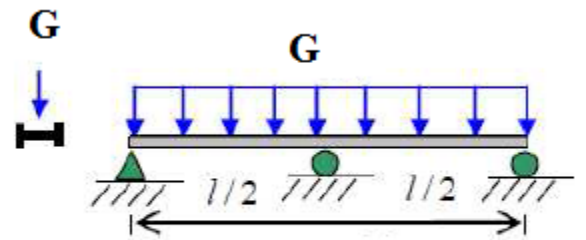
$f \leq f_{ad}$ avec $f_{ad} = \frac{l}{200}$

Flèche verticale (suivant yy) : (sur trois appuis)

$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200} = 1.25 \text{ cm}$

$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G \cdot (l/2)^4}{EI_z}$

$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{36 \times 10^{-2} (250)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.07 \text{ cm} < f_{ad}$ condition vérifié



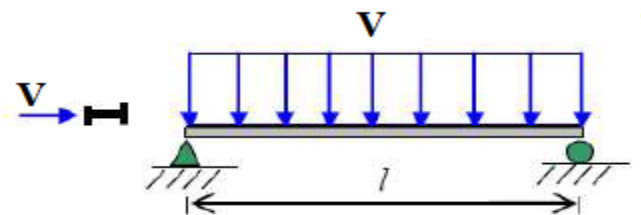
plan y - y

Flèche horizontale (suivant zz) : (sur deux appuis)

$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{v \cdot l^4}{EI_y}$

$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{81 \times 10^{-2} (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 0.5 < f_{ad}$ condition vérifié



Plan z - z

3.2. **Calcul des liernes de long pan :²**

Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité

La réaction R au niveau du lierne :

$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25(1.35 \times 36) \times 2.5 = 164$

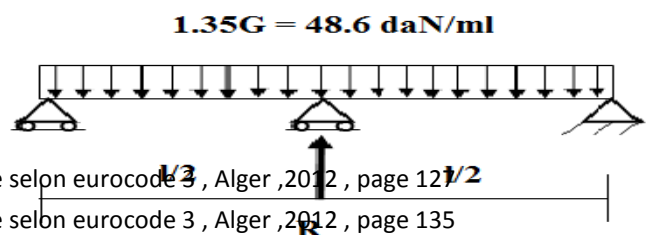
Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inférieure :

$T_1 = R / 2 = 164 / 2 = 82 \text{ daN}$

Effort dans traction dans le tronçon de lierne L₂ :

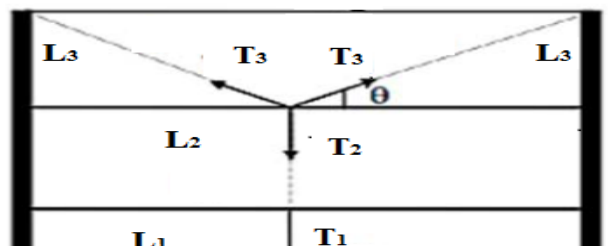
$T_2 = T_1 + R = 82 + 164 = 246 \text{ daN}$

Effort dans les diagonales L₃ :



¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3, Alger, 2012 , page 121/2

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3, Alger, 2012 , page 135



$$2T_3 \cdot \sin \theta = T_2$$

Eurocode3	Cm66
$\theta = \arctg \frac{2}{2.5} = 38.66^\circ$	
$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin 38.66} = 196.9 \text{ daN}$	

Figure 3 : lierne de long pan

3.3. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₂.

$$T_2 = 246 \text{ daN} = N_{sd}$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_2 \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{246 \times 1.1}{2350} = 0.115 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0.115$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.115}{\pi}} = 0.38 \text{ cm} , \text{ soit une barre ronde de diamètre: } \phi = 0.4 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 1.0 \text{ cm} = 10 \text{ mm} .$$

4. Comparaison du résultat des deux méthodes Eurocode3 et Cm66 :

Pour IPE 140	Pour IPE 140
<p>1) Vérification a la sécurité de la lisse IPE 140</p> <p>a) Vérification a l'ELU</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vérification a la flexion $\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{plrdy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plrdz}} \right]^\beta \leq 1$ $\left[\frac{379.68}{1886.4} \right]^2 + \left[\frac{37.96}{412.31} \right]^1 = 0.13 < 1$ <p>PE 140 est vérifié a la flexion</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vérification au cisaillement $V_z \leq V_{plz.rd} \text{ et } V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{Y_{M0}}$ $V_y \leq V_{ply.rd} \text{ et } V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{Y_{M0}}$ <p>V_{Z.Sdb} = 303.75 daN V_{y.sd} = 75.93daN V_{plz.rd} = 9374 daN V_{ply.rd} = 12420.6 daN</p> <p>V_{Z.sd} < V_{plz.rd} V_{y.sd} < V_{ply.rd}</p> <p>Condition vérifié</p> <p>b) Vérification à ELS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vérification à la flèche <p>f_x ≤ f_{ad} et f_y ≤ f_{ad} f_y = 0.07cm ≤ f_{ad} = 1.25cm ...ok</p> <p>f_z = 0.5cm ≤ f_{ad} = 2.5cmok</p>	<p>1. Dimensionnement de la lisse ¹</p> <p>a) Lisse travaille à la flexion dévié ⁴</p> $W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right)$ $M_x = M_v = \frac{v_n \times l^2}{8} = 253.2 \text{ kgm}$ $M_y = M_G = \frac{G \times l^2}{8} = 112.5 \text{ kgm}$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $\frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_v$ <p>$\frac{4}{3} M_G = 150 \text{ kgm}$ et $\frac{3}{2} M_v = 380 \text{ kgm}$</p> $W_x \geq \frac{380}{24} \left(1 + 7.5 \times \frac{150}{380} \right) = 62.71 \text{ cm}^3$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison <p>M_G = 112.5 kgm et M_v = 443.1 kgm</p> $W_x \geq \frac{443.1}{24} \left(1 + 7.5 \times \frac{112.5}{443.1} \right) = 53.61 \text{ cm}^3$ <p>La combinaison la plus défavorable est $\frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_v$ donc w_x = 62.71 cm³</p> <p>On prend IPE 140 de W_x = 77.3 cm³</p> <p>2) Vérification de la lisse à la résistance ²</p> <p>a) <u>Vérification des contraintes</u></p> $\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$ $\sigma = \frac{380.2 \times 10^2}{77.3} + \frac{150 \times 10^2}{12.3} = 1220 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e$ <p>Condition verifie</p> <p>b) <u>Verification a la fleche</u></p> <p>f_x ≤ f_{ad} et f_y ≤ f_{ad}</p> <p>f_x = 0.58cm ≤ f_{ad} = 2.5cmok f_y = 0.08cm ≤ f_{ad} = 1.25cm.....ok</p>

Tableau 1 : Comparaison des résultats

Conclusion:

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 97

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 99

Les conditions de vérifications d'un IPE 140 pour une lisse de bardage sont largement vérifiées par le règlement EC3 par rapport au CM66, c'est se que nous permet de redimensionner la lisse de bardage par un IPE inférieur à ce lui de l'IPE 140.

Chapitre IV :

Calcul des Potelets

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul de Potelets, en utilisant le règlement **eurocode3** pour le dimensionnement de potelet afin de comparer les résultats obtenu avec le règlement eurocode3 et les résultats obtenu en utilisant le règlement CM66.

1. CALCUL DE POTELETS

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

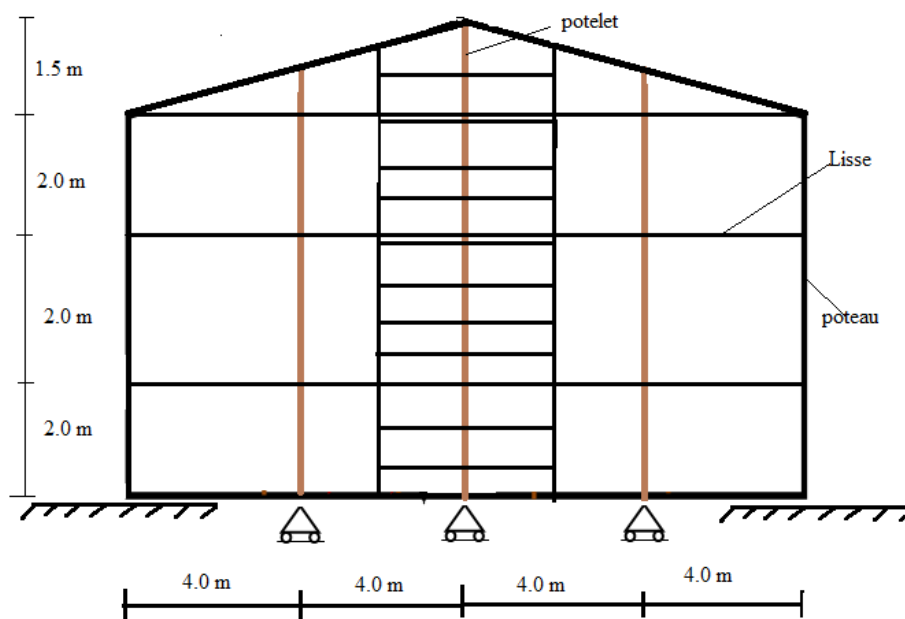


Figure 1 : disposition des potelets

2. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :

Charges permanentes G:

Poids du bardage12Kg/m²

Poids propre de la lisse.....12.9Kg/ml

L'entraxe des potelets est dee=4.0 m

Poids propre de la poteletà déterminer

Longueur de la lisse4m

Hauteur du potelet le plus chargé..... 7.5m

Nombre le lisse supportées par le potelet : 4 lisse surface tributaire revenant au potelet le plus chargé (4 x 7.5).

$$G = (12.9 \times 4) + (12)(4 \times 7.5) = 411.6 \text{ daN}$$

Surcharge climatique : (vent revenant au potelet $V = 39.5 \text{ kg/m}^2$)

$$V = 39.5 \times 4 = 158 \text{ kg/ml}$$

3. Dimensionnement du potelet :¹

$$f = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Sous la condition de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V_n L^4}{EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200} \quad l=7.5 \text{ (potelet de milieu).}$$

$$f = \frac{1000}{384} \times \frac{V_n L^3}{E} \leq I_y$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{158 \times 10^{-2} \times 7.5^3}{2.1 \times 10^6} = 827 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 160** $I_y = 869 \text{ cm}^2$

$h = 160 \text{ mm}$; $b = 82 \text{ mm}$; $t_w = 5 \text{ mm}$; $t_f = 7.4 \text{ mm}$; $r = 9 \text{ mm}$

$$W_{ply} = 124 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$$

$$W_{ely} = 109 \text{ cm}^3 \quad W_{ely} = 16.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4 \quad I_z = 68.3 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 6.58 \text{ cm} \quad i_z = 1.84 \text{ cm}$$

$$p = 15.8 \text{ kg/ml} \quad A = 20.1 \text{ cm}^2$$

3.1. Vérification de la section à la résistance :²

$$M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$$

Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.rd}$$

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

$$Q_{z.sd} = 1.5 V = 1.5 \times 158 = 237 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{237 \times 7.5}{2} = 888.75 \text{ daN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.rd} = \frac{9.66 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 11914.93 \text{ daN}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 142

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 143

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.rd}} = \frac{888.75}{11914.93} = 0.07 < 0.5 \quad \text{vérifié}$$

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

Incidence de l'effort normale :

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$$

il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normale.

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 566.4 = 764.64 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.9$$

$$0.25 N_{pl.rd} = 0.25 \times 42940.90 = 10735.22 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20.1 - 2(8.2)(0.74) = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = \frac{0.5 \times 7.96 \times 2350}{1.1} = 8502.72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$$

$$764.64 < \text{MIN}(10735.22; 8502.72)$$

$$764.64 < 8502.72 \text{ condition vérifié}$$

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

La section est de classe 1

$$M_{y.sd} \leq M_{c.rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 124 \times 2350 \times 10^{-2} / 1.1 = 2649.09 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{237 \times 7.5^2}{8} = 1666.4 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} \leq M_{c.rd} \dots \dots \dots 1666.4 \leq 2649.09$$

Condition vérifié

3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement ¹

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

¹ Dahmani Iahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 144

Flexion composée avec risque de déversement ¹

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,rd}} \leq 1$$

Calcul de χ_{min}

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

Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A} \quad \lambda_1 = 93.9 \epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1 et 2 et 3

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{750}{6.58} = 113.98 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{113.98}{93.9} \times 1 = 1.21$$

Courbe de flambement

$$h/b = 160 / 82 = 1.95 > 1.2 \quad t_f = 7.4 \leq 40 \text{mm}$$

axe de flambement y - y courbe de flambement α

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(1.21 - 0.2) + 1.21^2] = 1.33$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.33 + [1.33^2 - 1.21^2]^{0.5}} = 0.53$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A} \quad \lambda_y \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 144

$\beta_A=1$ pour les classes 1 et 2 et 3

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{200}{1.84} = 108.7 \quad l_z = 2\text{m entre axe des lisse} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{108.7}{93.9} \times 1 = 1.15$$

Courbe de flambement

$$h/b = 160 / 82 = 1.95 > 1.2 \quad t_f = 7.4 \leq 40\text{mm}$$

axe de flambement Z – Z courbe de flambement b

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34(1.15 - 0.2) + 1.15^2] = 1.32$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.32 + [1.32^2 - 1.15^2]^{0.5}} = 0.5$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z) = \min(0.53 ; 0.5) = 0.5$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \sqrt{\beta_A} \quad \lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{200/1.84}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.28$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} \sqrt{\beta_A} = \frac{83.28}{93.9} \times 1 = 0.88 > 0.4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les section laminées

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.88 - 0.2) + 0.88^2] = 0.95$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.95 + [0.95^2 - 0.88^2]^{0.5}} = 0.76$$

Calcul des coefficients k:

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.90$$

β_{My} : est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = 1.21 (2 \times 1.30 - 4) + \frac{(124 - 109)}{109} = -1.55$$

$$\text{Avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

K_y est le facteur d'interaction défini par :

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

$$K_y = 1 - \frac{(-1.55) \times 764.64}{0.53 \times 20.1 \times 2350} = 1.04 \quad \text{avec } K_y \leq 1.5$$

Calcul des coefficients k_{LT}

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} = 0.15 \times 1.15 \cdot 1.3 = 0.22 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{0.22 \times 764.64}{0.5 \times 20.1 \times 2350} = 0.99$$

$$N_{sd} = 764.64 \text{ daN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.5 V l^2}{8} = \frac{1.5 \times 158 \times 7.5^2}{8} = 1666.4 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.9 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{124 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 2649.09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{764.64}{0.5 \times 42940.9} + \frac{1.04 \times 1666.4}{2649.09} = 0.68 < 1 \quad \text{condition vérifié}$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{764.64}{0.5 \times 42940.9} + \frac{0.99 \times 1666.4}{0.76 \times 2649.09} = 0.86 < 1 \quad \text{condition vérifié}$$

4. Comparaison du resultat des deux methodes :

Eurocode 3	CM66
------------	------

Pour IPE 160	Pour IPE 160
<p>1. Dimensionnement du potelet</p> <p>a) <u>Sous la condition de la flèche</u></p> $f = \frac{5}{384} \times \frac{V_n L^4}{EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$ <p>$l = 7.5$ (potelet de milieu).</p> $f = \frac{1000}{384} \times \frac{V_n L^3}{E} \leq \frac{l}{200}$ $I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{158 \times 10^{-2} \times 750^3}{2.1 \times 10^6} = 827 \text{ cm}^4$ <p>on prend un profilé IPE 160</p> <p>2. Vérification de la section à la résistance</p> $M_{y.sd} \leq M_{c.rd}$ <p>1666.4 ≤ 2649.09..... Ok</p> <p>a) <u>Incidence de l'effort tranchant :</u></p> $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.rd}$ $\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.rd}} = \frac{888.75}{11914.93} = 0.07 < 0.5 \quad \text{vérifié}$ <p>b) <u>Incidence de l'effort normale :</u></p> $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$ <p>764.64 < MIN (10735.22 ; 8502.72)</p> <p>764.64 < 8502.72 condition vérifié</p> <p>c) <u>Vérification au flambement</u></p> $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$ $\frac{764.64}{0.5 \times 42940.9} + \frac{1.04 \times 1666.4}{2649.09} = 0.68 < 1$ <p>condition vérifié</p> <p>d) <u>Vérification au déversement</u></p> $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.rd}} \leq 1$	<p>1. Dimensionnement du potelet</p> <p>a) <u>Sous la condition de la flèche¹</u></p> $f = \frac{5}{384} \times \frac{V_n L^4}{EI_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$ <p>$l = 7.5$ (potelet de milieu).</p> $f = \frac{1000}{384} \times \frac{V_n L^3}{E} \leq \frac{l}{200}$ $I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{158 \times 10^{-2} \times 750^3}{2.1 \times 10^6} = 827 \text{ cm}^4$ <p>on prend un profilé IPE 160</p> <p>2. vérification des contraintes²</p> <p>a) <u>contrainte de flexion</u></p> $\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$ <p>$\sigma_{fx} = 1019.3 \text{ daN} / \text{cm}^2$</p> <p>b) <u>Contrainte de compression</u></p> $\sigma = \frac{G}{A}$ <p>$\sigma = 31.5 \text{ daN} / \text{cm}^2$</p> <p>c) les élancements</p> <ul style="list-style-type: none"> sous la combinaison (G + V_e) $\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot 1.75\sigma_{fx})$ $= 2088.44 \text{ kg} / \text{cm}^2$ $\leq \sigma_e$ <ul style="list-style-type: none"> sous la combinaison ($\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n$) $\frac{9}{8} \left(k \frac{4}{3} \sigma + k_d \cdot \frac{3}{2} \sigma_{fx} \right) =$ <p>$1828.7 \text{ kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_e$</p>

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 105

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 106

$$\frac{764.64}{0.5 \times 42940.9} + \frac{0.99 \times 1666.4}{0.76 \times 2649.09} = 0.86 < 1$$

condition vérifié

Tableau 1 : Comparaison des résultats

Conclusion :

L'Eurocode3 confirme que l'IPE160 est largement idéal pour le dimensionnement de potelet par apport au règlement CM66.

Chapitre V :
Calcul des Poteaux

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des poteaux, en utilisant le règlement eurocode3 pour le dimensionnement du poteau afin de comparer les résultats obtenu avec le règlement eurocode3 et les résultats obtenu en utilisant le règlement CM66.

1. Calcul de poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

Effet des charges verticales sur un portique

Charge permanentes :

- Couverture et accessoires de pose :.....17kg/m²
- Panne (IPE 140).....6.4 kg/m²
- Ferme10.2kg/m²
- Hauteur de poteau6 m
- Entre axe des portiques 5m

Poteau IPE 300

Poids totale : $G = 17+6.4+10.2 = 33.6 \text{ kg/m}^2$

$G = 33.6 \times 5 = 168 \text{ kg/ml}$

Effet de la neige :

$N = 68 \text{ kg/m}^2$

$N = 68 \times 5 = 340 \text{ kg /ml}$

2. Calcul du moment à la tête du Poteaux : ¹

$M = \frac{Q l^2}{4 (2k+3)}$ avec $k = \frac{I_t}{I_p} \times \frac{h}{l_t} = 9.18$

$M_G = \frac{Q l^2}{4 (2k+3)} = \frac{168 \times 16^2}{4(2 \times 9.18+3)} = 504 \text{ kg.m}$

$M_{Nn} = \frac{Q l^2}{4 (2k+3)} = \frac{340 \times 16^2}{4(2 \times 9.18+3)} = 1019 \text{ kg.m}$

Effet du vent

$V = 45 \text{ kg/m}^2$

Effort en tête des poteaux

$F = 45 \times 5 \times 6/2 = 675 \text{ kg}$

Moment en tête des poteaux

$M_v = F \times h/2 = 675 \times 6/2 = 2025 \text{ kg m}$

Les efforts verticaux

¹ Dahmani Iahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 218

$$N_v = \frac{675 \times 6}{16} = 253.12$$

3. Vérification des poteaux suivant l'Eurocode 3 :

Flexion composée :

Avec flambement ¹

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

Avec déversement ²

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,rd}} \leq 1$$

Combinaison les plus défavorable :

$$N_{sd} = N_{max} = 1.35 \times N_G + 1.35 (N_v + N_N)$$

$$N_G = \frac{G \times l}{2} = \frac{168 \times 16}{2} = 1344 \text{ kg}$$

$$N_N = \frac{V \times l}{2} = \frac{340 \times 16}{2} = 2720 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 1344 + 1.35 (253.2 + 2720) = 5828.22 \text{ kg} = 58.2 \text{ kn}$$

$$M_{y,sd} = M_{max} = 1.35 M_G + 1.35 (M_v + M_N)$$

$$M_{y,sd} = 1.35 \times 504 + 1.35 (2025 + 1019) = 4789.8 \text{ kg} = 47.8 \text{ kn}$$

Calcul de χ_{min}

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

flambement par rapport à l'axe fort Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \varepsilon} \sqrt{\beta_A} \quad 93.9 \varepsilon = \lambda_y \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1 et 2 et 3

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 221

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 221

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = 2h \sqrt{1 + \frac{0.4}{k}} = 2 \times 6 \sqrt{1 + \frac{0.4}{9.18}} = 12.25$$

$$\lambda_y = \frac{1225}{12.5} = 98$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{98}{93.9} \times 1 = 1.04$$

Courbe de flambement

$$h/b = 300 / 150 = 2 > 1.2 \quad t_f = 10.7 \leq 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y – y courbe de flambement α

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(1.04 - 0.2) + 1.04^2] = 1.129$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.129 + [1.129^2 - 1.04^2]^{0.5}} = 0.637$$

flambement par rapport a l'axe faible Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A} \quad 93.9 \epsilon = \lambda_y \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\beta_A = 1$ pour les classes 1 et 2 et 3

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{200}{3.35} = 59.7 \quad l_z = 2 \text{ m entre axe des lisse}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{59.7}{93.9} \times 1 = 0.63$$

Courbe de flambement

$$h/b = 300 / 150 = 2 > 1.2 \quad t_f = 7.4 \leq 40 \text{ mm}$$

axe de flambement Z – Z courbe de flambement b

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34(0.63 - 0.2) + 0.63^2] = 0.771$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.771 + [0.771^2 - 0.63^2]^{0.5}} = 0.822$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z) = \min(0.637 ; 0.822) = 0.637$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} \sqrt{\beta_A} \quad 93.9 \epsilon = \lambda_y \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Calcul de C_1 :

$$C_1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} \quad M_a < M_b \quad \text{Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé}$$

$$-1.0 \leq \Psi \leq 1.0$$

$$M_b = 47.8$$

$$M_a = M_{y,sd} (h=4) = \frac{47.8 \times 4}{6} = 31.86 \text{ kN.m}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{31.86}{47.8} = 0.67$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \times 0.67 + 0.52 \times 0.67^2 = 1.175 \leq 2.7$$

$$C_1 = 1.175$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{I_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{200/3.35}{(1.175)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.35}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 52.3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9E} \sqrt{\beta_A} = \frac{52.3}{93.9} \times 1 = 0.557$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les section laminées

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(0.557 - 0.2) + 0.557^2 \right] = 0.692$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.692 + [0.692^2 - 0.557^2]^{0.5}} = 0.906$$

Calcul des coefficients k :

Calcul des coefficients k_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_y \leq 0.90$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{31.86}{47.8} = 0.67$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7 \times 0.67 = 1.33$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.63 \times 1.33 - 0.15 = -0.02 < 0.9$$

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

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0.02) \times 58.2}{0.882 \times 53.8 \times 23.50} = 1.001 > 1 \quad \text{on prend } K_{LT} = 1.0$$

Calcul des coefficients k_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \cdot \delta \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.90$$

$\delta = 1$ pour les sections de classes 1 et 2 et 0 pour les sections de classe 3.

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} K_y \leq 1.5$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7 \Psi$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{47.8} = 0; \quad \beta_{My} = \beta_{M\Psi} = 1.8$$

$$\mu_y = 1.04 (2 \times 1.8 - 4) + \frac{(628.4 - 557.1)}{557.1} = -0.288 \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

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

$$K_y = 1 - \frac{(-0.288) \times 58.2}{0.637 \times 53.8 \times 23.50} = 1.02 \quad \text{avec } K_y \leq 1.5$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 2350}{1.1} = 1149.4 \text{ kn}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{628.4 \times 23.50}{1.1} = 13425 \text{ kn.cm} = 134.25 \text{ knm}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{58.2}{0.637 \times 1149.4} + \frac{1.02 \times 47.8}{134.25} = 0.44 < 1 \quad \text{condition vérifié}$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{58.2}{0.882 \times 1149.4} + \frac{1 \times 47.8}{0.906 \times 134.5} = 0.45 < 1 \quad \text{condition vérifié}$$

4. Comparaison du résultat des deux méthodes :

EUROCODE3	CM66
<p>Pour IPE 300</p> <p>1. Calcul du moment à la tête du Poteaux :</p> $M = \frac{Q l^2}{4(2k+3)} \text{ avec } k = \frac{I_t}{I_t} \times \frac{h}{I_p} = 9.18$ <p style="text-align: center;">Soit</p> $M_G = \frac{Q l^2}{4(2k+3)} = 504 \text{ kg.m}$ $M_{Nn} = \frac{Q l^2}{4(2k+3)} = 1019 \text{ kg.m}$ <p>2. Verification des Poteaux</p> <p>a) <u>Vérification au flambement :</u></p> $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$ $\frac{58.2}{0.637 \times 1149.4} + \frac{1.02 \times 47.8}{134.25} = 0.44 < 1$ <p>b) <u>Vérification au déversement</u></p> $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,rd}} \leq 1$ $\frac{58.2}{0.882 \times 1149.4} + \frac{1 \times 47.8}{0.906 \times 134.5} = 0.45 < 1$	<p>Pour IPE 300</p> <p>1. Calcul des moments a la tête du poteau¹</p> $M = \frac{Q L^2}{4(2k+3)}$ <p style="text-align: center;">Soit</p> $M_G = \frac{G L^2}{4(2k+3)} = 504 \text{ kgm}$ $M_N = \frac{N L^2}{4(2k+3)} = 1019 \text{ kgm}$ <p>2. Verification des Poteau</p> <p>a) <u>Contrainte de compression²</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $N = \frac{4}{3} N_G + \frac{17}{2} \left(\frac{N_N}{2} + N_V \right) = 4077.2 \text{ kg}$ $\sigma = \frac{N}{A} = 76 \text{ kg / cm}^2$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $N = N_G + \frac{N_N}{2} + N_V = 4054 \text{ kg}$ $\sigma = \frac{N}{A} = 75.4 \text{ kg / cm}^2$ <p>b) <u>Contrainte de flexion³</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $M = \frac{4}{3} M_G + \frac{17}{2} \left(\frac{M_N}{2} + M_V \right) = 4263 \text{ kgm}$ $\sigma_f = \frac{M_X}{W_X} = 766 \text{ kg / cm}^2$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $M = M_G + \frac{M_N}{2} + M_V = 4897 \text{ kg}$ $\sigma_f = \frac{M_X}{W_X} = 880 \text{ kg / cm}^2$ <p>c) <u>Effete du deversement⁴</u></p> $k_d = \frac{k_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5 K_{d0}} = 0.93 < 1$ <p style="text-align: center;">On prend</p> $k_d = 1.0$ <p>d) Flambement⁵</p>

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 148

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 151

³ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 152

⁴ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 152

⁵ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 153

	$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $\frac{4}{3}G + \frac{17}{2}\left(\frac{N_N}{2} + V_N\right)$ $\sigma = 76 \text{ kg / cm}^2$ $\sigma_f = 766 \text{ kg / cm}^2$ $\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) = 1022 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e$ <ul style="list-style-type: none"> • Sous la combinaison $G + \frac{N_e}{2} + V_e$ $\sigma = 75.4 \text{ kg / cm}^2$ $\sigma_f = 1176.5 \text{ kg / cm}^2$ $\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) = 1021 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e$
--	---

Tableau 1 : Comparaison des résultats

Conclusion:

L'eurocode3 nous donne des conditions largement vérifiés pour un dimensionnement d'un poteau en IPE300 par apport au règlement CM66.

Chapitre VI :
Calcul de base de
Poteaux

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul de base de poteaux, en utilisant le règlement eurocode3 .

1. Base du poteau :

La base du poteau au rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau, Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs .

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 encastés, 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 d prévoir quatre boulons d'encrage permettent de résister aux forces de poussés ascendante qui se produisent de montage. Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produisent dans le poteau mais aussi. et cela dans certains cas seulement, ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied de poteau.

Par application de la méthode cm66 on a dimensionné la plaque d'assise d'un poteau en IPE 360 sous l'action des charges suivantes :

Charge de compressionN = 59.44 KN = 5944 Kg

Effort de soulèvement N' = 32 KN= 3200 Kg

2. Surface d'appui de la plaque d'assise :¹

$$h_{pb} \geq \frac{N}{\sigma} = \frac{5944}{80} = 74.3 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la section du Poteau (IPE 360) et de

$h_c = 360$ mm et sa largeur est de $b_c = 170$ mm

pour des raisons constructives on adopte une platine de $46 \times 27 \text{ cm}^2$

$$h_{pb} = 46 \times 27 = 1242 \text{ cm}^2 \text{ danc}$$

$$h_{pb} > \frac{N}{\sigma} \quad 1242 \text{ cm}^2 > 74.3 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

3. Vérification a la contrainte de compression à la semelle de fondation :²

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} = \frac{5944}{1242} = 4.78 \text{ Kg / cm}^2 \ll 80$$

4. Epaisseur de la palatine :³

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 162

² Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 163

³ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 163

$$T \geq \mu \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 4.78}{2400}} = 3.86$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratique on opte pour une épaisseur de **t= 12 mm**

Diamètre des goujons :¹

Efforte de traction par goujon :

$$\frac{N'}{2} = \frac{3200}{2} = 1600 \text{ Kg}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7x gc}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} (L_1 + 6.4 r + 3.5L_2) \geq \frac{N'}{2}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7x 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250} \right)} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{N'}{2}$$

D'où l'on tire $\phi^2 - 3\phi - 375 \geq 0$

Soit $\phi = 17 \text{ mm}$

On choisit des tiges de diamètre de 20 mm pour lesquelles l'effort de traction admissible est de 3040 kg par tige.

¹ Lahlou DAHMANI, calcul des élément résistants d'une construction métallique ,Alger , 2009 ,page 163

Chapitre VII :

Calcul des assemblages

Introduction :

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul de des assemblages, en utilisant le règlement eurocode3 pour le dimensionnement de l'assemblage afin de comparer les résultats obtenu avec le règlement eurocode3 et les résultats obtenu en utilisant le règlement CM66.

1. Calcul des assemblages selon la eurocode3 :

1.1. Assemblage de rive :

L'assemblage est constitué de 10 boulons HR 10.9 de diamètre 18 mm.

La platine a une épaisseur de 30 mm et le coefficient de frottement $\mu = 0.3$.

Sachant que la poutre est en IPE 550 et poteau en IPE 360

Vérification d'assemblage a la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$M_{sd} = 139.16 \text{ KN}$

$V_{sd} = 57 \text{ KN}$

$N_{sd} = 60 \text{ KN}$

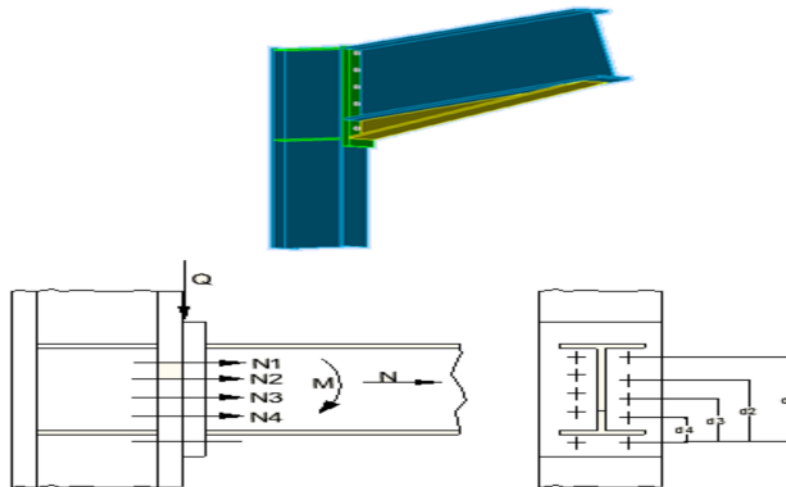


Figure 1 : assemblage de rive

1.1.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :¹

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.81$$

IPE 550

$t_{fb}=17.2\text{mm}$ $t_{wb}=11.1\text{mm}$; $b_b=210$

$h = 550 \text{ mm}$ $A = 134 \text{ cm}^2$

$d_1 = 640 \text{ mm}$ $\Sigma d_i = 1600 \text{ mm}$

$d_2 = 450 \text{ mm}$ $\Sigma d_i^2 = 750600 \text{ mm}^2$

$d_3 = 320 \text{ mm}$

$d_4 = 190 \text{ mm}$

¹ Dahmani Iahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 286

Effort de précontrainte dans le boulon¹

$$F_p = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 18m :

$A_s=192 \text{ mm}^2$; $f_{ub}=1000\text{N/mm}^2$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4\text{KN} \rightarrow \text{Pour un boulon.}$$

1.1.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :²

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n =est le nombre de boulon dans une rangée horizontale →n=2

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 134.4 \times 750600}{640} = 315.252 \text{ KN.m}$$

Vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{Rd}=315.252 > M_{sd}=139.16\text{KN} \rightarrow \text{ok}$$

Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{134.4}{1.25} = 32.25 \text{ KN}$$

- $K_s= 1.0$ Trou normale (Art. 6.5.8.1 – EC3)
- $m=1$ un plan de frottement
- $\mu=0.3$ coefficient de frottement classe (Art. 6.5.8.3 – EC3)
- $F_p=134.4\text{KN}$ force de précontrainte par boulon

Effort tranchant par boulon :

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{57}{10} = 5.7 \text{ KN}$$

$$V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 5.7\text{KN} < 32.25\text{KN} \rightarrow \text{Ok}$$

Remarque :

¹ Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 288

² Dahmani lahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 288

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

1.2. Assemblage de faitage :¹

L'assemblage est constitué de 10 boulons HR 10.9 de diamètre 16 mm

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$

Epaisseur de platine est 25 mm

L'assemblage est sollicité par les efforts suivant :

$M_{sd} = 75.77 \text{ KN}$

$V_{sd} = 8 \text{ KN}$

$N_{sd} = 36 \text{ KN}$

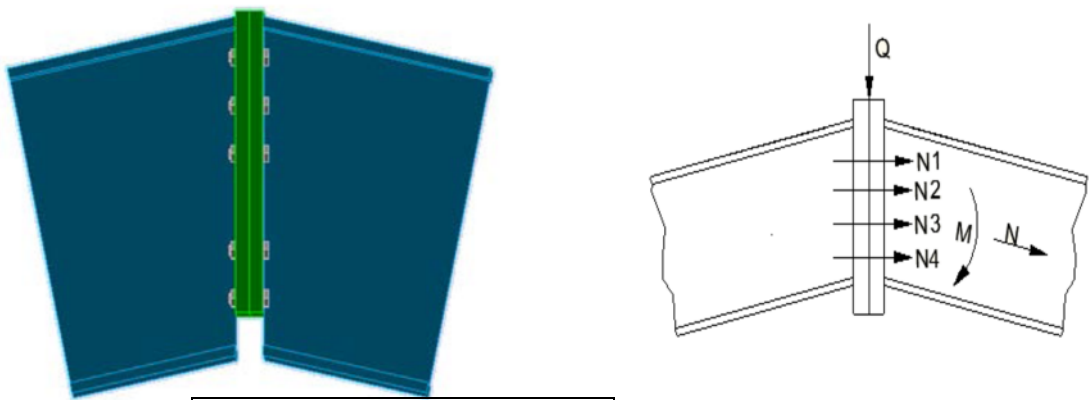


Figure2: assemblage de faitage

1.2.1. Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.81$$

IPE 550

$t_{fb} = 17.2 \text{ mm}$

$t_{wb} = 11.1 \text{ mm ;}$

$b_b = 210$

$h = 550 \text{ mm}$

$A = 134 \text{ cm}^2$

$d_1 = 400 \text{ mm}$

$\Sigma d_i = 1040 \text{ mm}$

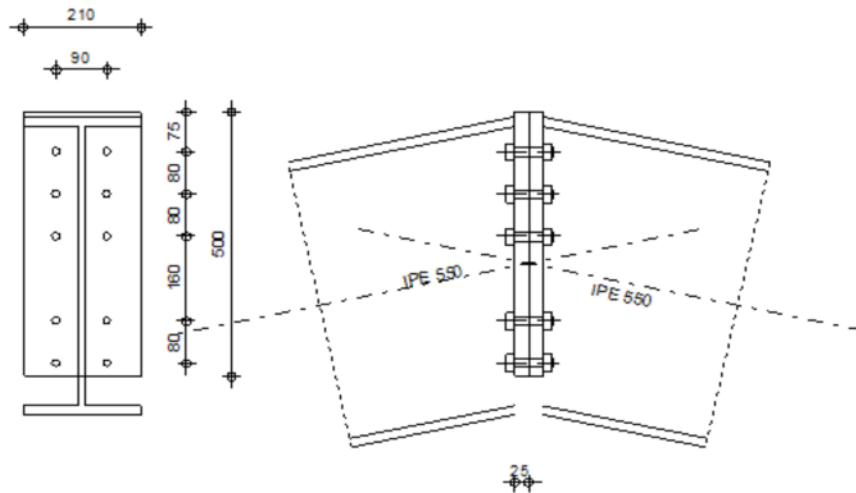
$d_2 = 320 \text{ mm}$

$\Sigma d_i^2 = 326400 \text{ mm}^2$

$d_3 = 240 \text{ mm}$

$d_4 = 80 \text{ mm}$

¹ Dahmani Iahlou , calcul des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 , page 293



Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 f_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 20m :

$$A_s = 192 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134.4 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour un boulon.}$$

1.2.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $\rightarrow n=2$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 134.4 \times 326400 \times 10^3}{400} = 219.34 \text{ KN.m}$$

Vérification de la résistance de l'assemblage

$$M_{Rd} = 219.34 > M_{sd} = 75.97 \text{ KN} \rightarrow \text{ok}$$

Vérification de la résistance au cisaillement

- Effort résistant par boulon

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{134.4}{1.25} = 32.25 \text{ KN}$$

- $K_s = 1.0$ Trou normale
- $m = 1$ un plan de frottement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement classe b
- $F_p = 13.4 \text{ KN}$ force de précontrainte par boulon

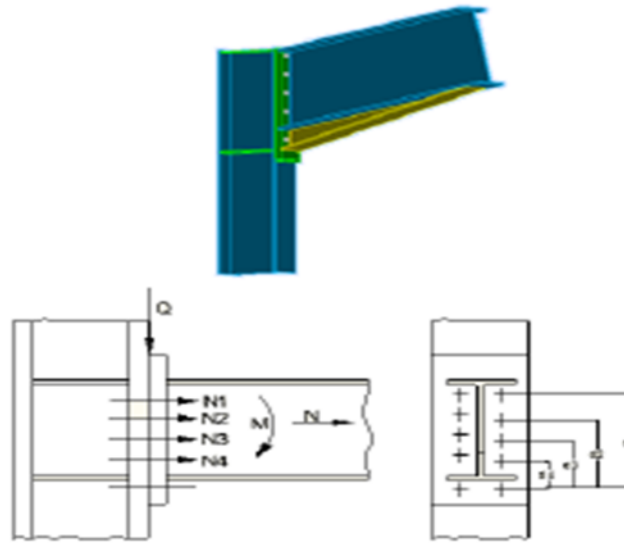
Effort tranchant par boulon :

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{8}{10} = 0.8 \text{ KN}$$

$$V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 0.8 \text{ KN} < 32.25 \text{ KN} \rightarrow \text{Ok}$$

2. Calcule des assemblages selon CM66 :¹

calcul de l'assemblage poutre/poteau :



Soit un assemblage poutre/poteau sollicité par :

- Un moment fléchissant $M = 13916 \text{ daN.m}$
- Un effort tranchant $Q = 57 \text{ KN}$
- Un effort normal $N = 60 \text{ KN}$

Et constitué de 10 boulons HR positionnés selon la figure 18

- Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$
- Epaisseur platine : 30mm

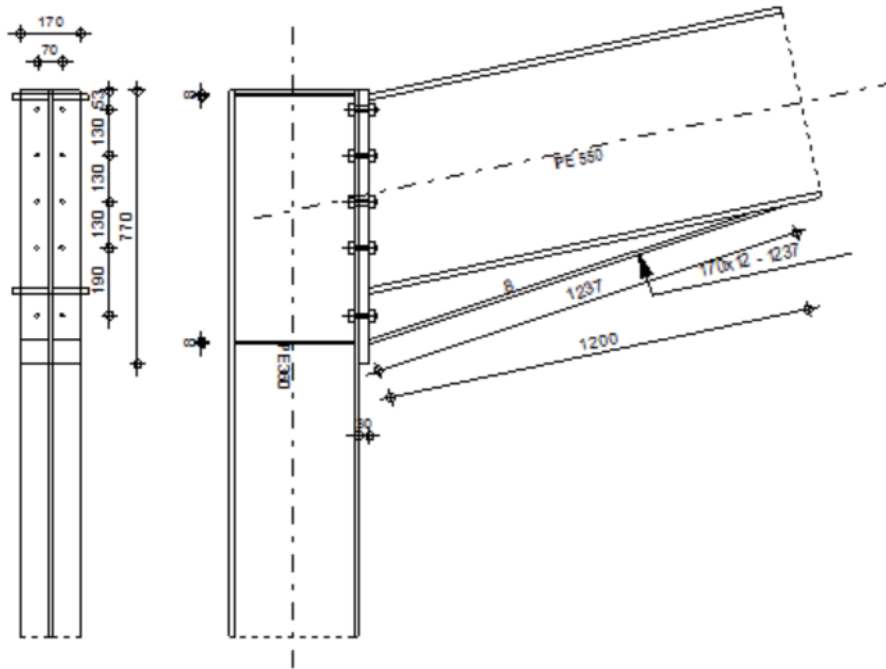
On va déterminer le diamètre des boulons, sachant que la poutre est un IPE 550 et le poteau un IPE 360.

- Vérification de l'assemblage sous M et N :

IPE 550 :

$b = 210 \text{ mm}$	$h = 550 \text{ mm}$
$e_a = 11,1 \text{ mm}$	$h' = 533 \text{ mm}$
$e_s = 17,2 \text{ mm}$	$A = 134 \text{ cm}^2$

¹ Ziad Soulaïman. Gestion du projet : conception d'un hangar en charpente métallique. Mécanique [physics.med-ph]. 2011.



Moment extérieur :

$$M_e = M + \frac{N h_{x \text{ bes}}}{A} = 14778 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Efforts dans les boulons :

La zone tendue est définie par x

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 74.8 \text{ mm}$$

La ligne inférieure de boulons étant située en zone comprimée, il reste donc 8 boulons sollicités en traction.

$$d_1 = 64 \text{ cm}$$

$$d_2 = 45 \text{ cm}$$

$$d_3 = 32 \text{ cm}$$

$$d_4 = 19 \text{ cm}$$

$$\Sigma d_i = 160 \text{ cm}$$

$$\Sigma d_i^2 = 7506 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$N_i = \frac{M_e \cdot d_i}{\Sigma d_i^2} \Rightarrow N_1 = \frac{14778 \times 0.64}{7506 \times 10^{-4}} = 12605 \text{ daN}$$

Et par suite on obtient :

$$N_2 = 8860 \text{ daN}$$

$$N_3 = 6300 \text{ daN}$$

$$N_4 = 3740 \text{ daN}$$

$$\Sigma N_i = 31505 \text{ daN}$$

Il faut que $N_i \leq 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$; soit :

- Pour les boulons HR 10.9 :

$$A_s \geq 175 \text{ mm}^2 \quad \text{soit diamètre 18mm}$$

- Pour les boulons HR 8.8 :

$$A_s \geq 247 \text{ mm}^2 \quad \text{soit diamètre 22mm}$$

- Vérification de l'effort de compression :

$$\Sigma N_i \leq e_s \left(b + \sqrt{b_{ea}} \right) \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right)$$

$$31505 \leq 88958 \text{ daN}$$

- Vérification de l'assemblage sous Q :

L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = \frac{5700}{10} = 570 \text{ daN}$$

Et il faut vérifier que $Q_1 \leq 1,1 \cdot PV$

- boulons HR 10.9, diamètre 18 mm

$$PV = 0,8 \times 192 \times 90 = 13824 \text{ daN}$$

$$Q_1 = 570 \leq 1,1 \times 13824 \times 0,3 = 4562 \text{ daN}$$

- boulons HR 8.8, diamètre 22 mm

$$PV = 0,8 \times 303 \times 64 = 15513,5 \text{ daN}$$

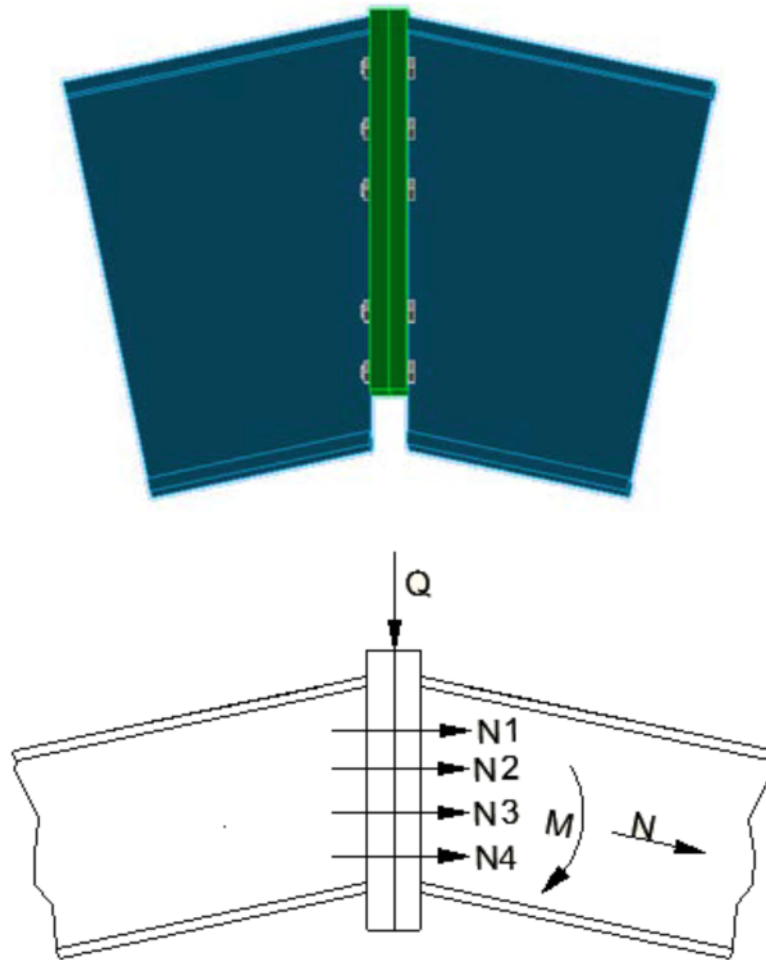
$$Q_1 = 570 \leq 1,1 \times 15513,5 \times 0,3 = 5119,5 \text{ daN}$$

- Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{Q_1}{de} = \frac{570}{18 \times 30} = 1.05 \text{ daN/mm}^2 < 4 \sigma_e$$

$$\frac{Q_1}{de} = \frac{570}{22 \times 30} = 0.86 \text{ daN/mm}^2 < 4 \sigma_e$$

Calcul de l'assemblage poutre/poutre:



Soit un assemblage par platine poutre/poutre sollicité par :

- Un moment fléchissant $M = 7597,87 \text{ daN.m}$
- Un effort tranchant $Q = 8 \text{ KN}$
- Un effort normal $N = 36 \text{ KN}$

Et constitué de 10 boulons HR positionnés selon la figure

- Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$
- Epaisseur platine : 25 mm

On va déterminer le diamètre des boulons, sachant que les poutres sont des profiles IPE 550.

- Vérification de l'assemblage sous M et N :

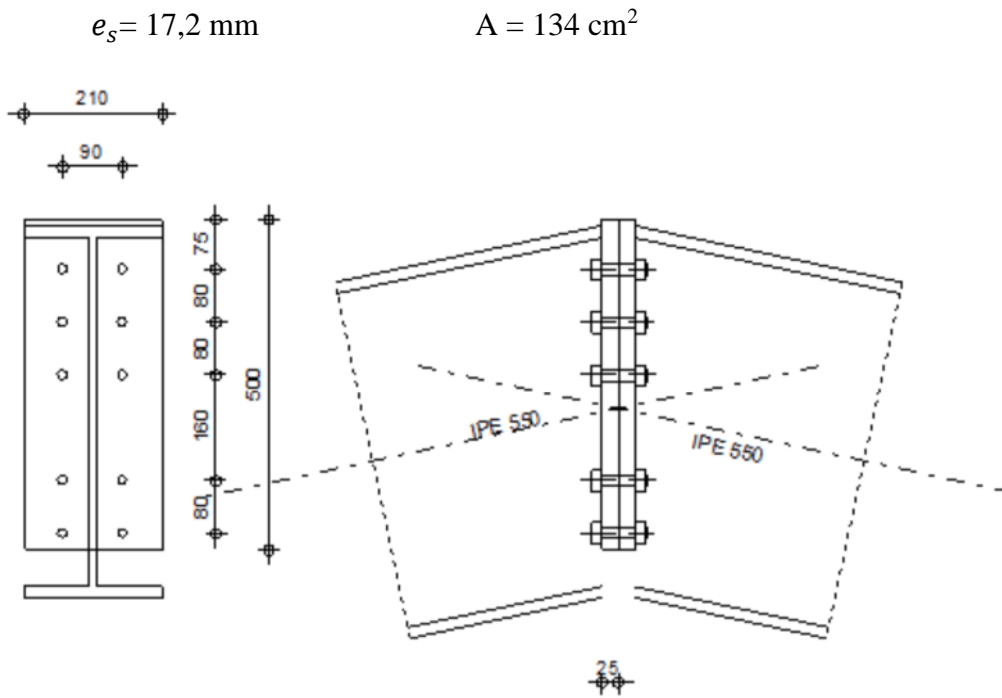
IPE 550 :

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$e_a = 11,1 \text{ mm}$$

$$h' = 533 \text{ mm}$$



- Moment extérieur :

$$M_e = M + \frac{N h_{x \text{ bes}}}{A} = 8115,08 \text{ daN.m}$$

- Efforts dans les boulons :

La zone tendue est définie par x :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 74.8 \text{ mm}$$

La ligne inférieure de boulons étant située en zone comprimée, il reste donc 8 boulons sollicités en traction.

$$d_1 = 40 \text{ cm}$$

$$d_2 = 32 \text{ cm} \quad \Sigma d_i = 104 \text{ cm}$$

$$d_3 = 24 \text{ cm} \quad \Sigma d_i^2 = 3264 \text{ cm}^2$$

$$d_4 = 8 \text{ cm}$$

D'où :

$$N_i = \frac{M_e \cdot d_i}{\Sigma d_i^2} \quad \Rightarrow \quad N_1 = \frac{8115,08 \times 0,4}{3264 \times 10^{-4}} = 9944 \text{ daN}$$

Et par suite on obtient :

$$N_2 = 7936 \text{ daN}$$

$$N_3 = 4652 \text{ daN}$$

$$N_4 = 1984 \text{ daN}$$

$$\Sigma N_i = 24516 \text{ daN}$$

Il faut que $N_i \leq 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$; soit :

- Pour les boulons HR 10.9 :

$$A_s \geq 138 \text{ mm}^2 \text{ soit diamètre } 16\text{mm}$$

- Pour les boulons HR 8.8 :

$$A_s \geq 194 \text{ mm}^2 \text{ soit diamètre } 18\text{mm}$$

- Vérification de l'effort de compression :

$$\Sigma N_i \leq e_s (b + \sqrt{b_{ea}}) \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right)$$

$$24516 \leq 91665 \text{ daN}$$

- Vérification de l'assemblage sous Q :

L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} = \frac{800}{10} = 80 \text{ daN}$$

Et il faut vérifier que $Q_1 \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu$

- boulons HR 10.9, diamètre 16 mm

$$P_v = 0,8 \times 157 \times 90 = 11304 \text{ daN}$$

$$Q_1 = 80 \leq 1,1 \times 11304 \times 0,3 = 3730 \text{ daN}$$

- boulons HR 8.8, diamètre 18 mm

$$P_v = 0,8 \times 192 \times 64 = 9830,4 \text{ daN}$$

$$Q_1 = 80 \leq 1,1 \times 9830,4 \times 0,3 = 3244 \text{ daN}$$

- Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{Q_1}{de} = \frac{80}{16 \times 25} = 0,2 \text{ daN /mm}^2 < 4 \sigma_e$$

$$\frac{Q_1}{de} = \frac{80}{22 \times 25} = 0,17 \text{ daN /mm}^2 < 4 \sigma_e$$

3. Comparaison du résultat des deux méthodes Eurocode3 et CM 66:

Eurocode 3	CM 66
<p>1) Calcule d'assemblage poutre / poteau Pour une poutre IPE 550 et poteau IPE 360</p> <p>a) Effort de précontrainte dans le boulon</p> $F_p = 0.7f_{ub} \times A_s = 134.4KN$ <p>b) Vérification de la résistance de l'assemblage</p> $M_{Rd} = 315.252 > M_{sd} = 139.16KN \rightarrow ok$ <p>c) Vérification de la résistance au cisaillement</p> $V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 5.7KN < 32.25KN \rightarrow Ok$ <p>2) Calcule d'assemblage poutre / poutre Pour les poutres IPE 550</p> <p>a) Effort de précontrainte dans le boulon</p> $F_p = 0.7f_{ub} \times A_s = 134.4KN$ <p>b) Vérification de la résistance de l'assemblage</p> $M_{Rd} = 219.34 > M_{sd} = 75.97KN \rightarrow ok$ <p>c) Vérification de la résistance au cisaillement</p> $V_{pb} \leq V_{Rd} \rightarrow 0.8KN < 32.25KN \rightarrow Ok$	<p>1. Calcule d'assemblage poutre / poteau Pour une poutre IPE 550 et poteau IPE 360</p> <p>a) Vérification d'assemblage sous M et N</p> <ul style="list-style-type: none"> • Moment extérieur $M_e = M + \frac{Nh_{bes}}{A} = 14778 \text{ daN.m}$ <ul style="list-style-type: none"> • Efforts dans les boulons $\Sigma N_i = 31505 \text{ daN}$ $N_1 \leq 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$ <p>✓ Pour les boulons HR 10.9</p> $A_s \geq 175 \text{ mm}^2$ <p>✓ Pour les boulons HR 8.8</p> $A_s \geq 247 \text{ mm}^2$ <ul style="list-style-type: none"> • Vérification de l'effort de compression $\Sigma N_i \leq e_s \left(b + \sqrt{b_{ea}} \right) \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right)$ $31550 \leq 88958 \text{ daN}$ <p>b) Vérification d'assemblage sous Q</p> <ul style="list-style-type: none"> • <u>L'effort tranchant sollicitant un boulon</u> $Q_1 = \frac{Q}{n} = 570 \text{ daN}$ <p>✓ Pour les boulons HR 10.9</p> $P_v = 13824 \text{ daN}$ $Q_1 \leq 1.1 P_v \dots\dots\dots ok$ <p>✓ Pour les boulons HR 8.8</p> $P_v = 15513.5 \text{ daN}$ $Q_1 \leq 1.1 P_v \dots\dots\dots ok$ <ul style="list-style-type: none"> • <u>Vérification de la pression diamétrale</u> <p>✓ Pour diamètre 18</p> $\frac{Q_1}{de} = 1.05 \text{ daN/mm}^2 < 4 \sigma_e$ <p>✓ Pour diamètre 22</p> $\frac{Q_1}{de} = 0.86 \text{ daN/mm}^2 < 4 \sigma_e$

- 2) **Calcul d'assemblage poutre / poutre**
 Pour les poutre IPE 550
- a) **Vérification d'assemblage sous M et N**
- Moment extérieur
- $$M_e = M + \frac{Nh_{bes}}{A} = 8115.08 \text{ daN} \cdot \text{m}$$
- Efforts dans les boulons
- $$\Sigma N_i = 24516 \text{ daN}$$
- $$N_1 \leq 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$
- ✓ Pour les boulons HR 10.9
- $$A_s \geq 138 \text{ mm}^2$$
- ✓ Pour les boulons HR 8.8
- $$A_s \geq 194 \text{ mm}^2$$
- Vérification de l'effort de compression
- $$\Sigma N_i \leq e_s (b + \sqrt{b_{ea}}) \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right)$$
- $$24516 \leq 91665 \text{ daN}$$
- b) **Vérification d'assemblage sous Q**
- L'effort tranchant sollicitant un boulon
- vaut
- $$Q_1 = \frac{Q}{n} = 80 \text{ daN}$$
- ✓ Pour les boulons HR 10.9
- $$P_v = 13824 \text{ daN}$$
- $$Q_1 \leq 1.1 P_v \dots\dots\dots \text{ok}$$
- ✓ Pour les boulons HR 8.8
- $$P_v = 15513.5 \text{ daN}$$
- $$Q_1 \leq 1.1 P_v \dots\dots\dots \text{ok}$$
- Vérification de la pression diamétrale
- ✓ Pour diamètre 16
- $$\frac{Q_1}{de} = 0.2 \text{ daN / mm}^2 < 4 \sigma_e$$
- ✓ Pour diamètre 28
- $$\frac{Q_1}{de} = 0.17 \text{ daN / mm}^2 < 4 \sigma_e$$

Tableau 1 : Comparaison des résultats

Conclusion :

Pour les assemblages, l'Eurocode3 bénéficie des progrès et des connaissances et permet de traiter un assemblage comme un ensemble de composantes et améliorant sa caractérisation en terme de rigidité et de résistance.

Le domaine d'application s'étend aux assemblages à comportement semi rigide et peut conduire à des conceptions de détail plus simple et plus économique.

Conclusion générale

Mon travail de fin d'étude était pour moi l'occasion d'approfondir mes connaissances au niveau du calcul manuel des structures métallique et la prise en considération des normes en vigueur,

Les spécifications indiquées dans l'Eurocode3 et le CM66 partagent un noyau inspiré de théories similaires .Cependant leurs politiques de vérification des éléments en acier sont très différentes.

L'approche de l'Eurocode3 est la plus complexe des deux : chaque comportement pouvant affecter une barre est clairement défini et vérifié par plusieurs méthodes. Grâce à sa transparence à l'égard des différents comportements, l Eurocode3 aide à mieux optimiser une structure mais présente des difficultés de calcul à la main.

En général l'Eurocode3 donne toujours des sections plus petites que CM66 par ce que on fait travailler l'acier au maximum, c'est-à-dire avec les charges ultimes, par contre Cm66 c'est une méthode élastique et les sections trouvées sont toujours excessives.

Sur le coté économique on peut dire que l'Eurocode3 est le règlement le plus adéquat par apport au Cm66, et vis vers ça sur le coté de sécurité le règlement CM66 est le plus appliqué.

Bibliographie

Livre :

- Dahmani lahlou , calcule des éléments de construction métallique selon eurocode 3 , Alger ,2012 .
- Lahlou DAHMANI, calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Alger, 2009.
- Ziad Soulaïman. Gestion du projet : conception d'un hangar en charpente métallique. Mécanique [physics.med-ph]. 2011.

Site web utilisé :

- <https://www.lemoniteur.fr>
- <https://www.icab.fr>
- eprints2.insa-strasbourg.fr

