

Chapitre V- Etude des éléments de la toiture métallique

V.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons concevoir et dimensionner les composants de la toiture du hall industriel ainsi que les fermes métalliques qui vont supporter cette toiture. La toiture se compose d'une couverture qui vient s'appuyer sur un ensemble de poutres parallèles placées perpendiculairement aux aux fermes, ces poutres , ces poutres s'appellent pannes.

V.2.Couverture :

Dans le domaine de la construction la couverture (ou couvert) désigne l'agencement de matériaux recouvrant un bâtiment pour le protéger des intempéries (même les murs sont concernés (chaperon). Le but est de protéger contre les pluies, les poussières, la neige poudreuse, etc. La couverture doit aussi résister aux contraintes mécaniques des vents violents (pression et arrachement). Elle fait partie du gros œuvre.

Considérée comme la cinquième façade du bâtiment, elle apporte aussi son cachet et contribue à l'esthétique de la construction.

V.2.1.Panneaux sandwichs :

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les quatre rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation thermique, l'isolation phonique et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux tôles en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante .Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse. Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.


Pour le présent projet, nous avons utilisé des panneaux sandwichs de modèle :ONDATHERM 1040 TSconstitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique en polyuréthane. Les deux peaux sont réalisées par l'acier S320 ($f_y=320$ MPa), elles sont revêtues par galvanisation à chaud suivie d'une couche de laque anti-corrosion organique mise sur la face interne.

- **Type** = Panneaux Sandwichs
- **Fabricant** : Société Française Haironville – Pab ; filiale du groupe Arcelor–Mittalsteel
- **Modèle** : ONDATHERM 1040 TS
- **Fiche Technique** :
 - Je choisis l'épaisseur : 60 mm


Les autres caractéristiques sont :

- Longueur = 16000 mm = 16 m
- Longueur = 1080 mm = 1.08m
- Poids = 13.7 kg / m²

(pour les locaux à très forte hygrométrie : ONDATHERM 1040 TH dans la documentation "HYGROMETRIE")



joint d'étanchéité à l'air en mousse PVC



Largeur utile : 1000

Largeur hors tout : 1080 mm

épaisseur nominale

CARACTERISTIQUE DU MATERIAU DE BASE			NORMES	
Nuance d'acier	Parement extérieur	S320GD	NF EN 10326	
	Parement intérieur	S280GD mini	NF EN 10326	
Type de protection	Galvanisé-Prélaqué		NF EN 10169-1 NF XP P34301	

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (+/-2 mm)					
		30	40	50	60	80	100
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,63 - 0,75					
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63					
	Largeur utile (+/- 5 mm)	1000 mm					
	Largeur hors tout (+/- 5 mm)	1080 mm					
	Longueur maximale hors tout (+/-5 mm)	16000 mm					
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm					
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3
ACOUSTIQUES	Isolément : Indice d'affaiblissement (60mm)	R _{rose} : 25 dB(A) - R _{roule} : 22dB(A) - RW [C,Ctr] : 25(-1;-3) dB					

CARACTERISTIQUES DE L'AME ISOLANTE - MOUSSE POLYURETHANE		30	40	50	60	80	100
Transmission thermique U _c (W/m ² .K)		0,76	0,58	0,47	0,40	0,30	0,24
Déperdition linéique ψ (W/m.K)		0,11	0,06	0,04	0,03	0,02	0,01

Extrait de la fiche technique de "Ondatherm 1040TS"

V.2.1.1.Vérification des panneaux de couverture :

-Les panneaux de couverture sont sollicités à la flexion simple sous les charges verticales du poids et des travaux de montage ou d'entretien. Aussi, l'action du vent descendant ou de soulèvement produit une flexion des panneaux de couverture. Dans ce cas de sollicitation, il faudra vérifier la résistance mécanique aux contraintes normales et la rigidité contre les grandes déformations.

- Le nombre d'appuis est égal au nombre des pannes dans un seul versant. Pour un espacement « a » de deux pannes égale à : $a = 1.5 \text{ m}$,
- Nombre d'appuis = 7 appuis,
- Nombre de travées = 6 travées.

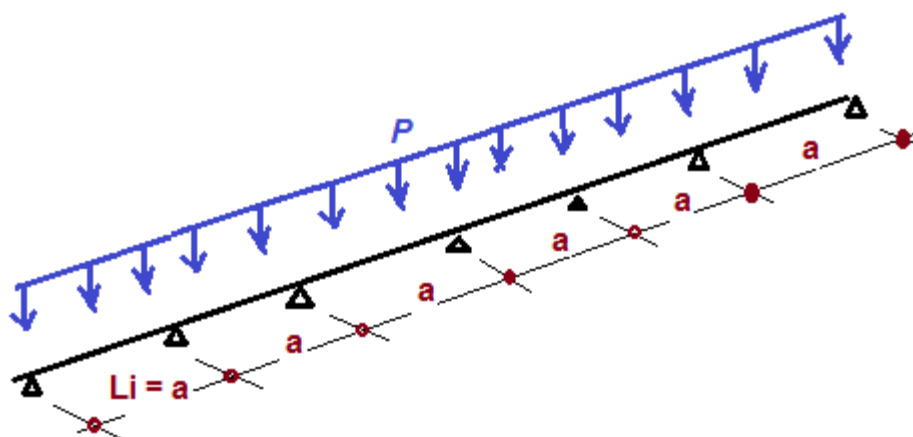


Figure.1-Schéma statique

de calcul d'un panneau de couverture

- Au lieu de refaire les calculs nous préférons utiliser directement le **tableau d'utilisation** dans la fiche Technique des couvertures ONDATHEM 1040 TS, Ce tableau exige de vérifier la condition suivante : $P_{\max} \leq P_{\text{adm}}$

P_{adm} : Valeur de la charge maximale admissible donnée par le tableau, en daN/m^2

P_{\max} : Charge maximale sur la couverture pour (1m^2).

P_{\max} = La grande valeur parmi les combinaisons suivantes :

$$P = 1.35G + 1.5Q = 168.5 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5S = 18.5 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5Q + W_{\downarrow} = 220.8 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5S + W_{\downarrow} = 70.8 \text{ daN/m}^2$$

$$P = G - 1.5W_{\uparrow} = -170.5 \text{ daN/m}^2$$

- $P_{\max} = 220.8 \text{ daN/m}^2$ donc :

- La valeur P_{adm} la plus proche donnée par la fiche technique est de : 240 daN/m^2
- Vérification : $P_{max} = 170.5 \leq P_{adm} = 240 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$,
- On note aussi que le tableau ne donne pas la Valeur P_{adm} pour notre cas, de portée $L=1.5\text{m}$ alors nous avons pris la valeur de P_{adm} de $L = 2 \text{ m}$, qui est la plus proche.

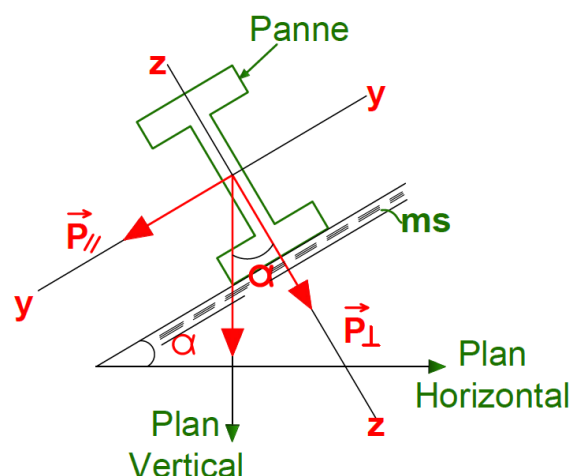
V.2.2. Conclusion :

- On peut utiliser nos panneaux de couverture sans aucun problème de sécurité et de mauvaise rigidité.
- Les panneaux Ondatherm avec un espacement d'appuis de 1.5 m sont alors admis.

V.3. Etude des pannes :

V.3.1. Introduction :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I ou en U ». Elles sont soumises à la flexion biaxiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux membrures supérieures des fermes principales porteuses de la toiture (ms).



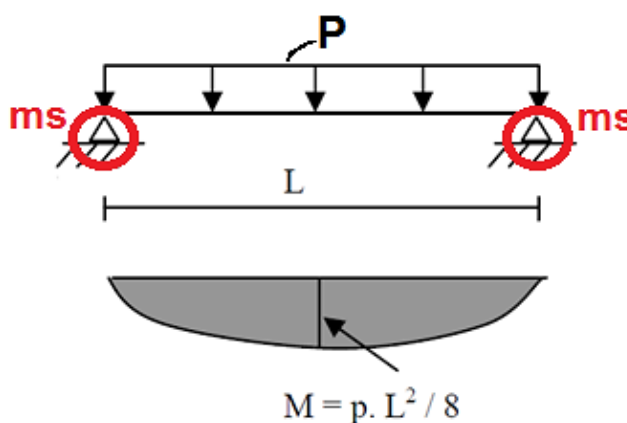
V.3.2. Conception des pannes :

Les pannes sont constituées des profilés laminés à chaud de type **IPE** en acier ordinaire type **S 235** ($f_y = 235 \text{ MPa}$). Elles sont disposées parallèlement aux lignes de la toiture de façon inclinée sur les fermes principales.

V.3.3. Schéma statique :

Une panne sera simplement appuyée sur 2 fermes, sa portée "L" est donc égale à l'espacement des fermes, son schéma statique est donné dans la figure suivante :

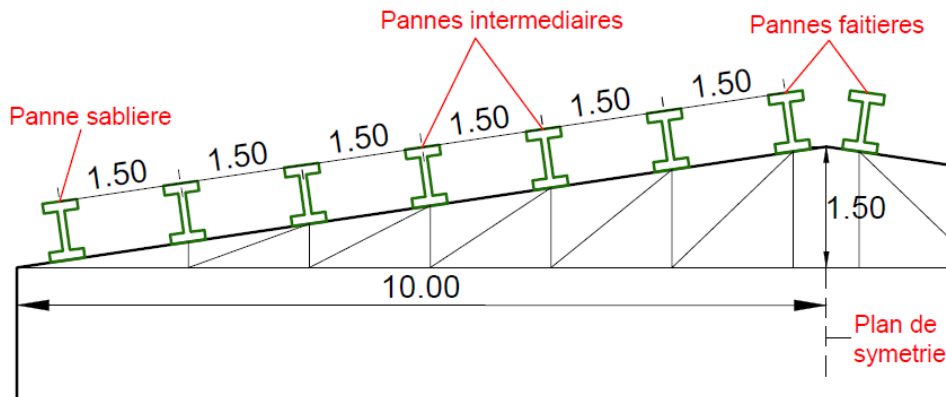
$$L = 5.25 \text{ m}$$



$$\vec{P} = \vec{P}_{\perp} + \vec{P}_{\parallel} ; \begin{cases} \vec{P}_{\perp} = P \cdot \cos \alpha \\ \vec{P}_{\parallel} = P \cdot \sin \alpha \end{cases}$$

On choisit des pannes isostatiques.

La pente est de 15% soit un angle d'inclinaison $\alpha = 8.5^{\circ}$; et pour un espacement de deux pannes : $a = 1.5$ m.



V.3.4. Le nombre des pannes :

$$n = \frac{L}{a} + 1 ; L = 10.11m, a = 1,5m$$

$$n = \frac{10.06}{1,5} + 1 = 7 \text{ pannes}$$

Pour un versant, on a 7 pannes.

V.3.5. Prédimensionnement des pannes

La section des pannes :

- La panne est isostatique de type laminés à chaud alors :

$$h = \left(\frac{l}{30} \div \frac{l}{35} \right) \quad \text{Avec } l = 5.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{5250}{30} = 175mm, \frac{5250}{35} = 150mm \quad (\text{Livre de Mr Hirt, volume 11 du traité TGC p 230}).$$

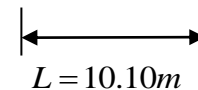
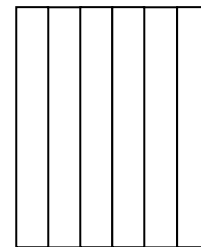
$h = 150$ à 175 mm ; Soit un **IPE 160** ; $h = 160$ mm

$P_p = 15.8$ daN/m ; $A = 20.1$ cm² ; $W_y = 108.7$ cm³ ; $W_z = 16.66$ cm³

$I_y = 869.3$ cm⁴ ; $I_z = 68.31$ cm⁴ ; $W_{pl,z} = 26.1$ cm³ ; $W_{pl,y} = 123.9$ cm³

$t_f = 7.4$; $t_w = 5$; $b = 82$.

$$a = 1,5m$$



$$L = 10.10m$$

V.3.6. Evaluation des charges :

$$g = G \times (2x_a / 2)$$

$$q = Q \times (2x_a / 2)$$

$$s = S \times (2x_a / 2) \text{ , en daN/m}$$

$$w_{\downarrow} = W_{\downarrow} \times (2x_a / 2) \text{ , en daN/m}$$

$$w_{\uparrow} = W_{\uparrow} \times (2x_a / 2) \text{ , en daN/m}$$

- Charges permanentes "g" :

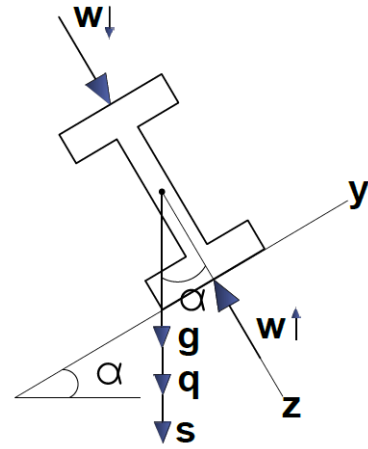
$$g = P_c + P_p + P_{acc}$$

$$P_c = \text{poids de couverture ; } P_c = 13.7 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

$$P_p = \text{poids propre ; } P_p = 15.8 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

$$P_{acc} = \text{poids des accessoires de pose. } P_{acc} = 5\% \cdot g$$

$$g = 1.05 (P_c \times x_a + P_p) = 1.05 (13.7 \times 1.5 + 15.8) = 38.2 \text{ daN/m}$$



- ❖ La surcharge d'entretien "q":

Le DTR BC .2.2 propose une charge uniforme surfacique de 1 kN/m^2 .

Alors : $q = 100 \times 1.5 = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$; donc on va prendre la valeur maximale de la charge

d'entretien $q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$

- ❖ Pression du vent "V" :

$V = L$ 'étude des actions du vent a donné plusieurs valeurs de la pression V (N/m^2). On retient les deux plus grandes Valeurs pour les directions du vent V_1 et V_2 .

- Le Vent descendant $\rightarrow V = +52.31 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$$V_1 = +52.31 \times 1.5 = 78.46 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

- Le Vent soulèvement $\rightarrow V = -126 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$$V_2 = -126 \times 1.5 = -189 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$$

- ❖ Charge de Neige "S":

$S = 3.1 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ elle sera négligée et remplacée par la surcharge q .

V.3.7. Combinaisons des charges pour retenir les charges pondérées et non pondérées les plus favorables :

Les combinaisons des charges suivantes pour les pannes autres que celles de rive ;

$S = 0$ donc on aura.

❖ Pour les ELU :

$$G - 1,5V_2 = 38.2 - 1.5 \times 189 = - 245.3 \frac{daN}{m}$$

$$1.35G + 1,5 Q + V_1 = 1.35 \times 38.2 + 1.5 \times 100 + 78.46 = 280 \frac{daN}{m}$$

$$1.35G + 1.5 V_1 + Q = 1.35 \times 38.2 + 1.5 \times 78.46 + 100 = 269.3 \frac{daN}{m}$$

- La combinaison la plus défavorable pour vérifier les conditions de résistance est la 2^{ème} combinaison $Q_1 = 280 \frac{daN}{m}$

❖ Pour l'ELS de flèche :

$$G + Q + V_1 = 38.2 + 100 + 78.46 = 216.4 \frac{daN}{m}$$

$$G - V_2 = 38.2 - 189 = - 150.8 \frac{daN}{m}$$

- La combinaison la plus défavorable pour vérifier les conditions de flèche donne la charge $Q = 216.4 \frac{daN}{m}$.

V.3.8. Analyse statique :**V.3.8.1. Calcul de la flèche**

pour la flexion dans le plan (x ; z) :

$$P_z = Q \times \cos \alpha = 216.4 \times \cos 8.5 = 214 \frac{daN}{m}$$

pour la flexion dans le plan (x ; y) :

$$P_y = Q \times \sin \alpha = 216.4 \times \sin 8.5 = 32 \frac{daN}{m}$$

- Section dangereuse pour M_y et M_z ; $x = l/2$

$$M_y = \frac{P_z \times l^2}{8} = \frac{214 \times 5.25^2}{8} = 737.3 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{P_y \times l^2}{8} = \frac{32 \times 5.25^2}{8} = 110.25 \text{ daN.m}$$

- Section dangereuse pour V_y et V_z : $x = 0$; $x = l$

$$V_z = \frac{P_z \times l}{2} = \frac{214 \times 5.25}{2} = 561.75 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{P_y \times l}{2} = \frac{32 \times 5.25}{2} = 84 \text{ daN}$$

▪ flèche maximale : $x = l/2$

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{P_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{214 \times 10^{-2} \times 5.25^4}{2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.21 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{P_y \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \frac{32 \times 10^{-2} \times 5.25^4}{2.1 \times 10^6 \times 68.31} = 2.20 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_1^2 + f_2^2} = \sqrt{(1.21)^2 + (2.20)^2} = 2.51 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{525}{200} = 2.625 \text{ cm}$$

Vérifications :

$$f_1 < f_{ad} \text{ (C.V)}$$

$$f_2 < f_{ad} \text{ (C.V)} \text{ et } f < f_{ad} \text{ (C.V)}$$

V.3.8.2. Vérifications des contraintes σ et τ (le calcul est mené en élasticité) :

Calcul du moment statique des profilés :

$$S = \frac{1}{2} W_{pl} \quad \text{donc} \quad S_y = \frac{1}{2} W_{pl.y} = 61.95 \text{ cm}^3 \quad S_z = \frac{1}{2} W_{pl.z} = 13.05 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{P_z \cdot l^2 / 8}{W_y} + \frac{P_y \cdot l^2 / 8}{W_z}$$

$$\sigma = \frac{214 \times 525^2}{8 \times 108.7} + \frac{32 \times 525^2}{8 \times 16.66} = 67.82 + 66.17 = 134 \text{ Mpa}$$

$$\tau_z = \frac{(P_z \times l / 2) \times S_y}{I_y \times t_w} = \frac{(214 \times 525 / 2) \times 61.95}{869.3 \times 5} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$\tau_y = \frac{(P_y \times l / 2) \times S_z}{I_z \times h} = \frac{(32 \times 525 / 2) \times 13.05}{68.31 \times 160} = 0.058 \approx 0 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} = \sqrt{0.2^2 + 0.058^2} = 0.2 \text{ MPa}$$

Vérification :

- Résistance à $\sigma = 134 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = f_y = 235 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

- Résistance à $\tau = 0.2 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 136 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

V.3.8.3. Condition de non déversement :

Calcul moment sollicitant :

Pour vérifier le déversement, on utilise la charge de soulèvement donnée par : **(G-1.5V)**

C'est : $P = 245.3 \text{ daN/m}$

$$\text{donc : } M_{.sd} = P \frac{L^2}{8} = 245.3 \times \frac{(5.25)^2}{8} = 845.1 \text{ daN.m}$$

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis de déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right\} \text{ pour les sections de classe 1}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} \right)}$$

X_{LT} : facteur de déversement

Avec:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profils laminés

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{plx} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \times I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \times G \times I_t}{I_y \pi^2 \times E \times I_y}}$$

- $C_1 = 1,132$
- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de forte inertie = 869.3 cm^4
- I_t : moment d'inertie de torsion = $3,6 \text{ cm}^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement = $3,96 \times 10^3 \text{ cm}^6$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $L = 5.25 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{2.1 \times 10^6}{600^2} \times 68.31 \times \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(525^2) \times 8,08 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 338620.71 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{338620,71}} = 2,93$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{plx} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement : après simplification de la formule générale

$$M_{cr} = c_1 \pi^2 \frac{E \times I_z}{L_2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \times G \times I_t}{I_z \pi^2 \times E \times I_z}} \rightarrow (\text{annexe B page 145 CCM 97})$$

$c_1 = 1.132 \rightarrow$ (tableau B 1.2 page 144 CCM 97)

$I_z = 68.3 \text{ cm}^4$... moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 = 80800 \text{ MPa}$$

E et ν sont donnés dans le tableau 3.2 (page 15 CCM 97)

E - module d'élasticité longitudinale

ν - coefficient de poisson

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{338620,71}} = 2,93$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(2,93 - 0,2) + (2,93^2)] = 5,07$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\left[5,07 + \sqrt{5,07^2 - 2,93^2} \right]} = 0,108$$

$$M_{brd} = 0,108 \times 1 \times 123,9 \times \frac{23,5}{1,1} = 28,58 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 8.45 \text{ kN.m} < M_{brd} = 28,58 \text{ kN.m} \rightarrow$ donc la stabilité au déversement est vérifiée.

Conclusion :

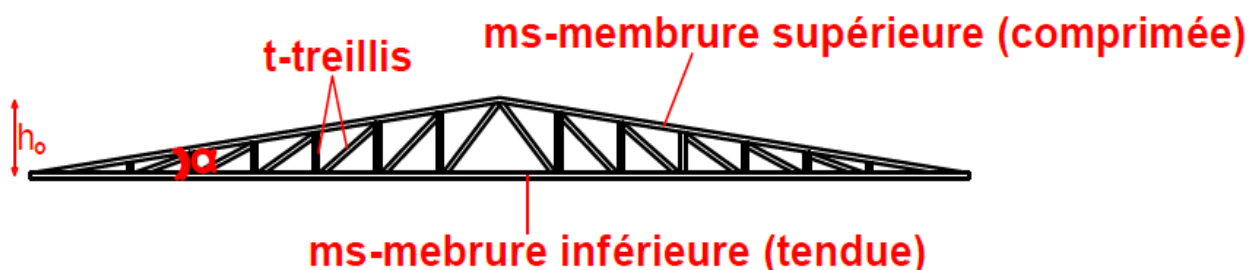
Les pannes IPE160 non de contreventement sont admises.

V.4. Etude des fermes métalliques :

V.4.1. Conception :

V.4.1.1. choix de la configuration :

On choisit une configuration triangulaire à deux versants symétriques, avec un treillis simple en N



h_0 - hauteur maximale à mi- portée, mesurée entre-axes.

Choix des Nœuds et des barres sur la membrure supérieure (**ms**) et pour la membrure inférieure (**mi**): on choisit de mettre un nœud au niveau de chaque panne.

$m_s = 15$ nœuds \rightarrow 14 barres

$m_i = 14$ nœuds \rightarrow 13 barres

V.4.1.2. Sections au profils :

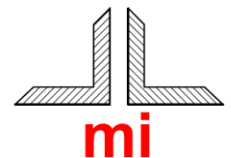
-Pour m_s et m_i :

On prend un profilé composé de **2 cornières identiques (2 L)** à ailes égales ou **demi-profilée IPE**.



-Pour les barres treillis (diagonales et montants) :

on prend **L** ou **2L** ou **fer plat** ou **fer U**.



V.4.1.3. Choix de la hauteur h_o maximale à mi-travée:

On utilise la formule empirique suivante donnée par le livre volume 11 du traité TGC de l'université de Lausanne en Suisse :

$$h_o = \left(\frac{\ell}{6} \text{ à } \frac{\ell}{12}\right); \frac{\ell}{12} = \frac{20}{12} = 1.66\text{m}$$

on prend : $h_o = 1.5$ m

VI.4.2. Pré dimensionnement des éléments de la ferme :

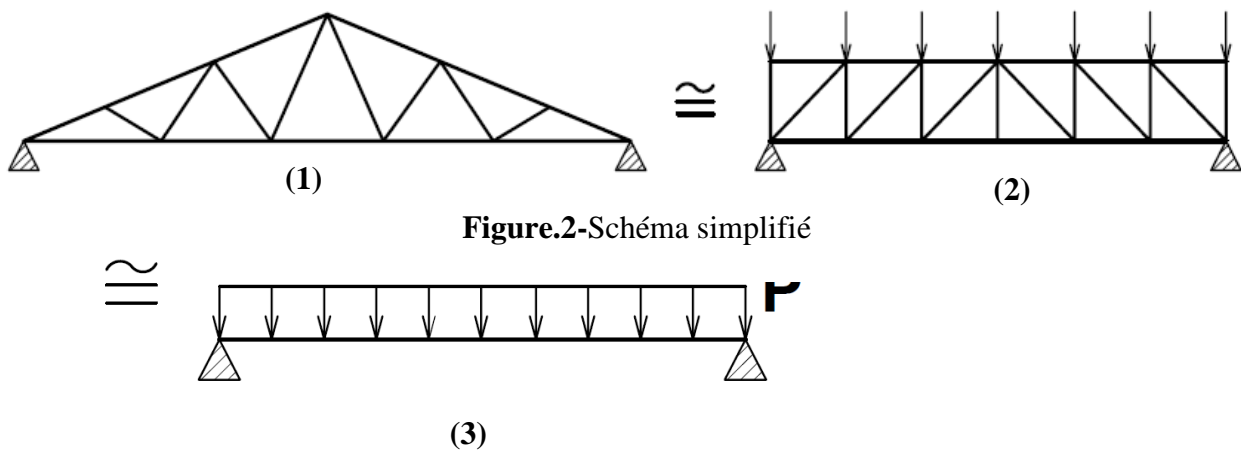


Figure.2-Schéma simplifié
Figure.3-Schéma équivalent : une poutre simple au lieu d'un système à plusieurs barres en treillis

L'inertie I des poutres 2

et 3 est constant donc:

$$I = \sum I_i = I_{m_s} + I_{m_i} + I_{treillis}$$

$$I_{m_s} = I_o + A_{m_s} \cdot \Delta^2$$

$$I_{treillis} \text{ est faible devant } I_{m_s} \text{ et } I_{m_i} \rightarrow I_{treillis} \approx 0$$

Si les 2 membrures (ms) et (mi) sont identiques, alors

$$\Delta = \overline{GG_s} = \overline{GG_i} = \frac{h_o}{2}$$

$$\text{donc } I_y = \left(I_o + A_{ms} \cdot \left(\frac{h_o}{2} \right)^2 \right) \times 2$$

pour le pré dimensionnement, on prend $I_o = 0$

$$I_y = A_{ms} \cdot \frac{h_o^2}{2}$$

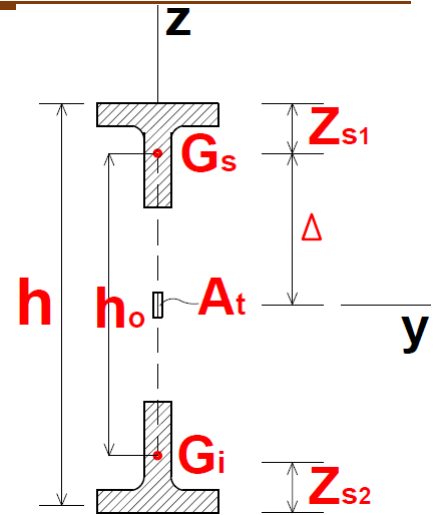
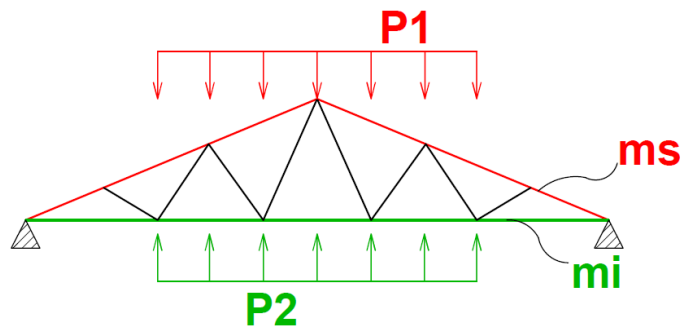


Figure.4-section d'une ferme

V.4.2.1.Choix des sections de membrures $A_{ms} = A_{mi}$



Sous P_1 , ms est comprimée, mi est tendue.

Sous P_2 , ms est tendue, mi est comprimée.

Le cas défavorable est la compression.

On limite alors l'élanement λ à $\lambda_{lim} = 50$ à 100

-Soit $\lambda_{lim} = 90$ ainsi on réduit le risque de flambement.

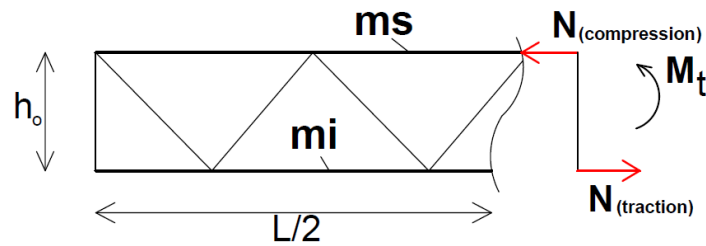
$f_y = 235$ (acier S235)

Le tableau page 213 des règles CM66 donne pour $\lambda = 90$, $k = 1.651$

La condition de stabilité est : $k \sigma = k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$ avec $\sigma_e = f_y = 235$ Mpa

$$A \geq k \frac{N}{\sigma_e}$$

-Calcul des N dans les barres :



$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8} = M_t = N \cdot h_o \Rightarrow N = \frac{M}{h_o} = \pm \frac{PL^2}{8h_o} \begin{matrix} + \text{ pour(mi): traction} \\ - \text{ pour(ms): compression} \end{matrix}$$

-Charge descendante P :

$$P = (1.35G + 1.5Q + W_{\downarrow}) \times a_1$$

$$G - \text{ poids toiture} = \sum \text{ poids couverture} + \text{ pannes} + \text{ ferme} + \text{ contreventement}$$

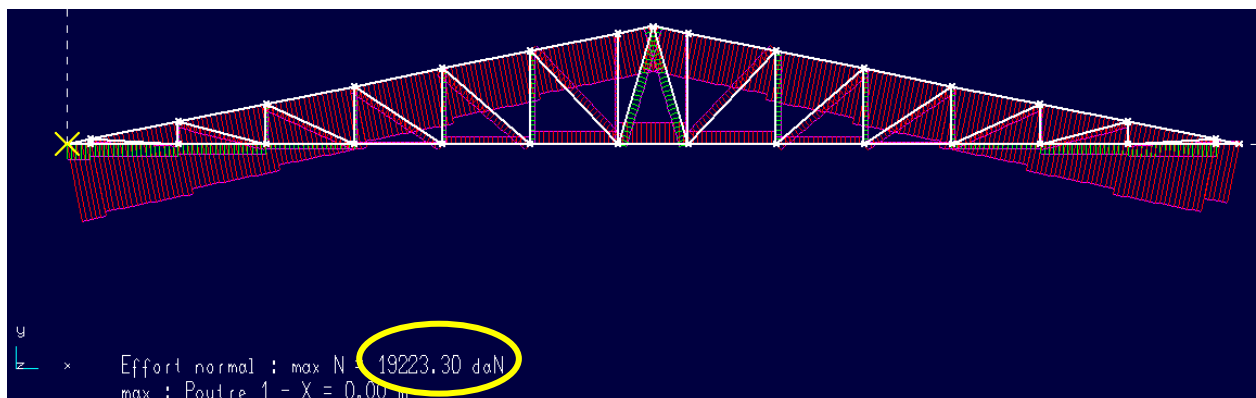
a₁ - espacement des fermes = 5.25m

- ⎧ poids (couverture + pannes + accessoires de pose) 38.2 daN/m²
- ⎧ ferme (poids forfaitaire-hall moyenne) 20 daN/m²
- ⎧ contreventement 5 daN/m²

Donc : G = 64 daN/m² Q = 100 daN/m² W_↓ = -126 daN/m²

→ P = 580 daN/m

$$\rightarrow N = \frac{580 \times 20^2}{8 \times 1.5} = 19334 \text{ daN}$$



- Par application du logiciel "Ossatures RDM6" sur cette structure plane à nœuds articulés, on détermine le plus grand effort N agissant dans la membrure (ms) : $N=19223$ daN

$$A \geq 1.651 \frac{19334}{2350} = 13.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \frac{1}{2} \text{ IPE240} (A=39.1 \text{ cm}^2)$$

V.4.2.2. Choix des sections de diagonales et montants :

$$N = \max(N_{\text{dia}} ; N_{\text{mon}}) = 2196.7 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{calcul par RDM6}$$

```

+-----+
| RDM 6 - Ossatures |
+-----+

Utilisateur : settou

Nom du projet : F E R M E 01
Date : 30 avril 2016

+-----+
| Résultats : Cas 1 |
+-----+

+-----+
| Efforts intérieurs [ daN daN.m ] |
+-----+

N = Effort normal    TY = Effort tranchant    MfZ = Moment fléchissant

ELE  ori      No      TYo      MfZo      dL (m)
     ext      Ne      TYe      MfZe
           TYmax    MfZmax

45  10      -580.0    -0.0      -0.0      -7.516E-05
     23      -580.0     0.0       0.0
46  23      2196.7    -0.0      -0.0      3.162E-04
     9       2196.7     0.0       0.0
47  9       2196.7    -0.0      -0.0      3.162E-04
     24      2196.7     0.0       0.0
48  24      -2101.5    -0.0      -0.0      -3.156E-04
     7      -2101.5     0.0       0.0

```

$$A \geq 1.651 \frac{2196.7}{2350} = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit une cornière } L60 \times 60 \times 6 (6.91 \text{ cm}^2)$$

V.4.3. Vérification rapide de notre pré dimensionnement :

Vérification de la condition de flèche :

$$\delta_v \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{L}{200} \text{ pour toiture métallique des halles.}$$

$$\frac{L}{200} = \frac{20000}{200} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

```

Nom du projet : F E R M E 01
Date : 30 avril 2016
+-----+
| Résultats : Cas 1 |
+-----+
+-----+
| Déplacements nodaux [ m, rad ] |
+-----+

Noeud      dx          dy          rotz

  1  0.000E+00  0.000E+00
  2  6.124E-04 -4.036E-03 -7.094E-03
  3  1.347E-03 -1.113E-02 -3.085E-03
  .....
  4  1.455E-03 -1.483E-02 24  9.460E-05 -1.847E-02
 25  2.118E-04 -1.855E-02
 26  2.763E-04 -1.810E-02
  .....
 31  5.979E-07 -3.692E-03  8.397E-03

Déplacement maximal sur x = 1.4552E-03 m [ Noeud 4 ]
Déplacement maximal sur y = 1.8546E-02 m [ Noeud 25 ]
Déplacement maximal = 1.8547E-02 m [ Noeud 25 ]

```

Le déplacement maximal δ_v donné par **RDM6** est égal à $1,85 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 18.5 \text{ mm}$

donc: $\delta_v = 18.5 \text{ cm} < 100 \text{ mm}$ OK, CV

V.4.4. Calcul du poids réel de la ferme :

-Membrure supérieure en demi-**IPE240** $\rightarrow 30.7/2 = 15.35 \text{ kg/ml}$

Longueur : 20.40 m $\rightarrow W_{ms} = 20.4 \times 15.35 = 313.14 \text{ kg}$.

-Membrure inférieure en demi-**IPE300** $\rightarrow 30.7/2 = 15.35 \text{ kg/ml}$

Longueur : 20.00 m $\rightarrow W_{ms} = 20 \times 15.35 = 307 \text{ kg}$.

-Montantes : **L60×60×6** $\rightarrow 5.42 \text{ kg/ml}$

Longueur totale 13.72 m $\rightarrow W_m = 13.72 \times 5.42 = 74.36 \text{ kg}$.

-Diagonales : **L60×60×6** $\rightarrow 5.42 \text{ kg/ml}$

Longueur totale 25.38 m $\rightarrow W_d = 25.38 \times 5.42 = 137.55 \text{ kg}$.

Poids total de la ferme :

$W_f = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 313.14 + 307 + 74.36 + 137.55 = 832 \text{ kg}$

V.4.5. Etude du Système de contreventement de toiture :

Le système de CV de toiture pour le hall métallique c'est une poutre horizontale à treillis de grande inertie, sa longueur est $L=20m$, sa section est composée de 2 membrures parallèles ; ce sont les membrures supérieures de 2 fermes adjacentes.

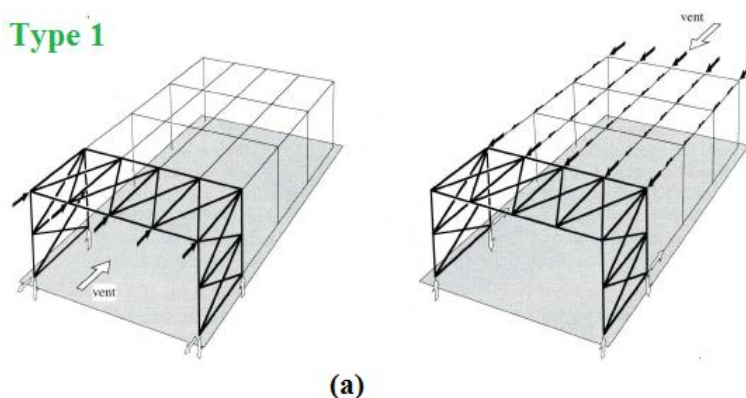
La hauteur de section est $H_o=5.25 m$ c'est à dire égale à l'espacement entre deux fermes.

V.4.5.1.Aspect théorique :.....Référence :(réf [7])

Livre vol.11,chap3,fig3.25

(a) Conception Type 1 :

Une seule poutre au vent avec treillis en croix



(b) Conception Type 2 :

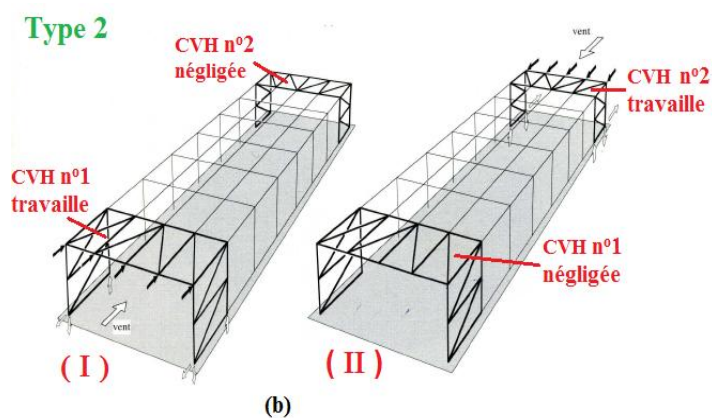
Deux poutres au vent avec treillis en N

Cas de vent (I) :c'est la poutre CVH n°2 qui aura des diagonales comprimées !

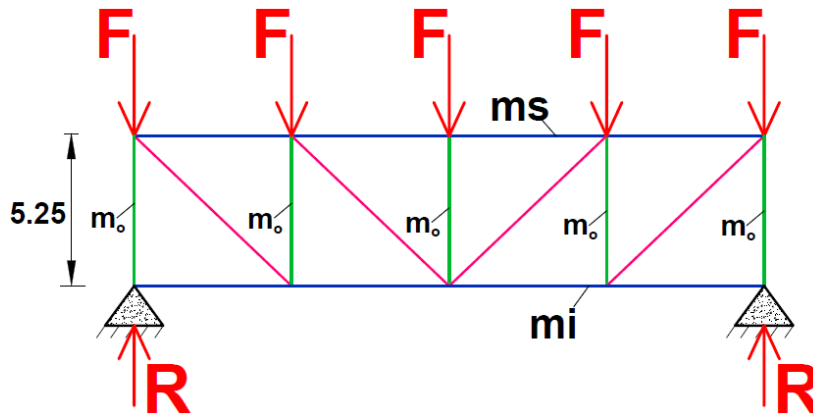
Par mesure de sécurité, on néglige le travail des diagonales comprimées car il y a un risque de flambement c'est une recommandation des experts.En plus, en cas de séisme, c'est le règlement RPA qui interdit de faire participer les diagonales comprimées. Donc CVH n°2 sera négligée pour le calcul de résistance à la force venant de gauche à droite fig(I) .

Notre choix de conception : -

Conception **type 2**



V.4.5.2. Configuration et schéma statique :



- Poutre de CV appelée poutre au vent.
- m_o -élément montant : c'est une panne de la toiture.
- mi et ms –membrures inférieure et supérieure ce sont 2 fermes :-la ferme de rive et la ferme adjacente à la ferme de rive.
- On doit ajouter des barres inclinées appelées diagonales pour former des croix. Les nœuds seront articulés, les force appliquées sont nodales.
- Le système ainsi conçu est à treillis, toutes les barres seront sollicitées à l'effort normal N seul ; $M=0$, $V=0$

V.4.5.3. Choix des Profils et pré-dimensions des diagonales :

- On choisit des cornières à ailes égales.
- Phase calcul statique :

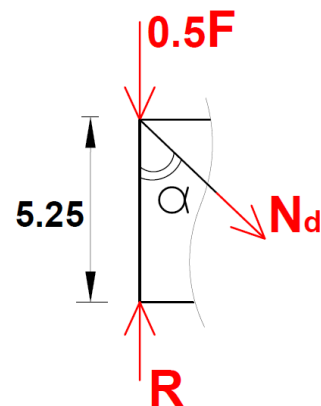
On utilise la méthode analytique d'isolement des noeuds

$$F = q_{vent} \times S_o$$

$$S_o = \frac{h}{2} \times \frac{L}{4} = \frac{9}{2} \times \frac{20}{4} = 4.5 \times 5 = 22.5 m^2$$

$$q_{vent} = q_{max} (q_{j1}=71.62 daN/m^2 ; q_{j2}=72.5 daN/m^2) \dots \dots \text{Chap3}$$

$$F = 72.5 \times 22.5 = 1631.25 daN$$



$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{4 \times 1631.25}{2} = 3262.5 \text{ daN}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$N_d = \frac{R - 0.5F}{\cos \alpha} = \frac{3262.5 - 815.62}{\cos 45^\circ} = 3460.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times N_d = 3614 \text{ daN} = 36.14 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma M_o}$$

$$A \leq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_o}{f_y} = \frac{36.14 \times 1.1}{23.5} = 1.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit une cornière L45} \times 45 \times 5 \left(A = 4.30 \text{ cm}^2 \right)$$

V.4.5.4. Calcul du poids du système de contreventement :

Wc : L45×45×5 → 3.38 kg/ml

Longeur totale 7.25×4=29m

Wc=3.38×29=98kg