



Projet conception des structures acier

UE - Structures et Techniques Constructives



13 DECEMBRE 2019

BROSSE – DERRIEN – LAUTROU – LEMERRE DESPREZ - PARADIS
VA Bâtiment | Promotion 65

Table des matières

Table des matières.....	1
1. Présentation.....	2
2. Couverture.....	2
3. Pannes	4
3.1. Calculs des charges	4
3.2. Flexion simple	4
3.3. Flexion déviée	5
3.4. Flèche.....	6
4. Traverses et poteaux.....	6
4.1. Traverses.....	6
4.1.1. Dimensionnement.....	6
4.1.2. Flèche	8
4.2. Poteaux.....	8
4.2.1. Dimensionnement (poteaux de rive + poteaux).....	8
4.2.2. Flèche	9
4.2.3. Flambement.....	9
5. Contreventement	12
6. Fondations	12
7. Métrés et prix	13
8. Conclusion.....	13

1. Présentation

Le projet sur lequel nous travaillons concerne une structure localisée dans la ville de Tours, dans le département de l'Indre-et-Loire (37). Nous avons travaillé en équipe où nous étions 5 membres :

- Rémy Brosse
- Aymeric Derrien
- Florian Lautrou
- Hugo Lemerre Desprez
- Justine Paradis

2. Couverture

Comme indiqué précédemment, nous réalisons notre projet dans la ville de Tours, située dans l'Indre-et-Loire, département numéro 37 selon l'INSEE. Ainsi, selon la carte « neige » ci-dessous, le projet se situe dans la région de neige de catégorie 1A.



Figure 1 - Carte "neige"

Ensuite, selon les plans communiqués, nous pouvons voir que la couverture est composée de panneaux sandwichs. Ainsi, selon le fascicule des couvertures partagé pendant les séances, le panneau sandwich utilisé est le suivant : Panneau sandwich nervuré, PROMISOL 1001 TS dont un visuel ainsi que son profil et caractéristiques sont présentées ci-dessous.



Figure 2 - Schéma couverture sandwich

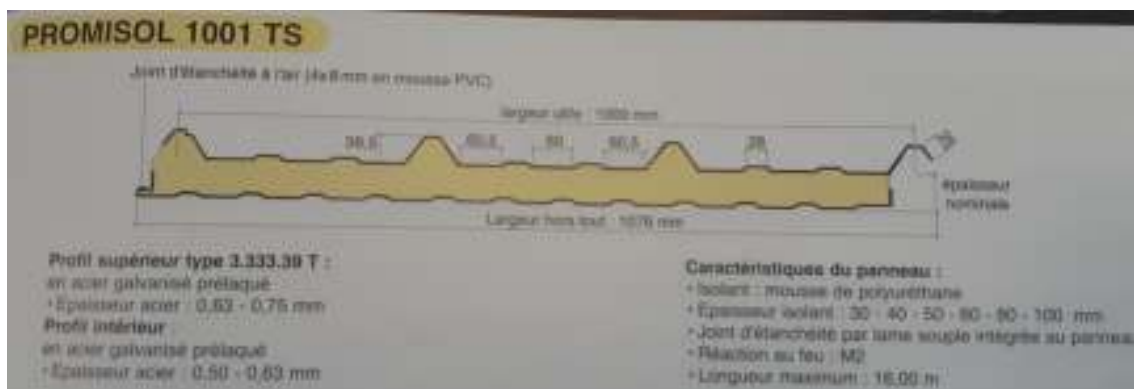


Figure 3 - Profil et caractéristiques de la couverture choisie

Selon les plans du bâtiment et les caractéristiques de la couverture, le profil supérieur de la couverture est en acier galvanisé prélaqué d'épaisseur de 0,75mm et le profil inférieur est également en acier galvanisé prélaqué de 0,63mm. L'isolant employé est une mousse de polyuréthane de 80mm d'épaisseur. Des joints en mousse permettent l'étanchéité à l'air. Ces couvertures ont une résistance M2 au feu, ce qui signifie qu'elles sont difficilement inflammables. Enfin, la longueur maximale du panneau est de 16m et la largeur utile d'un panneau est de 1m. Le poids au m² de la couverture est d'environ de 10kN.

Tableau des portées d'utilisation	pour altitude ≤ 200 m	Épaisseur : 0,63		Épaisseur : 0,75	
	Régions	2 app.	3 app.	2 app.	3 app.
1A/1B		2,15	2,40	2,55	3,20
2A/2B		2,15	2,40	2,55	3,20
3		2,15	2,40	2,55	3,20
4		2,15	2,40	2,45	3,20

Figure 4 - Tableau des portées d'utilisation

Comme l'épaisseur choisie est de 0,75mm et que nous sommes dans la région neige de catégorie 1A, nous avons le choix entre une pose sur 2 appuis qui donne une portée d'utilisation de 2,55m ou bien une pose sur 3 appuis qui donne une portée d'utilisation de 3,20m. D'après les plans, les pannes sont espacées de 2,385m, les deux configurations sont donc possibles pour le bâtiment. Nous choisissons toutefois une pose avec 3 appuis pour une meilleure adhérence de la couverture notamment aux niveaux des poteaux de rive qui doivent supporter les effets du vent.

3. Pannes

Dans cette partie nous allons dimensionner les pannes du bâtiment. Tout d'abord, nous allons les étudier dans un cas simple, en flexion simple, qui ne représente pas la réalité. Ensuite, nous allons modéliser un cas plus complexe, la flexion déviée, qui s'approche plus de ce qui se produit dans la réalité. Enfin, nous vérifierons nos résultats avec un calcul de flèche.

3.1. Calculs des charges

Charges G :

Le poids propre des pannes et les charges permanentes se décomposent de la manière suivante :

- Poids de la couverture : 10kg/m^2
- Poids des pannes : 10kg/m^2
- Poids des luminaires, de la tuyauterie, des conduits et du système d'éclairage : 20kg/m^2

Ainsi, nous obtenons $G=0,40\text{kN/m}^2$

Charges Q :

Concernant les charges d'exploitation, nous considérons la neige. D'après la carte, Tours se trouve en zone A1, nous avons alors $S_h=0,45\text{kN/m}^2$ et $S_{ad}=0\text{kN/m}^2$. Pour déterminer la charge liée à la neige, nous avons employé la formule suivante : $S=\mu_1*C_e*C_t*S_h$.

Or, le coefficient d'exposition C_e et le coefficient thermique C_t valent chacun 1. De plus, le coefficient de forme μ_1 vaut 0,8.

Ainsi, nous obtenons $S=0,8*0,45\text{kN/m}^2$ soit $S=0,36\text{kN/m}^2$

Par conséquent, nous avons à l'ELS :

$$P_{ELS}=(G+Q)*e \text{ où } e \text{ est l'entraxe qui vaut } 2,385\text{m}$$

$$P_{ELS}=(0,4+0,36)*2,385$$

$$P_{ELS}=1,81\text{kN/m}$$

Enfin, nous obtenons à l'ELU :

$$P_{ELU}=(1,35*G+1,5*Q)*e \text{ où } e \text{ est l'entraxe qui vaut } 2,385\text{m}$$

$$P_{ELU}=(1,35*0,4+1,5*0,36)*2,385$$

$$P_{ELU}=2,58\text{kN/m}$$

3.2. Flexion simple

Ce calcul va nous permettre d'effectuer un premier dimensionnement des pannes.

$$M_y = \frac{pl^2}{8} = \frac{2,58*5^2}{8}$$

$$\text{où } l=5\text{m}; p=2,58\text{kN/m}$$

Ainsi, nous avons $M_y=8,06\text{kNm}$

Pour trouver l'IPE correspondante, elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_y}{W_y} \leq 235\text{N/mm}^2$$

IPE	IPE 100	IPE A120	IPE 120	IPE A140
W_y (cm ³)	34,2	43,77	52,96	63,3
M_y/W_y	236	184	153	127

Tableau 1 - Tableau premier dimensionnement des pannes

L'IPE A120 remplit la condition nécessaire pour dimensionner correctement les pannes, c'est donc celle-ci que nous prenons hypothétiquement pour l'instant. Voyons si dans le cas d'une flexion déviée l'IPE A120 convient toujours.

3.3. Flexion déviée

Nous allons maintenant étudier le cas d'une flexion déviée et allons voir si l'IPE A120 est compatible pour le dimensionnement des pannes dans ce cas plus proche de la réalité. De plus, nous avons $\alpha=5,7^\circ$ ce qui correspond à une pente de 10%.

$$M_y = \frac{p \cos(\alpha) l^2}{8} = \frac{2,58 * \cos(5,7) * 5^2}{8}$$

$$M_z = \frac{p \sin(\alpha) l^2}{8} = \frac{2,58 * \sin(5,7) * 5^2}{8}$$

Où $l=5\text{m}$; $p=2,58\text{kN/m}$; $\alpha=5,7^\circ$

Ainsi, nous avons : $M_y=8,02\text{kNm}$ et $M_z=0,80\text{kNm}$.

Pour dimensionner correctement l'IPE des pannes, elle doit vérifier la condition suivante :

$$(a) \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq 235\text{N/mm}^2$$

IPE	IPE A120	IPE 120	IPE A140
W_y (cm ³)	43,77	52,96	63,3
W_z (cm ³)	7	8,85	9,98
(a)	298	245	208

Tableau 2 - Tableau dimensionnement des pannes

L'IPE A140 remplit la condition pour dimensionner les pannes, c'est donc celle-ci que nous choisissons.

3.4. Flèche

Maintenant que nous avons dimensionné notre IPE, qui une IPE A140, vérifions la flèche. La flèche doit remplir les conditions suivantes :

$$f_y < \frac{l}{200} = 2,50\text{cm} \text{ et } f_z < \frac{l}{200} = 2,50\text{cm}$$

$$\text{Avec } f_y = \frac{5}{384} * \frac{p \cos(\alpha) l^4}{EI_y} \text{ et } f_z = \frac{5}{384} * \frac{p \sin(\alpha) l^4}{EI_z}$$

Rappels : $P_{ELS}=1,81\text{kN/m}=p$, $\alpha=5,7^\circ$, $l=5\text{m}$, $E=21*10^6\text{ N/mm}^2$, $I_y=434,9\text{cm}^3$ et $I_z=36,42\text{cm}^3$

Selon l'axe y : **$f_y=1,61\text{cm}<2,5\text{cm}$**

Selon l'axe z : **$f_z=1,92<2,5\text{cm}$**

Ainsi, comme les conditions sont vérifiées, l'**IPE A140** est bien utilisable pour dimensionner les pannes.

4. Traverses et poteaux

Dans cette partie, nous allons dimensionner les traverses, les poteaux de rive et les poteaux du bâtiment. Tout d'abord, nous allons étudier les traverses, les dimensionner et vérifier la flèche. Ensuite, nous allons nous concentrer sur le dimensionnement des poteaux de rive et des poteaux et nous terminerons par une vérification de la flèche et un calcul de flambement pour s'assurer que l'IPE choisie est adéquate.

4.1. Traverses

Etudions en premier lieu les traverses, leur dimensionnement est primordial pour la structure du bâtiment et une vérification à la flèche est nécessaire pour s'assurer que l'IPE choisie est compatible avec l'usage prévu.

4.1.1. Dimensionnement

Pour dimensionner les traverses nous avons réalisé le tableau suivant qui regroupe l'ensemble des sollicitations subies par la structure.

ACTIONS	Cas de charge	q (kN/ml)	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kNm)		
			Ha	He	Va	Ve	Mb	Mc	Md
Charges permanentes (G)	A	2	10,43	10,43	24,70	24,70	-78,68	60,80	-78,68
Neige Sa	A	5	26,09	26,09	61,75	61,75	-196,70	152,00	-196,70
Vent 1									
Wn1	C	5	28,47	9,23	-5,75	5,75	72,52	-10,08	-69,61
Wn2	D	1,5	2,77	8,54	-1,73	1,73	20,88	3,03	-21,76
Wn3	B	3,5	-18,26	-18,26	-43,23	-43,23	137,69	-106,40	137,69
Total		10	12,98	-0,49	-50,71	-35,74	231,09	-113,46	46,32
We1	C	8,75	64,41	1,57	-10,07	10,07	236,91	110,59	-11,81
We2	D	2,625	4,85	1,32	-3,02	3,02	36,54	5,29	-38,07
We3	B	6,125	-31,96	-31,96	-75,64	-75,64	240,95	-186,20	240,95
Total		17,5	37,30	-29,07	-88,73	-62,55	514,41	-70,31	191,07
G+Sn	A	7,00	36,52	36,52	86,45	86,45	-275,37	212,80	-275,37
1,35G+Sa	A	7,70	40,17	40,17	95,10	95,10	-302,91	234,08	-302,91
G+Wn		12	23,41	9,95	-26,01	-11,04	152,41	-52,66	-32,36
1,35G+We		20,20	51,39	-14,99	-55,39	-29,21	408,20	11,77	84,85
G+S+W		17,00	49,50	36,03	35,74	50,71	-44,28	99,34	-229,05

Tableau 3 - Tableau des sollicitations

Informations de calculs :

- Pour la zone de neige A, nous avons $S_a=S_n=1\text{kN}$
- Pour un vent de catégorie 1 : $W_1=1\text{kN/m}^2$; $W_2=0,31\text{kN/m}^2$; $W_3=0,71\text{kN/m}^2$
- $W_e=1,75*W_n$

Selon le tableau, le moment le plus défavorable en valeur absolue est lorsque la structure supporte l'action **1,35G+S_a**. Maintenant, trouvons le module de résistance W_y minimal à avoir pour dimensionner correctement l'IPE des traverses.

$$\frac{10^3 * |M_B|}{235} = 1\ 346\text{cm}^3$$

$$\frac{10^3 * |M_C|}{235} = 1\ 040\text{cm}^3$$

$$\frac{10^3 * |M_D|}{235} = 1\ 346\text{cm}^3$$

Ainsi, nous devons trouver une IPE telle que :

$$W_{IPE} \geq 1\ 346\text{cm}^3$$

IPE	IPE A450	IPE 450	IPE 0450
W_y (cm ³)	1 331	1 500	1 795

Tableau 4 - Tableau dimensionnement des traverses

D'après le tableau ci-dessus, l'IPE 450 est adéquate pour dimensionner les traverses. Or, au niveau des traverses et des poteaux de rive, nous avons la continuité des moments. Par conséquent, l'IPE sera aussi utilisée pour dimensionner les poteaux de rive. De plus, pour simplifier la construction de la structure, tous les poteaux, soit les poteaux de rive et les poteaux, seront des IPE 450.

4.1.2. Flèche

Maintenant que nous savons quelle IPE utiliser pour les traverses, calculons sa flèche afin de vérifier qu'elle est adéquate. Pour des traverses, la formule pour calculer la flèche est la suivante :

$$f = \frac{5ql^4 - 48|M_B|l^2}{384EI}$$

Où $q=G+S_a=7,25\text{kN/ml}$; $l=25\text{m}$; $|M_B|=302,91\text{cm}^3$; $E=21*10^6\text{N/cm}^2$

Elle doit toujours vérifier la condition : $f < \frac{l}{200} = 12,5\text{cm}$.

IPE	IPE 450	IPE 0450	IPE A500	IPE 500
I_y (cm ⁴)	33 740	40 920	42 930	48 200
f	17,18	14,17	13,50	12,03

Tableau 5 - Tableau calculs de flèches des traverses en fonction des IPE

Finalement, l'IPE 450 n'est pas adéquate pour la structure du bâtiment, il faut choisir l'**IPE 500** pour les traverses après calcul de la flèche. Avec le même raisonnement qu'expliqué précédemment, nous prenons aussi hypothétiquement des IPE 500 pour dimensionner les poteaux de rive et les poteaux.

4.2. Poteaux

Ensuite, concentrons-nous sur les poteaux de rive et les poteaux. Le dimensionnement de ces éléments structurels est capital pour le bâtiment. Enfin, une vérification à la flèche est nécessaire pour s'assurer que l'IPE choisie est adéquate, de même pour le flambement.

4.2.1. Dimensionnement (poteaux de rive + poteaux)

Pour dimensionner les poteaux de rive, nous avons réalisé le tableau des sollicitations vu dans la partie 4.1.1 qui regroupe l'ensemble des sollicitations subies par la structure. D'après ce tableau, l'IPE 450 semblait adéquate pour dimensionner les traverses. Or, au niveau des traverses et des poteaux de rive, nous avons la continuité des moments. Par conséquent, l'IPE utilisée pour dimensionner les traverses sera également utilisée pour dimensionner les poteaux de rive. Or, après calcul de la flèche, il s'avère que c'est l'IPE 500 qui remplit les conditions nécessaires pour la structure. C'est donc celle-ci que nous avons retenu pour l'instant.

De plus, pour simplifier la construction de la structure, tous les poteaux, c'est-à-dire les poteaux de rive et les poteaux, seront des IPE 500. Cela évitera lors de la construction que des poteaux de rive soit sous dimensionnés par erreur.

4.2.2.Flèche

Maintenant que nous savons quelle IPE utiliser hypothétiquement pour les poteaux de rive, calculons sa flèche afin de s'assurer qu'elle est compatible avec l'usage qui lui est destiné. Pour des poteaux de rive, la formule pour calculer la flèche est la suivante :

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

$$\text{Où } p=G+S_a=7,25\text{kN/ml} ; l=25\text{m} ; E=21*10^6\text{N/cm}^2$$

Elle doit toujours vérifier la condition : $f < \frac{l}{200} = 12,5\text{cm}$.

IPE	IPE 500	IPE 550	IPE 600	IPE 0600	IPE 750x137
I_y (cm ⁴)	48 200	67 120	92 080	118 300	159 900
f	36,43	26,16	19,07	14,84	10,98

Tableau 6 - Tableau calculs de flèches des poteaux de rive en fonction des IPE

Après ces calculs, nous pouvons conclure que l'IPE 500 n'est pas adéquate pour la structure du bâtiment, il faut choisir l'**IPE 750x137** pour les poteaux de rive. Avec le même raisonnement qu'expliqué précédemment, nous prenons aussi des IPE 750x137 pour dimensionner les poteaux.

4.2.3.Flambement

Prenons le cas d'une poutre encastree-articulée car le poteau est considéré comme encastree à son pied mais la fixation entre le poteau et la traverse n'est pas parfaitement rigide.

Ainsi nous avons :

$$N_{Cr} = \frac{2\pi^2 EI}{l^2}$$

$$\text{Avec } l = l_f, \text{ la longueur de flambement et dans notre cas } l_f = \frac{l}{\sqrt{2}} = \frac{7,54}{\sqrt{2}} = 5,331 \text{ [m]}.$$

Nous vérifions le profilé déterminé auparavant, à savoir un IPE 750x137 avec les caractéristiques suivantes :

- $I_y = 159\,900 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $I_z = 8\,175 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $A = 250,8 \text{ [cm}^2\text{]}$

Calculons alors son élancement selon les deux directions :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$$

$$\text{Avec } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0,001599}{0,02508}} = 0,2525 \text{ [m]}$$

$$\text{Ainsi } \lambda_y = \frac{5,331}{0,2525} = 21,113$$

De la même manière nous calculons l'élanement selon la direction z :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{0,00008175}{0,02508}} = 0,0571 \text{ [m]}$$

$$\lambda_z = \frac{5,331}{0,0571} = 93,363$$

Nous déterminons ensuite la force critique d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

Selon y :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 210\,000 \times 0,02508}{21,113^2} = 116,61 \text{ [MN]}$$

Selon z :

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 210\,000 \times 0,02508}{93,363^2} = 5,96 \text{ [MN]}$$

Calculons maintenant l'élanement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{21,113}{\pi} \times \sqrt{\frac{434,8}{210\,000}} = 0,306 < 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{93,363}{\pi} \times \sqrt{\frac{434,8}{210\,000}} = 1,352 > 1$$

Nous remarquons ici que le risque de flambement concerne l'axe z, ce qui est normal vu qu'il s'agit de l'axe faible.

Flambement d'éléments comprimés et fléchis : nous nous intéressons aux poteaux qui sont comprimés puisqu'ils reprennent les charges transmises par les traverses mais aussi soumis à de la flexion liée au vent qui arrive latéralement sur les façades.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{N_s}{\chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{y,s}}{w_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{z,s}}{w_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec $\gamma_{M1} = 1,1$; $A = 250,8 \text{ cm}^2$; $\chi = \min[\chi_y; \chi_z]$

χ_y : nous déterminons le facteur de réduction grâce aux tables des valeurs de χ pour la courbe de flambement.

Selon y : $\bar{\lambda}_y = 0,306 \rightarrow a = 0,9975; b = 0,9641; c = 0,9491; d = 0,9235$

$\bar{\lambda}_z = 1,352 \rightarrow a = 0,4441; b = 0,4043; c = 0,369; d = 0,322$

Section I soudé, $t_f = 17 < 40 \text{ m}$, axe de flambement z (axe faible) \rightarrow nous retenons la valeur de d.

$$\chi = \min[0,9235; 0,332] = 0,322$$

Nous avons :

- $N_s = 51,39 \text{ kN}$
- $M_{y,s} = 408,20 \text{ kN.m}$
- $M_{z,s} = 163,28 \text{ kN.m}$
-

Il faut déterminer k_y et k_z :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_s}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_y}{w_y} \leq 0,90$$

$\beta_{My} = 1,3$ car charge répartie (selon annexe page 4.20)

$$\mu_y = 0,306 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{(4865 - 4246) \times 10^{-6}}{4246 \times 10^{-6}} = -0,283 \leq 0,90$$

$$k_y = 1 + \frac{0,283 \times 0,05138}{0,9235 \times 0,02508 \times 434,8} = 1,001 \leq 1,5$$

De la même manière :

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

$$\mu_z = 1,352 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{(614,1 - 392,8) \times 10^{-6}}{392,8 \times 10^{-6}} = -1,32 \leq 0,90$$

$$k_z = 1 + \frac{1,32 \times 0,05138}{0,322 \times 0,02508 \times 434,8} = 1,02 \leq 1,5$$

Injectons cela dans la formule de vérification :

$$\frac{0,05138}{0,322 \times 0,02508 \times \frac{434,8}{1,1}} + \frac{0,4082 \times 1,001}{4685 \times 10^{-6} \times \frac{434,8}{1,1}} + \frac{1,02 \times 0,1633}{614,1 \times 10^{-6} \times \frac{434,8}{1,1}} = 0,915 \leq 1$$

Vérification faite, les poteaux **IPE 750x137** sont bien dimensionnés quant au flambement.

5. Contreventement

Dimensionnement des profilés pour la croix de Saint André, dans le cadre de la poutre au vent.

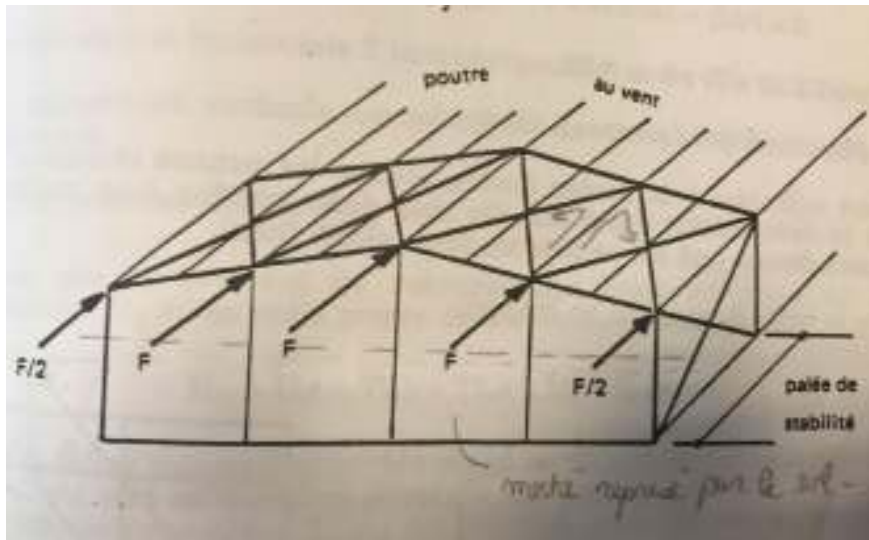


Figure 5 - Profilés pour la croix de Saint André

Détermination de la force de vent en tête de potelet :

$$F = \frac{5 \times 8,59 \times 1}{2} = \mathbf{21,48 [kN]}$$

Comme chaque croix est composée de 2 profilés, on détermine la section d'acier de chaque barre

$$A_s = \frac{F}{f_{y,d}} = \frac{21,48 \times 10^{-3}}{434,8} = 4,93 \times 10^{-5} [m^2] = \mathbf{50 [mm^2]}$$

6. Fondations

Nous reprenons les réactions reprises en pied de poteaux :

$$H_A = 64,41 \text{ kN}$$

$$H_B = 40,17 \text{ kN}$$

Nous prenons la plus grande valeur, la valeur la plus défavorable pour dimensionner toutes les semelles isolées. La capacité portante sera prise égale à 200 kPa soit 0,2 MPa. Nous dimensionnons donc avec la formule : $S = \frac{F}{\sigma} = \frac{65}{200} = \mathbf{0,34 [m^2]}$.

Soit une **semelle de dimension 60 cm par 60 cm** sous chaque poteau permet de reprendre le bâtiment.

7. Métrés et prix

Dans cette partie nous allons réaliser les métrés des pannes, des traverses et des poteaux dimensionnés précédemment.

Nous avons réalisé le tableau suivant qui les métrés des différents éléments de structure, ainsi que les prix à l'achat et à la vente de ces éléments :

Elément structurel	Longueur d'acier (m)	IPE utilisée	Poids au mètre (kg/m)	Masse d'acier (kg)	Prix d'achat (€/kg)		Prix de vente (€/kg)	
					0,50	1	1,50	3
Pannes	630,00	A140	10,50	6 615	3 308	6 615	9 923	19 845
Traverses	271,70	500	90,70	24 643	12 322	24 643	36 965	73 930
Poteaux de rive	161,48	750x137	137,00	22 123	11 061	22 123	33 184	66 368
Poteaux	40,00	750x137	137,00	5 480	2 740	5 480	8 220	16 440

Tableau 7 - Tableau des métrés et des prix des éléments structurels étudiés

Nous avons une masse totale d'acier pour les pannes, traverses et poteaux de **58 861kg** soit **58,9 tonnes**. Ainsi, pour les éléments structurels étudiés dans ce projet, le coût à l'achat en acier est compris **entre 29 430€ et 58 861€** selon le prix d'achat effectué. Concernant le coût de vente en acier, le prix est compris **entre 88 291€ et 176 583€** selon le prix de vente appliqué.

8. Conclusion

Le bâtiment que nous avons dimensionné sera construit pour 50 ans comme tous les bâtiments. Il sera dimensionné pour résister aux sollicitations courantes et aux évènements inhabituelles d'intensité raisonnable.