

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministre De l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Mécanique

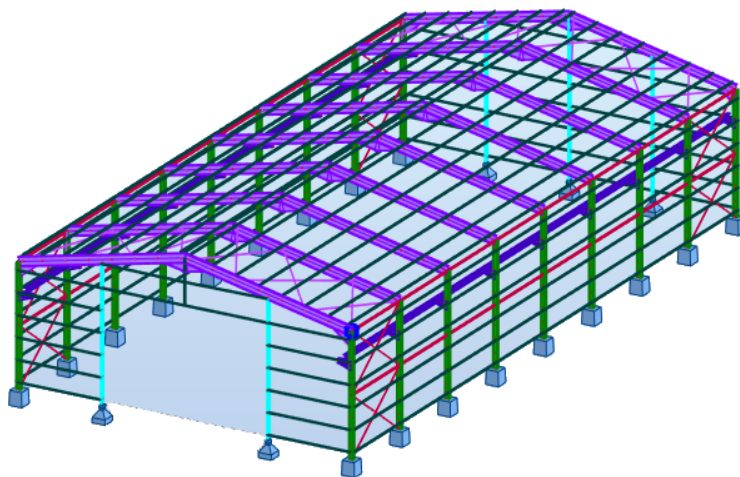


Option : Construction Mécanique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

**THÈME**

*Etude et Conception d'un Hangar à l'Usage Industriel  
Selon l'Eurocode 03*



— CAE 40x4  
— DCED 30x4  
— HEA 100  
— HEA 300  
— HEB 280  
— IPE 120  
— IPE 240  
— IPE 600



**ENCADRÉ PAR :**

Mr. ZIANI Hocine

**RÉALISÉ PAR :**

M. KHELIL Hanane

**PROMOTION 2019/2020**

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

*Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous.*

*Nos infinis remerciements à notre promoteur Mr ZIANI Hocine pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.*

*Nous remercions aussi tous les enseignants qui ont contribué à une bonne formation durant notre cursus universitaire.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.*

*Enfin je tenais à remercier la personne qui m'a aidé mon mari (Mr. REZIG Lyes).*



# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes parents, mon mari êtres plus chers au monde, je les remercie de tout cœur pour leur sacrifice, leur soutien permanent, leur précieux conseils et pour m'avoir guidé depuis mon jeune âge.*

*Que dieu me les préserve ;*

*Mon mari Lyes, ma sœur Ratiba et mon frère Yazid et ;*

*La famille KHELIL et BOUMERAH et REZIG et CHERGUI ;*

*et tous mes amis ;*

*Mes enseignants qui ont contribué à ma formation depuis le primaire, le CEM, le lycée et l'université.*

*KHELIL Hanane*



## *Notations et Symboles*

---

### *Majuscules latines*

<b>A</b>	Section brute d'une pièce.
<b>A<sub>net</sub></b>	Section nette d'une pièce.
<b>A<sub>w</sub></b>	Section de l'âme.
<b>A<sub>p</sub></b>	Surface portante.
<b>A<sub>S</sub></b>	Aire de la section résistante à la traction du boulon.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale.
<b>F</b>	Force générale.
<b>F<sub>p</sub></b>	Force de calcul précontrainte.
<b>F<sub>s</sub></b>	Résistance d'un boulon au glissement.
<b>F<sub>t,rd</sub></b>	Résistance d'un boulon en traction.
<b>F<sub>b,rd</sub></b>	Résistance a la pression diamétrale.
<b>G</b>	La charge permanent.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>K<sub>c</sub></b>	Coefficient de rigidité poteaux.
<b>K<sub>ij</sub></b>	Coefficient de rigidité poutres.
<b>K<sub>y,z</sub></b>	Coefficient de flambement-flexion.
<b>L</b>	Longueur.
<b>M<sub>sd</sub></b>	Moment fléchissant.
<b>M<sub>rd</sub></b>	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
<b>M<sub>pl</sub></b>	Moment plastique.
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique.
<b>N<sub>sd</sub></b>	Effort normal.
<b>N<sub>t sd</sub></b>	Effort normal de traction.
<b>N<sub>c sd</sub></b>	Effort normal de compression.
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal plastique.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime.
<b>N<sub>j</sub></b>	Force d'adhérence avec le béton.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation.
<b>W<sub>pl</sub></b>	Module de résistance plastique.
<b>W<sub>el</sub></b>	Module de résistance élastique.

### *Minuscules latines*

<b>b</b>	Largeur de l'âme.
<b>b<sub>eff</sub></b>	Largeur efficace.
<b>c<sub>i</sub></b>	Coefficients.
<b>d</b>	Entraxe.
<b>d<sub>0</sub></b>	Diamètre de perçage des trous de boulon.

## *Notations et Symboles*

---

<b>f</b>	Flèche d'une poutre.
<b>f<sub>y</sub></b>	Limite d'élasticité d'un acier.
<b>f<sub>yb</sub></b>	Limite d'élasticité d'un boulon.
<b>f<sub>u</sub></b>	Contrainte de rupture d'une pièce.
<b>f<sub>ub</sub></b>	Contrainte de rupture d'un boulon.
<b>f<sub>ck</sub></b>	Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton.
<b>f<sub>j</sub></b>	Résistance de contact de la liaison.
<b>h.H</b>	Hauteur
<b>i</b>	Rayon de giration.
<b>k<sub>w</sub></b>	Facteur de longueur.
<b>k<sub>s</sub></b>	Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.
<b>k<sub>j</sub></b>	Facteur de concentration.
<b>n</b>	Nombre de boulon.
<b>m</b>	Nombre de plans de cisaillement.
<b>r<sub>c</sub></b>	Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.
<b>t<sub>w</sub></b>	Epaisseur de l'âme.
<b>t<sub>f</sub></b>	Epaisseur de la semelle.
<b>t<sub>wc</sub></b>	Epaisseur âme poteau.
<b>t<sub>fc</sub></b>	Epaisseur âme semelle.
<b>t</b>	Epaisseur platine.
<b>v<sub>i</sub></b>	Distance de la fibre inférieure a l'axe neutre d'une section.
<b>v<sub>s</sub></b>	Distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section.

### *Minuscules grecques*

<b>χ<sub>LT</sub></b>	Coefficient de réduction de déversement.
<b>χ</b>	Coefficient de réduction de flambement.
<b>β<sub>w</sub></b>	Facteur de corrélation.
<b>β<sub>m</sub></b>	Facteur de moment uniforme équivalent.
<b>β<sub>j</sub></b>	Coefficient relatif a la liaison.
<b>γ<sub>c</sub></b>	Coefficient de sécurité sur les propriétés de béton.
<b>γ<sub>Mi</sub></b>	Coefficient de sécurité.
<b>γ<sub>Mb</sub></b>	Coefficient de sécurité de boulon.
<b>γ<sub>Ms</sub></b>	Coefficient partiel de sécurité.
<b>γ<sub>Mw</sub></b>	Coefficient partiel de sécurité pour les assemblages soudés.
<b>λ<sub>LT</sub></b>	Elancement de déversement.
<b>λ</b>	Elancement.
<b>Φ<sub>LT</sub></b>	Rotation de déversement.
<b>Φ</b>	Rotation.
<b>α<sub>LT</sub></b>	Facteur d'imperfection pour le déversement.

## *Notations et Symboles*

---

$\alpha$	Facteur d'imperfection.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$	Facteur de distribution.
$\Psi$	Rapport de contrainte.
$\delta$	Flèche.

## **Sommaire**

---

<i>Introduction générale</i>	<i>P.01</i>
------------------------------	-------------

### **Chapitre 01 : Généralités**

<i>I.1 - Introduction</i>	<i>P.03</i>
<i>I.2 - Présentation du projet</i>	<i>P.03</i>
<i>I.3 - Données géométriques de l'ouvrage</i>	<i>P.03</i>
<i>I.4 - Eléments structuraux</i>	<i>P.03</i>
<i>I.5- Matériaux utilisé en charpente métallique</i>	<i>P.03</i>
<i>I.6 - Les code et logiciels utilisés dans les structures en acier</i>	<i>P.11</i>
<i>I.7- Vue de la structure</i>	<i>P.12</i>

### **Chapitre 02 : Etude climatique**

<i>II.1 - Introduction</i>	<i>P.14</i>
<i>II.2 - Etude à la neige</i>	<i>P.14</i>
<i>II.3 - Calculs au vent</i>	<i>P.16</i>

### **Chapitre 03 : Etude des éléments secondaire**

<i>III - Introduction</i>	<i>P.34</i>
<i>III.1 - Etude des pannes</i>	<i>P.34</i>
<i>III.2 - Evaluation des charges et surcharges</i>	<i>P.35</i>
<i>III.3 - Les combinaisons d'actions</i>	<i>P.37</i>
<i>III.4 - Dimensionnement des panneaux couverture</i>	<i>P.38</i>
<i>III.5 - Principe de pré dimensionnement</i>	<i>P.39</i>
<i>III.6 - Dimensionnement des pannes</i>	<i>P.40</i>
<i>III.7 - Calcul de l'échantignole</i>	<i>P.45</i>
<i>III.8 - Calcul des lisses de bardage</i>	<i>P.46</i>
<i>III.9 - Calcul des potelets</i>	<i>P.52</i>
<i>III.10 - Conclusion</i>	<i>P.57</i>

### **Chapitre 04 : Contreventement & Stabilité**

<i>IV.1 - Introduction</i>	<i>P.58</i>
<i>IV.2 - Contreventement de toiture</i>	<i>P.58</i>
<i>IV.3 - Stabilité verticale</i>	<i>P.63</i>
<i>IV.4 - Pré dimensionnement de la poutre</i>	<i>P.66</i>

## *Sommaire*

---

### *Chapitre 05 : Etude de pont roulant*

<i>V.1 - Introduction</i>	<i>P.69</i>
<i>V.2 - Caractéristique du pont roulant</i>	<i>P.69</i>
<i>V.3 - Les charges induites par le pont roulant</i>	<i>P.70</i>
<i>V.4 - Dimensionnement de la poutre de roulement</i>	<i>P.81</i>
<i>V.5 - Choix du rail</i>	<i>P.83</i>
<i>V.6 – Conclusion</i>	<i>P.94</i>

### *Chapitre 06 : Etude de portique*

<i>VI.1 - Calcul de portique</i>	<i>P.95</i>
<i>VI.2 - Calcul des poteaux et travers</i>	<i>P.100</i>
<i>VI.3 - Conclusion</i>	<i>P.101</i>

### *Chapitre 07 : Etude des assemblages*

<i>VII.1 - Introduction</i>	<i>P.102</i>
<i>VII.2 - Calcul d'assemblage traverse – poteau</i>	<i>P.102</i>
<i>VII.3 - Calcul d'assemblage poutre – poutre</i>	<i>P.107</i>
<i>VII.4 - Calcul pied poteau encastré</i>	<i>P.112</i>
<i>VII.5 - Calcul pied potelet</i>	<i>P.117</i>
<i>VII.6 - Calcul d'assemblage support poutre pont roulant – poteau</i>	<i>P.122</i>
<i>VII.7 - Calcul d'assemblage sablière – poteau</i>	<i>P.127</i>

### *Chapitre 08 : Etude sismique*

<i>VIII.1 - Introduction</i>	<i>P.132</i>
<i>VIII.2 - Différents méthodes</i>	<i>P.132</i>
<i>VIII.3 - Choix de la méthode dans notre cas</i>	<i>P.132</i>
<i>VIII.4 - Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</i>	<i>P.137</i>
<i>VIII.5 - Répartition des efforts entre les portiques</i>	<i>P.138</i>

<i>Description logiciel ROBOT</i>	<i>P.139</i>
-----------------------------------	--------------

<i>Conclusion Générale</i>	<i>P.147</i>
----------------------------	--------------

# INTRODUCTION GENERALE

### ➤ *Introduction :*

La construction métallique est un domaine de construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil, qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier. Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage des différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer la structure de toutes les actions qui lui sont appliquées, assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structuraux.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un bâtiment industriel en charpente métallique utilisant les différents règlements Algérien (**RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV99**) intitulé « calcul des structures en acier ».

L'objectif principal de ce thème sera de comprendre les connaissances déjà acquises dans les cours de charpente métallique.

### ➤ *Définition d'une ossature métallique :*

Une charpente métallique est constituée de portique ou fermes réalisées par l'assemblage des poteaux, arbalétriers, entrants... Ces portiques sont reliés entre eux par des pannes (poutres), et les poteaux sont reliés entre eux par des sablières et des lisses de bardage.

### ➤ *Présentation du sujet :*

Notre stage a été effectué au sein de l'entreprise ICOSIUM, qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude et la conception d'un hangar stockage à usage industriel avec un pont roulant de capacité de levage de 3T, situé à la zone d'activité Oued Smar wilaya d'Alger, qui est considérée comme zone sismique II.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».

- Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments secondaire de la structure.

## *Introduction générale*

---

- le quatrième chapitre est le dimensionnement des contreventements et la stabilité verticale et dimensionnement de la poutre sablière.

- Le cinquième chapitre ; le dimensionnement du chemin de roulement.

- Le sixième chapitre est le dimensionnement du portique poteau - poutre.

- Le septième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon l'EUROCODE 3.

-Le huitième chapitre consiste l'étude dynamique et sismique de la structure selon le « RPA99».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

GENERALITES

### ***I.1 - Introduction :***

La construction métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction. Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure. Dans notre cas, nous avons choisi l'acier S 235 comme matériau de base pour l'étude technique et conception d'un bâtiment métallique pour ses caractéristiques physiques et mécaniques (rigidité, ductilité, ...) qui permettent de répondre aux exigences demandées.

### ***I.2 - Présentation du projet :***

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique à usage industriel.

Le bâtiment est doté d'un pont roulant de capacité de levage de 3 T.

L'ouvrage est situé à Oued Smar de la wilaya d'Alger, qui est considérée comme **zone sismique II**.

Dans notre étude nous avons utilisées les règles de calcul **EUROCODE 3, RNV 99, RPA 2003** ainsi que logiciel de calcul de structure **ROBOT MILLINIUM 21** et cela pour s'adapter avec les nouvelles méthodes de calcul. Plusieurs facteurs rentrent dans le calcul des structures en charpente métallique, en l'occurrence :

- L'action du vent, et la surcharge de la neige.
- La charge permanente, et la charge d'exploitation.
- La charge sismique.

### ***I.3 - Données géométriques de l'ouvrage :***

Le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur  **$l = 48 \text{ m}$**
- Largeur  **$L = 24 \text{ m}$**
- Hauteur  **$H = 10.40 \text{ m}$**
- Hauteur au niveau de console  **$h = 8.14 \text{ m}$**
- Pente  **$\alpha = 11.30^\circ$**
- Couverture : panneau sandwich **TL 80**.
- Bardage : panneau sandwich **TL 60**.
- Matériaux utilisé : acier nuance **S 235**.
  
- Assemblage :
  - Boulons **HR** de qualité **8.8** et **10.9**
  - Boulons ordinaire de classe **6.4**
  - Soudure **a 8**

#### *1.4 - Eléments structuraux :*

Poteaux : **HEA**

Potelets : **IPE**

Sablière : **HEA**

Stabilité sous versant : **cornières**

Poutre de roulement : **HEB**

Traverses : **IPE**

Panne : **IPE**

Lisse : **IPE**

Stabilité verticale : **Cornière**

#### *1.5 - Matériaux utilisés en charpente métallique :*

##### *1.5.1 - L'acier :*

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer, charbon, diamant et graphite).

➤ *Les procédés d'élaboration de l'acier :*

- *Des matières premières à l'acier liquide :*

Les matières essentielles entrant dans la composition de l'acier sont les minerais de fer, le coke ; la ferraille et le fondant.

- *De l'acier liquide aux demi-produits :*

A la fin de l'opération d'élaboration de l'acier, par quelque procédé que ce soit, les scories sont déversées dans une cuve et l'acier est recueilli à l'état liquide dans une poche garnie de réfractaire.

A partir de ce stade, la mise en forme en vue du laminage final peut se faire suivant deux schémas différents : la coulée continue et la coulée en lingots.

##### *1.5.2 - Classification des aciers selon leur teneur en carbone :*

- **% C < 0,050** => alliage malléable, on parle de **FER**.
- **% C > 2,10** => structure fragilisée, on parle de **FONTE**.
- **0,050 ≤ % C ≤ 2,10** => plus le pourcentage en carbone augmente, plus la résistance mécanique et la dureté de l'alliage augmentent.

Concernant la soudabilité de l'acier, il est à noter que cette dernière augmente avec la baisse du pourcentage en carbone. Il faut donc trouver juste le milieu.

##### *1.5.3 - Avantages et inconvénients de l'acier*

➤ *Avantage :*

- Souplesse architecturale.
- Compétitivité.
- Facilement démontable.
- Chantier plus propre.

- Volume peu encombré, structure élancée.
- Extension facilitée.
- Construction propre, sans rejet et recyclable.

➤ **Inconvénients :**

- Peu d'inertie thermique.
- Tenue au feu médiocre.

#### **I.5.4 - Propriété de l'acier :**

➤ **Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (**Eurocode 03**).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S 235**.

➤ **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $f_u/f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à **20** fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$ )
- A la rupture l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieure ou égal à **15%**.

➤ **Propriétés mécaniques :**

- Masse volumique : **7850 Kg /m<sup>3</sup>**
- Module d'élasticité longitudinal : **E = 210000 MPa.**
- Module d'élasticité transversale **G = E/2(1+v)**
- Coefficient de Poisson : **v = 0,3**
- Coefficient de dilatation thermique :  **$\alpha = 12.10^{-6} /^{\circ}\text{C}$**

#### **I.5.5 - Traitement mécanique :**

Les traitements mécaniques ont pour rôle de modifier les propriétés d'un acier. Lors d'un laminage par exemple, on observe la modification de la structure cristalline originale.

Les cristaux sont fragmentés, resserrés entre eux et orientés donnant plus de cohésion à la propriété mécanique sont améliorés dans la direction de laminage mais diminuées dans le sens perpendiculaire. Ce phénomène est appelé corroyage.

Les opérations de pliage sont des traitements mécaniques souvent effectués à froid.

Elles engendrent des déformations plastiques dues à des dépassements de limite d'élasticité de l'acier. Ces déformations ont pour conséquence un écrouissage du métal.

L'écrouissage trouve plusieurs applications : profilés laminés à froid, câbles étirés pour ponts suspendus, quelques types de barres d'armature, etc.

**I.5.6 - Définitions du laminage :**

Le laminage consiste à réduire l'épaisseur d'une tôle métallique de manière continue, par passages successifs entre des cylindres de travail (**laminoir**), pour obtenir des tôles minces.

La production de tôles laminées s'effectue généralement en 3 phases.

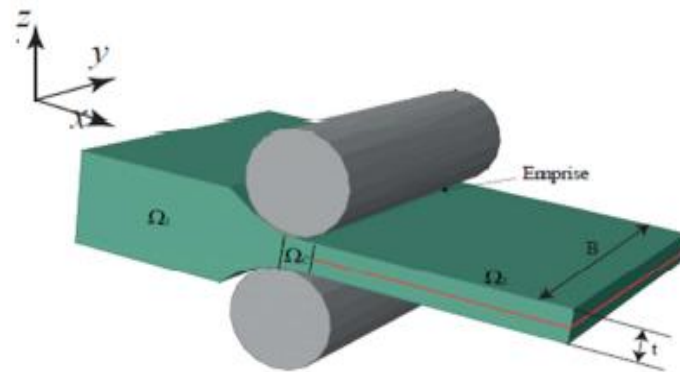


Figure I.1 : Schéma illustrant le laminage des tôles métalliques.

**I.5.6.1 - Produits laminés à chaud :**

Le laminage consiste à écraser le métal, préalablement réchauffé entre deux cylindres dans le sens de rotation sont opposés. Une première phase est effectuée dans un laminoir spécial appelé blooming. Le produit fini présente une section carrée (**bloom**) ou rectangulaire (**brame**). Pour la finition le matériel utilisé varie selon la forme des produits finis, on utilise des cylindres cannelés pour les profilés et des cylindres lisses pour les tôles.

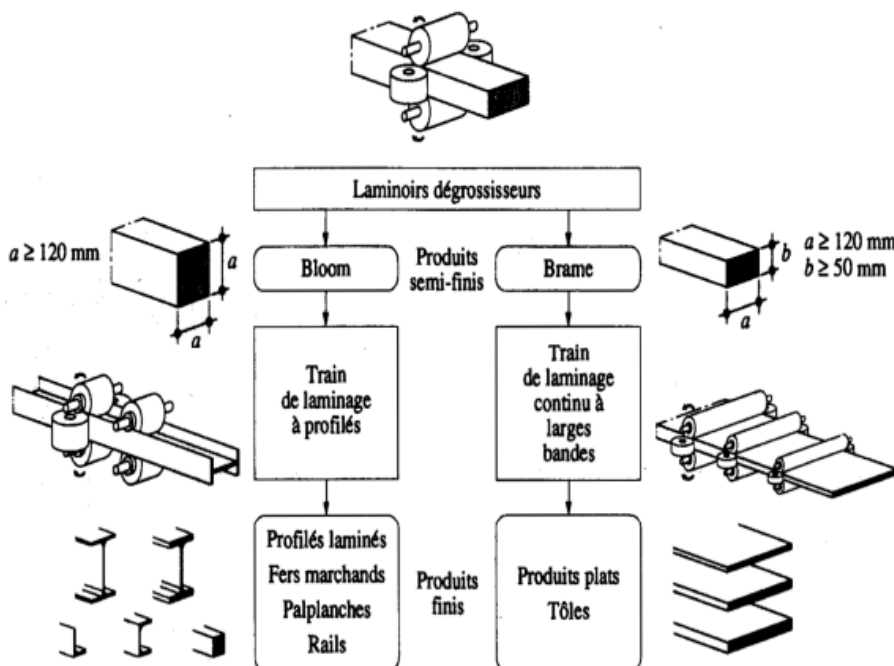


Figure I.2 : Phases principales du laminage à chaud.

### I.5.6.2 - Produits formés à froid :

Les produits façonnés à froid sont caractérisés par leur forme parfois assez élaborée et par leur faible épaisseur, ce sont surtout des tôles minces et plus rarement des profilés. Les profilés tubulaires n'entrent pas directement dans cette catégorie de produits.

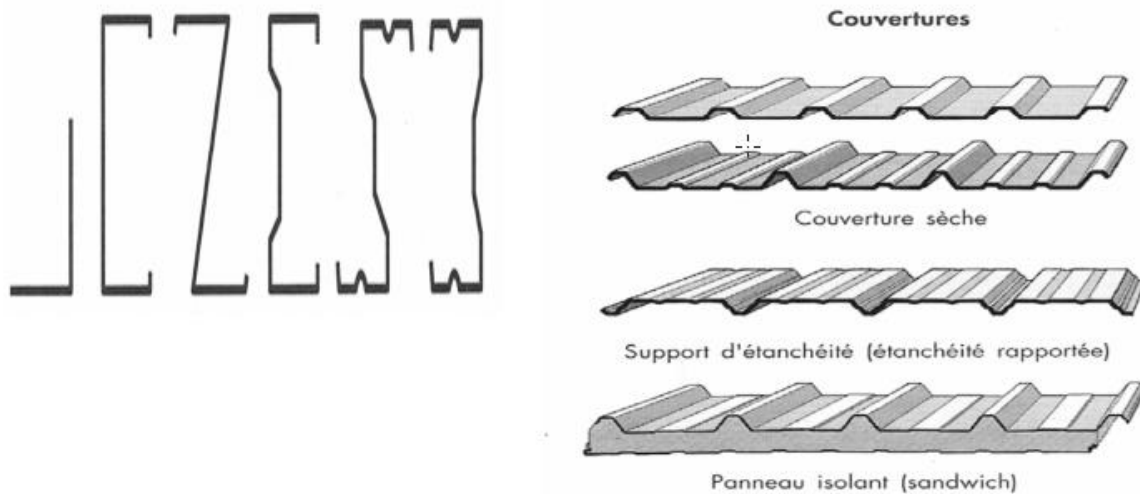
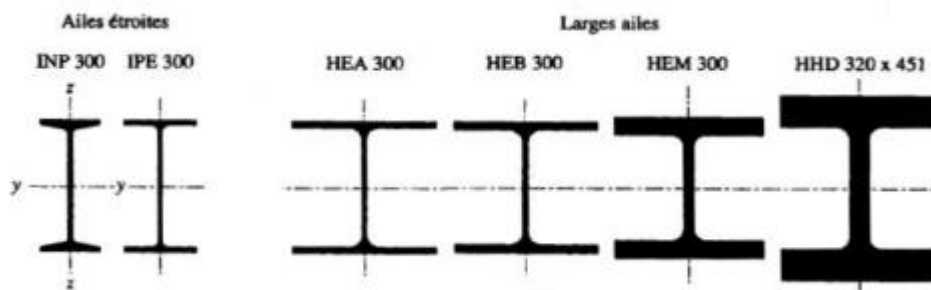


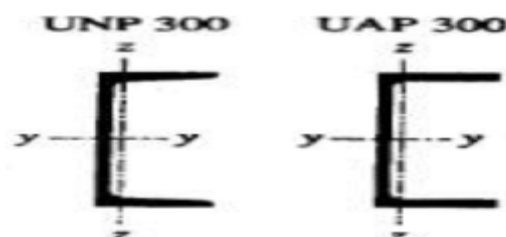
Figure I.3 : Produits longs formés à froid.

### I.5.7 - Différents types de profilés utilisés :

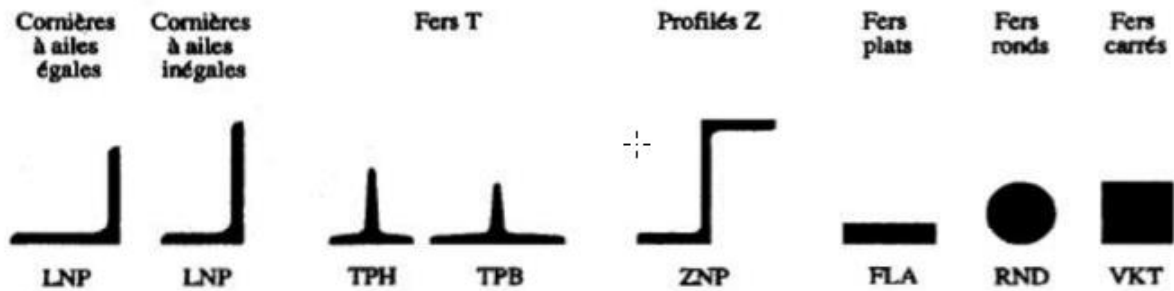
#### ➤ Exemples de profilés en double té :



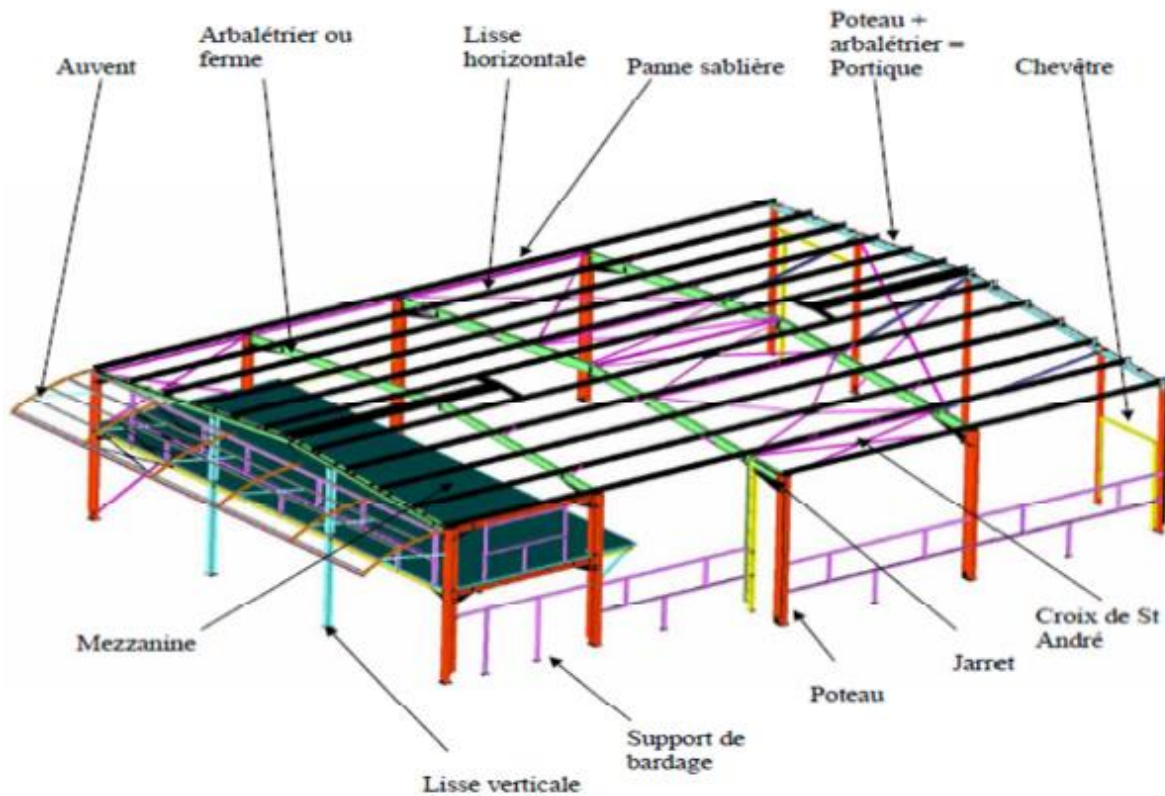
#### ➤ Exemples de profilés U :



➤ Exemples de fers marchands :



I.5.8 - Terminologie de la charpente métallique :



I.5.8.1 - Les assemblages :

On appelle « **assemblage** » la zone d'interconnexion de deux éléments ou plus. Sa fonction principale est de transmettre correctement les efforts entre ces éléments. On distingue deux catégories d'assemblage :

- Contacts mécaniques (contact par adhérence).
- Les assemblages par procédés de soudage, qui assurent une continuité entre les pièces métalliques au niveau des joints.

➤ **Assemblage soudés :**

Ils sont réalisés en atelier et destinés aux liaisons permanentes.

- Les organes de liaisons (**goussets, platines**).
- Les profils reconstitués, les aboutages de profilés.

Deux procédés de soudages sont utilisés :

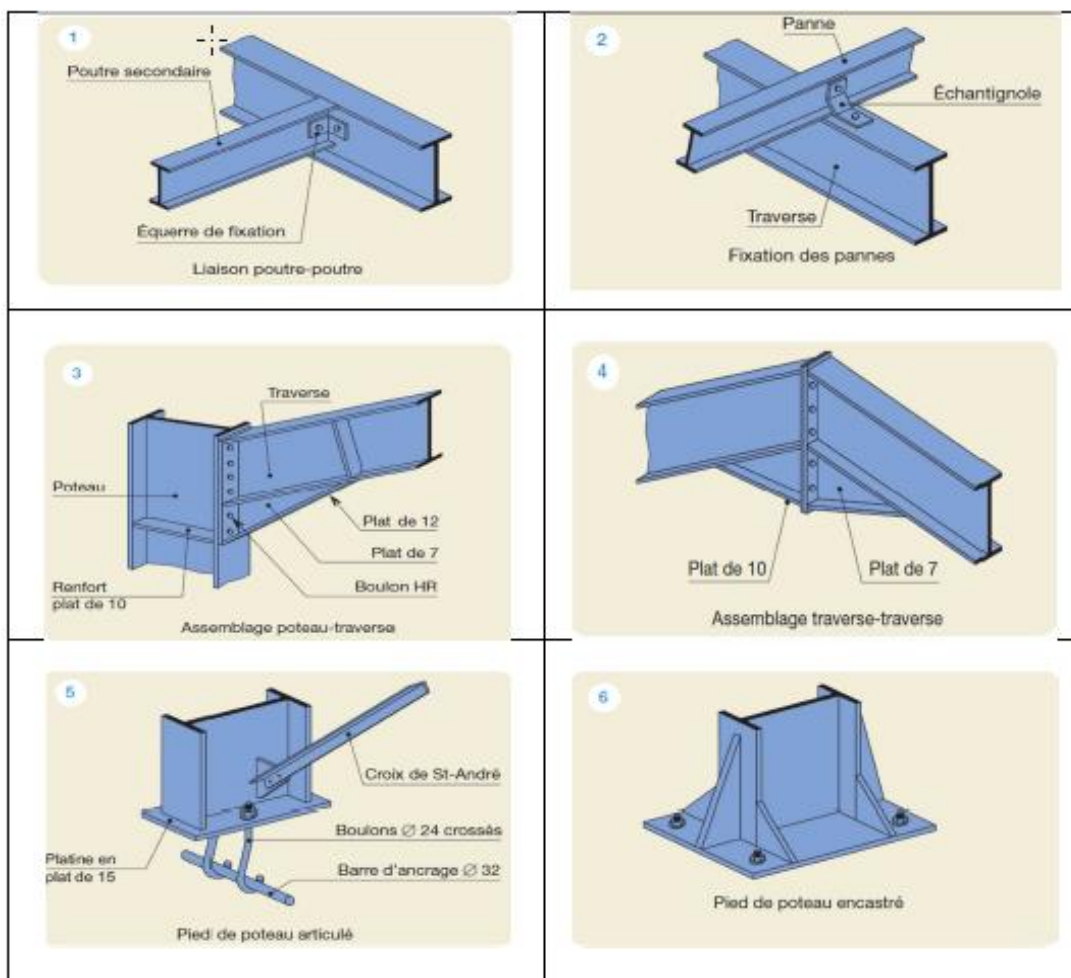
- **La soudure autogène** :(chalumeau oxyacétylénique et baguette d'apport de même métal).
- **La soudure à l'arc électrique** : avec électrodes enrobées ou protégées par flux de gaz (TIG, MIG).

➤ **Assemblage boulonnés :**

Cette technique autorise une grande rapidité de montage sur le chantier et ceci à un coût très économique.

Deux types de boulons sont couramment utilisés :

- **Les boulons ordinaires** : travaillant en traction et au cisaillement par butée.
- **Les boulons HR** : pour lesquels l'effort de serrage empêche le glissement entre les pièces assemblées. On les appelle aussi boulons précontraints.



### I.5.8.1 - Le bardage métallique :

Les bardages sont des parois qui assurent à la fois :

- La résistance mécanique.
- L'étanchéité à l'air et à l'eau.
- L'isolation thermique et acoustique.
- L'esthétique.

Ils sont réalisés à partir d'éléments nervurés réalisés en acier ou en aluminium. Il existe une grande variété de formes et de coloris (**galvanisés ou pré laqués**).

Les plaques peuvent être posées horizontalement ou verticalement.

#### ➤ *Bardage simple peau :*

C'est une solution économique, qui n'assure pas les fonctions d'isolation.

Les plaques sont fixées sur des lisses horizontales sous des montants (**profilés en U, Z ou I**), selon le type de pose (verticale ou horizontale).

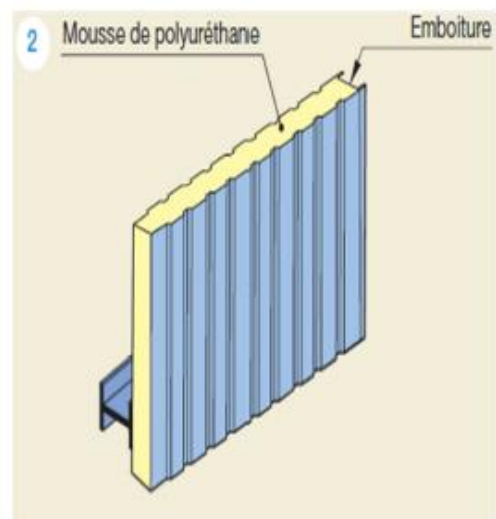
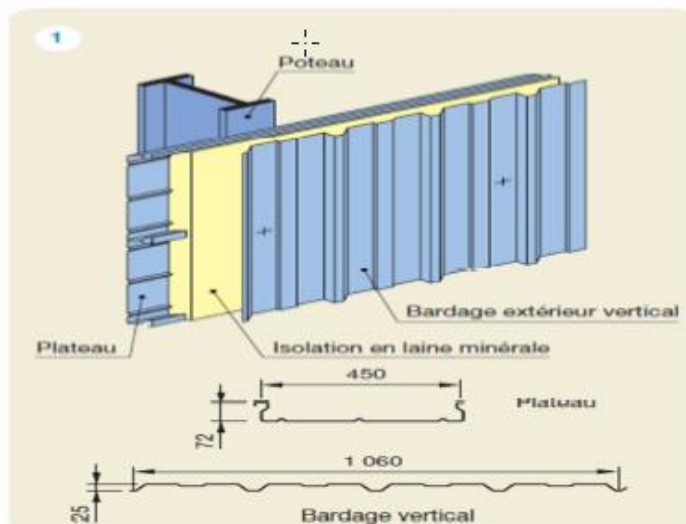
#### ➤ *Bardage double peau :*

Un bardage double peau est constitué par :

Un plateau intérieur horizontal fixé sur les poteaux des portiques.

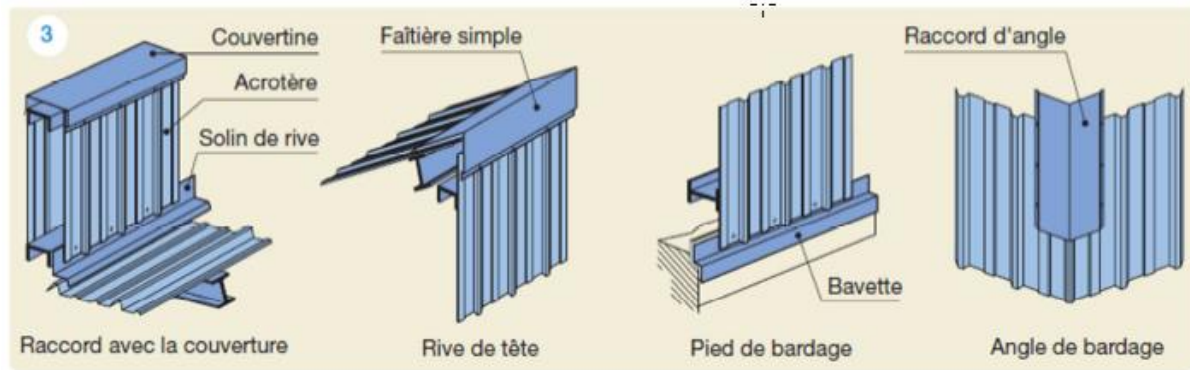
Une isolation en laine minérale d'épaisseur **60 à 100 mm**.

Un parement extérieur à nervures verticales.



#### ➤ *Bardage par panneaux sandwichs :*

Ce sont des panneaux monoblocs composés de deux parements en tôle nervurée en serrant un isolant en mousse de polyuréthane d'épaisseur **30 à 100 mm**.



## I.6 - Les codes et logiciels utilisés dans les structures en acier :

### I.6.1 - Les code de calculs :

La charpente métallique est un mode de construction qui est très règlementé et normé, les principales techniques utilisées sont :

- **Eurocode 3**
- Règles de conception et de calculs des structures en acier **DTU-CM66**.
- Règles parasismiques algériennes **RPA99**, modifiée en **2003**.
- Règles définissant les effets de la neige et de vent **DTR-RNV99**.
- Règles de conception et de calculs aux états limites de structures en béton armé **BAEL91**.
- Documents technique réglementaire **DTRBC 22** : charges permanentes et d'exploitation.

#### I.6.1.1 - Eurocode 3 :

Cet ouvrage s'applique sur des bâtiments métalliques et des ouvrages de génie civil en acier. Il concerne les exigences de résistance, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en acier. Cette réglementation est utilisée en accord avec les documents suivants :

- **EN 1990** : Base de calcul des structures acier.
- **EN 1991** : Actions sur les structures.
- **EN, ATE** : Produits de construction concernant les structures acier.
- **EN 1992 à 1999** : Lorsque des structures en acier ou composants sont concernés.
- **EN 1090** : Exécution des structures en acier et en aluminium.

L'**Eurocode 3** est composé de sept chapitres basés sur l'**EN 1993**.

#### I.6.2 - Logiciels utilisés :

- **ROBOT MILLENIUM** et **ROBOT VITAL-CN (société robot BET)** : pour calculs neige et vent, dimensionnement charpente métallique CM66, assemblage.
- **ATOM** : logiciel spécial en construction métallique.
- **POWER FRAME (builgsoft)** : permet de dimensionner des structures en **2D/3D** selon l'**Eurocode 3**.
- **STEEL (Takla France)** : ensembles de programmes pour la conception **3D**.
- **ASTER (cticm)** : calculs des assemblages.

- **COSAQ (ctiem)** : calculs des structures.
- **EC3 TOOLS** : vérification des résistances.
- **RDM LE MANS (lut le mans)** : calculs des structures en éléments finis.

### I.7 - Vue de la structure :

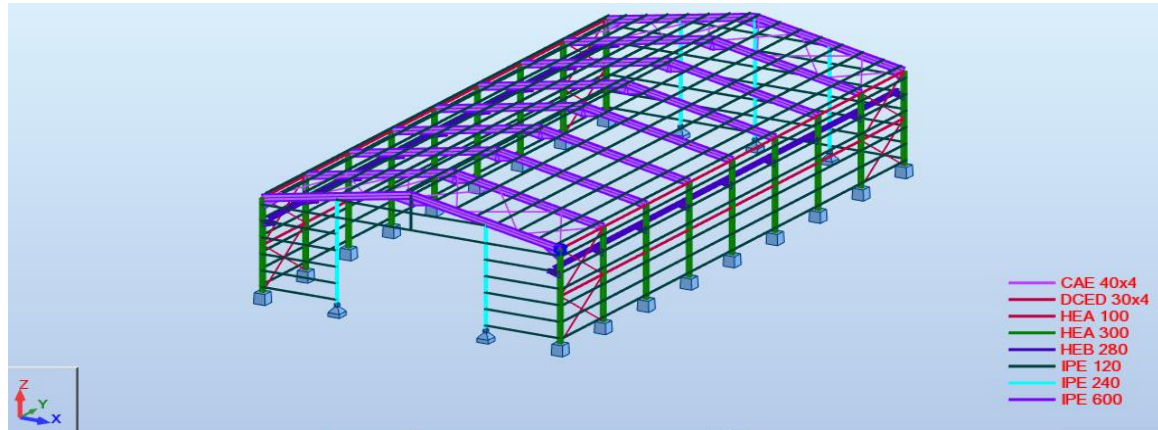


Figure I.4 : Vue en perspective 3D.

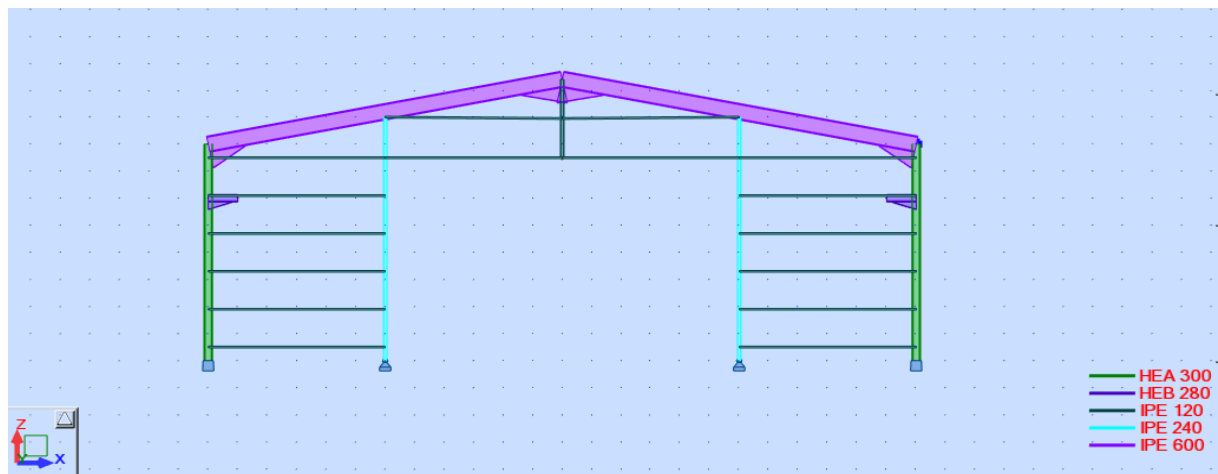


Figure I.5 : Vue sur pignon.

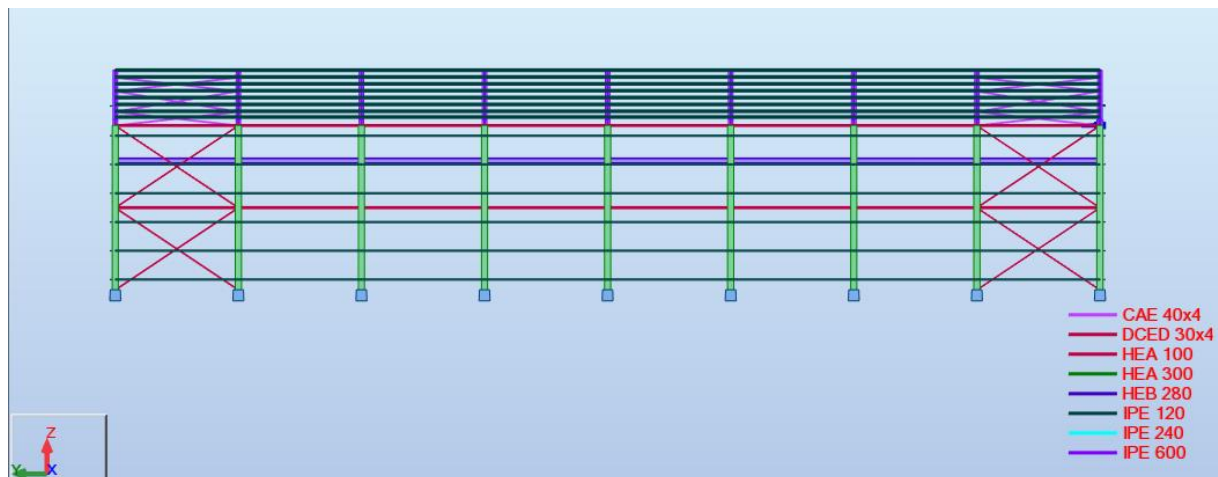


Figure I.6 : Vue sur le long pan.

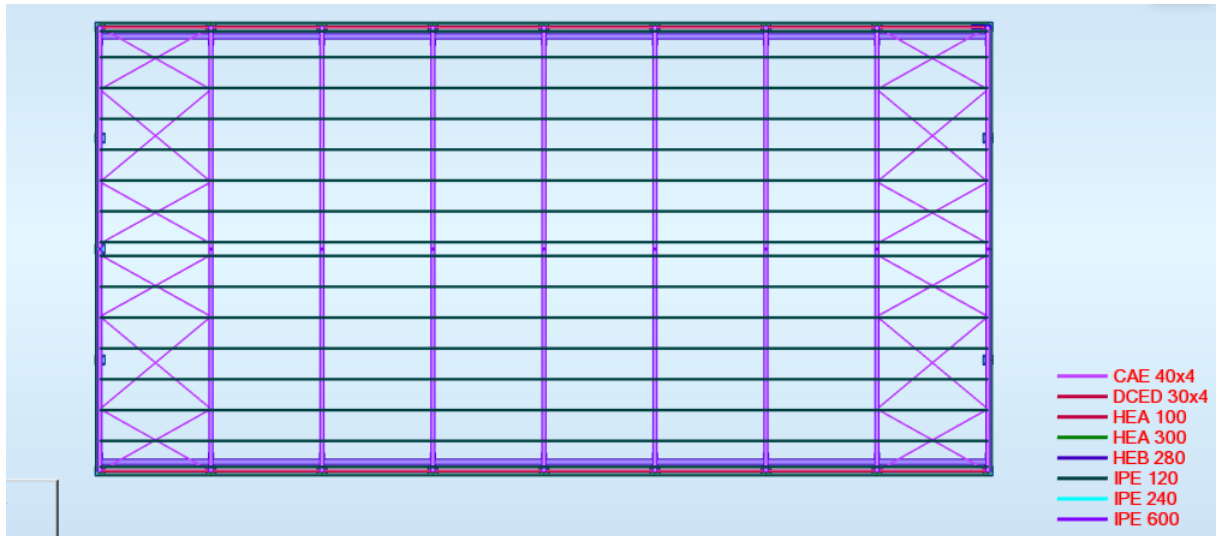


Figure I.7 : Vue en plan (toiture).

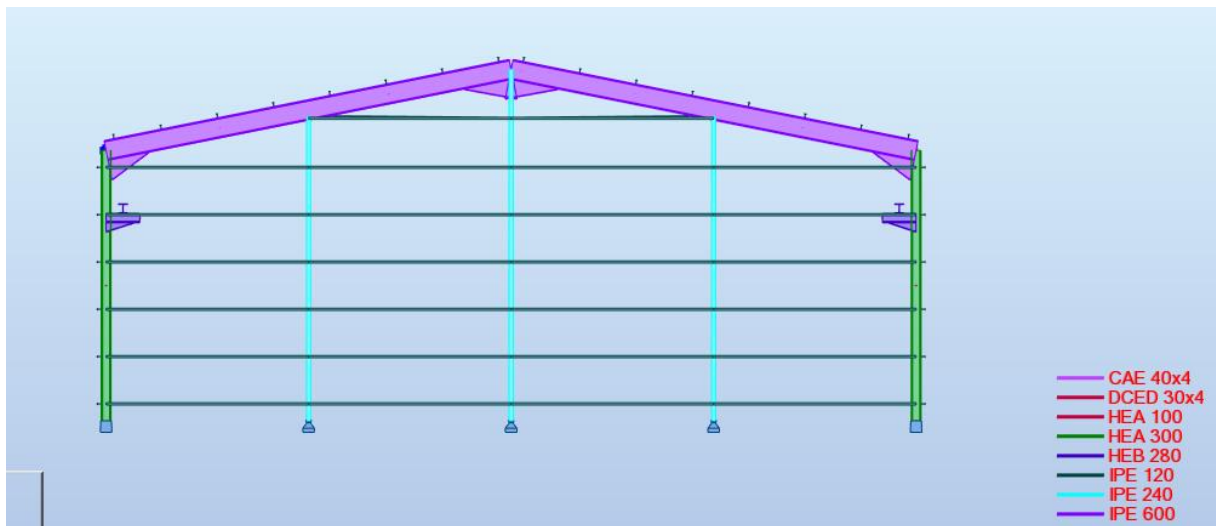


Figure I.8 : Vue en coupe sur pignon.

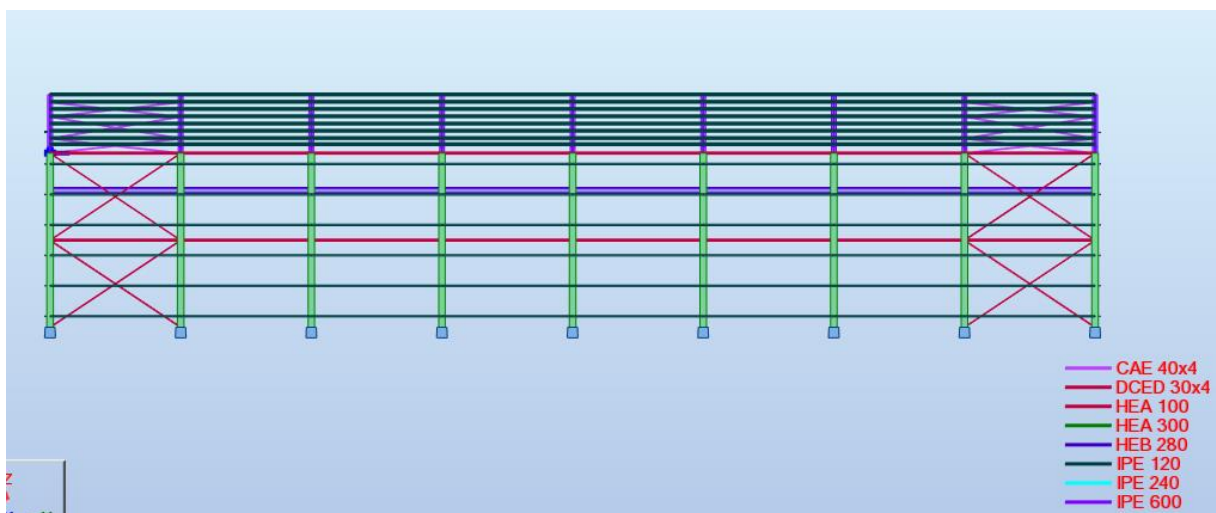


Figure I.9 : Vue en coupe sur le long pan.

ETUDE  
CLIMATIQUE

**II.1 - Introduction :**

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

**II.2 - Etude à la neige :****II.2.1 - But :**

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

**II.2.2 - Domaine d'application :**

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2).

**II.2.3 - La charge de la neige sur le sol ( $S_k$ ) :**

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans la wilaya d'Alger qui est classé en **zone B** selon la classification de **RNVA2013**.

- L'altitude du projet est d'environ **50 m**.
- $S_k$  est donnée par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D
$S_k$	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H+10}{100}$	Pas de charge de neige

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

Oued smar appartient à la zone B donc :

$$S_k = \frac{0.04 H + 10}{100}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 50 m

$$S_k = \frac{0.04(50)+10}{100} = 0.12 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0.12 \text{ KN/m}^2$$

### II.2.4 - Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture. Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente  $\alpha = 11.30^\circ$  ;

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

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$  (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

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

Tableau II.2 : coefficients de forme -toiture à deux versant.

### II.2.5 - Calcul des charges de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de la neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

#### Application numérique :

$$S = 0.8 \times 0.12$$

$$S = 0.096 \text{ KN/m}^2$$

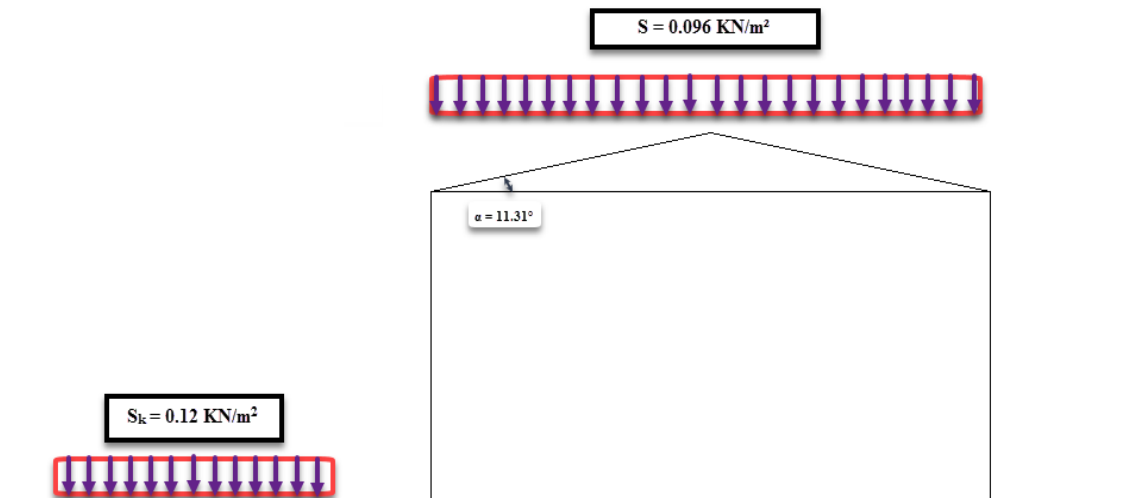


Figure II.1: Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

### II.3 - Calculs au vent :

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

Oued Smar appartient à la **zone de vent I**. [Carte de vent-RNV/2013]

La zone industrielle est classée comme un **terrain de catégorie III**. [Tableau2.4-RNV/2013]

Le site d'implantation est un site plat.

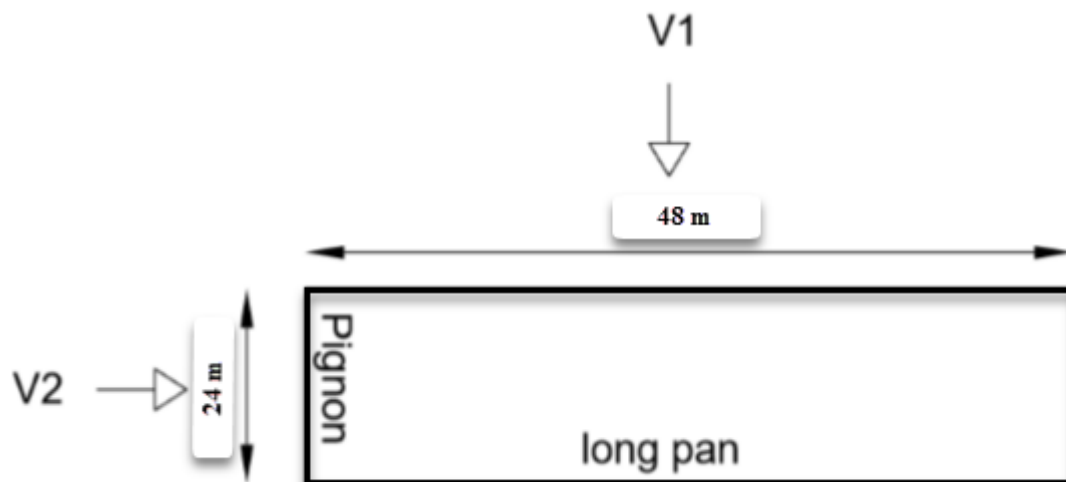


Figure II.2 : les directions principales de vent.

#### II.3.1- Détermination de la pression dynamique de pointe :

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

✓ La structure est une construction permanente implantée dans la zone II donc :

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2 \quad \dots\dots\dots [\text{Tableau 2.2-RNV/2013}]$$

✓ Hauteur de référence  $Z_e$  :

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

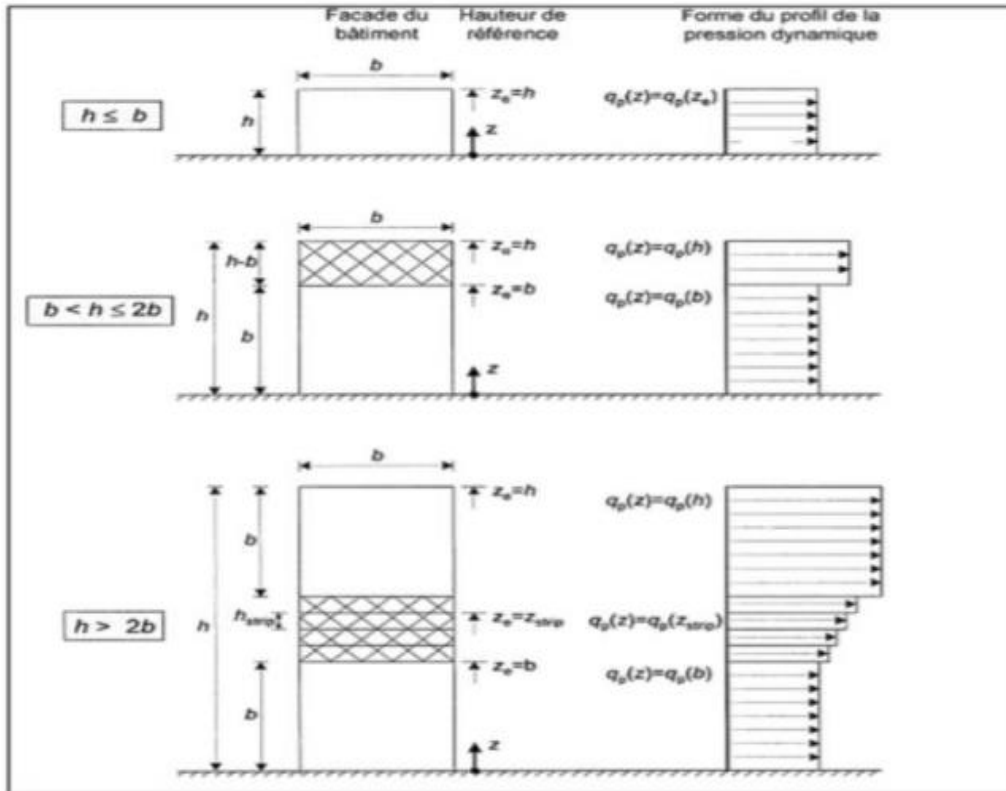


Figure II.3 : Hauteur de référence  $Z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique.

Comme notre cas la hauteur des parois  $h = 8.14$  m, Et la largeur  $b = 24$  m  $\Rightarrow h \leq b$  ;  
 $\Rightarrow Z_e = h = 8.14$  m ;

Pour les toitures,  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ; (Selon RNVA 2013 Chap 2 article 2.3.2)  $\Rightarrow Z_e = H = 10.40$  m.

Pour la toiture  $Z_e = 10.40$  m  
 Pour les parois verticales  $Z_e = 8,14$  m } [Figure2.1-RNV/2013]

✓ Coefficient d'exposition  $C_e$  :

$C_e(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$  ..... [Formule2.2-RNV/2013]

✓ Coefficient de topographie  $C_t$  :

La structure est implantée dans un site plat  $\emptyset < 0.05$  donc :

$C_t(z) = 1$  ..... [Fomule2.4-RNV/2013]

✓ Coefficient de rugosité  $C_r$  :

La structure est implantée dans une zone industrielle donc :

Terrain de catégorie III.  
 $K_T = 0.215$   
 $Z_0 = 0.3 \text{ m}$   
 $Z_{\min} = 5 \text{ m}$   
 $\varepsilon = 0.61$   
 On a :  $Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z < 200 \text{ m}$

[Tableau2.4-RNV/2013]

Donc :

$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_n}\right) \dots\dots\dots$  [Formule2.3-RNV/2013]

✓ Toiture  $Z_e = 10.40 \text{ m}$  :

$C_r(10.40) = 0.215 \times \ln\left(\frac{10.40}{0.3}\right) = 0.762$

✓ Parois verticales  $Z_e = 8.14 \text{ m}$  :

$C_r(8.14) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.14}{0.3}\right) = 0.709$

✓ Intensité de turbulence  $I_v$  :

On a :  $Z < Z_{\min} = 5 \text{ m}$        $I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} \dots\dots\dots$  [Formule2.5-RNV/2013]

✓ Toiture  $Z_e = 10.40 \text{ m}$  :

$I_v(10.40) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10.40}{0.3}\right)} = 0.282$

✓ Parois verticales  $Z_e = 8.14 \text{ m}$  :

$I_v(8.14) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.14}{0.3}\right)} = 0.302$

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

Coefficient	$Z_e$ (m)	$C_t$	$C_r$	$I_v$	$C_e$	$q_{\text{réf}}$ ( $\text{N/m}^2$ )	$q_p(z_e)$ ( $\text{N/m}^2$ )
Toiture	10.40	1	0.762	0.282	1.726	435	750.81
Parois verticales	8.14	1	0.709	0.302	1.565	435	680.775

Tableau II.3 : les valeurs de la pression dynamique.



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

Zone	A		B		C		D		E	
	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	d	h	d	h
Dimension géométrie (m)	3.256	8.14	13.024	8.14	7.72	8.14	24	4.18	24	8.14
Surface (m <sup>2</sup> )	26.503		106.015		62.840		195.36		195.36	

Tableau II.4 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.

La surface de chaque zone est > 10 m<sup>2</sup> donc :

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

Le tableau suivant donne les valeurs de C<sub>pe</sub> de chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C <sub>pe</sub>	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les valeurs des C<sub>pe</sub> sur les parois dans le sens V1.

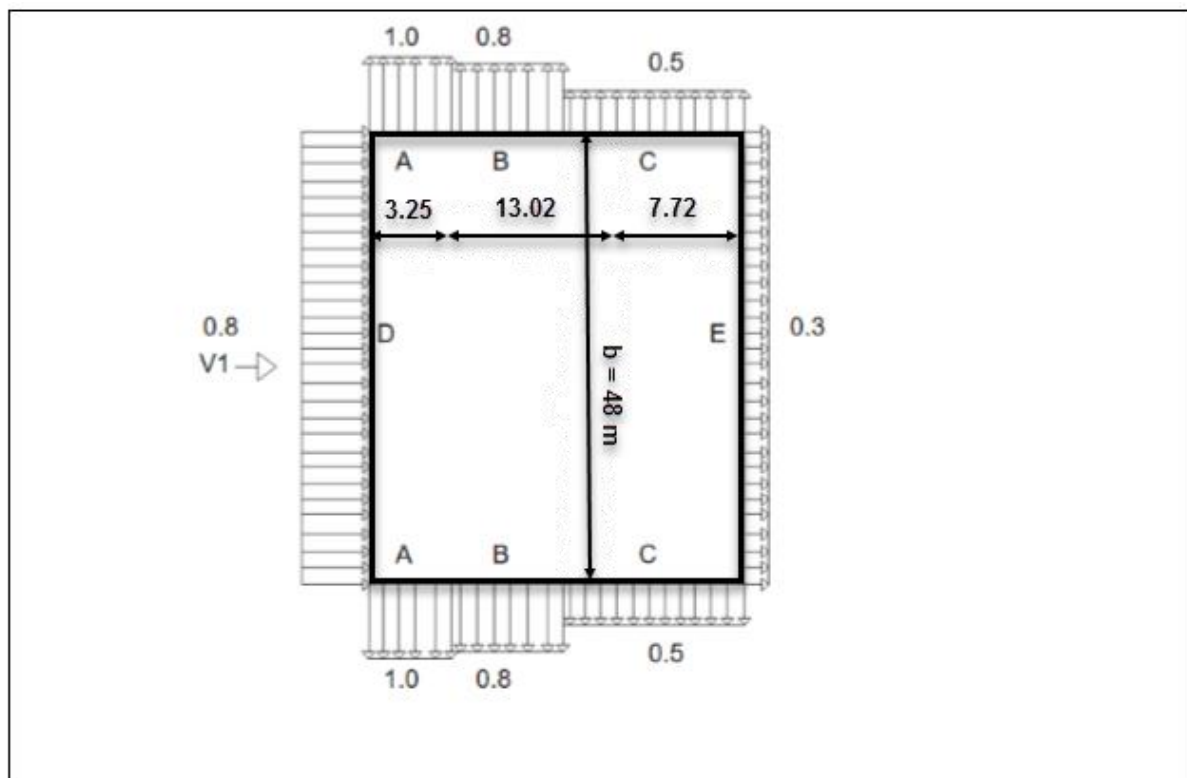


Figure II.5 : Répartition des C<sub>pe</sub> sur les parois dans le sens V1.

✓ Toiture :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de  $C_{pe}$  de toiture à deux versants ou la direction de vent  $\theta = 0^\circ$

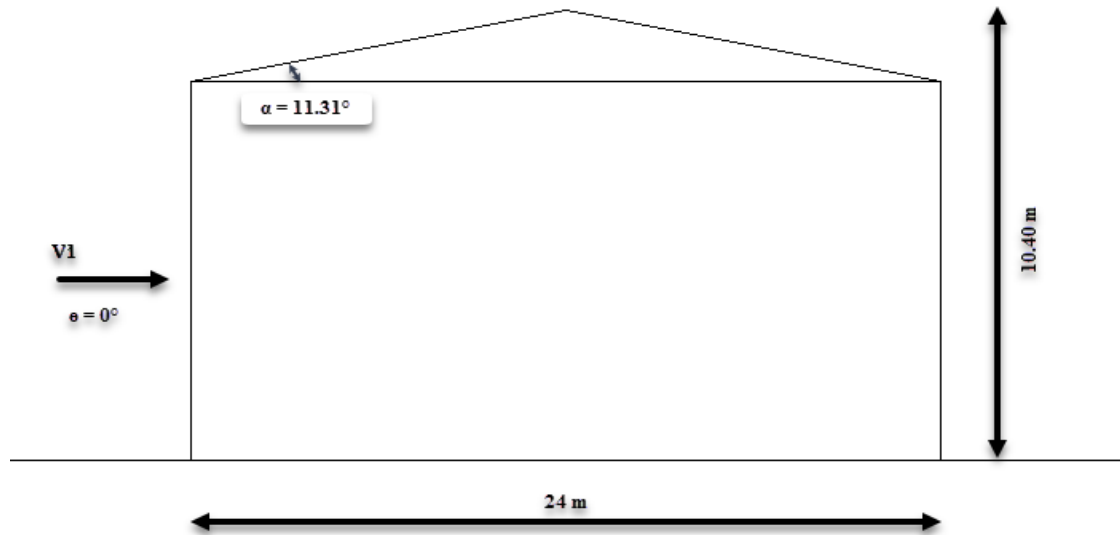


Figure II.6 : Légende pour la toiture à deux versants.

On a :

$\alpha = 11.30^\circ$  ;  $d = 24$  m ;  $b = 48$  m ;  $H = 10.40$  m

$e = M_{\min}(d ; 2h) = M_{\min}(48 ; 2 \times 10.40) = 20.8$  m

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

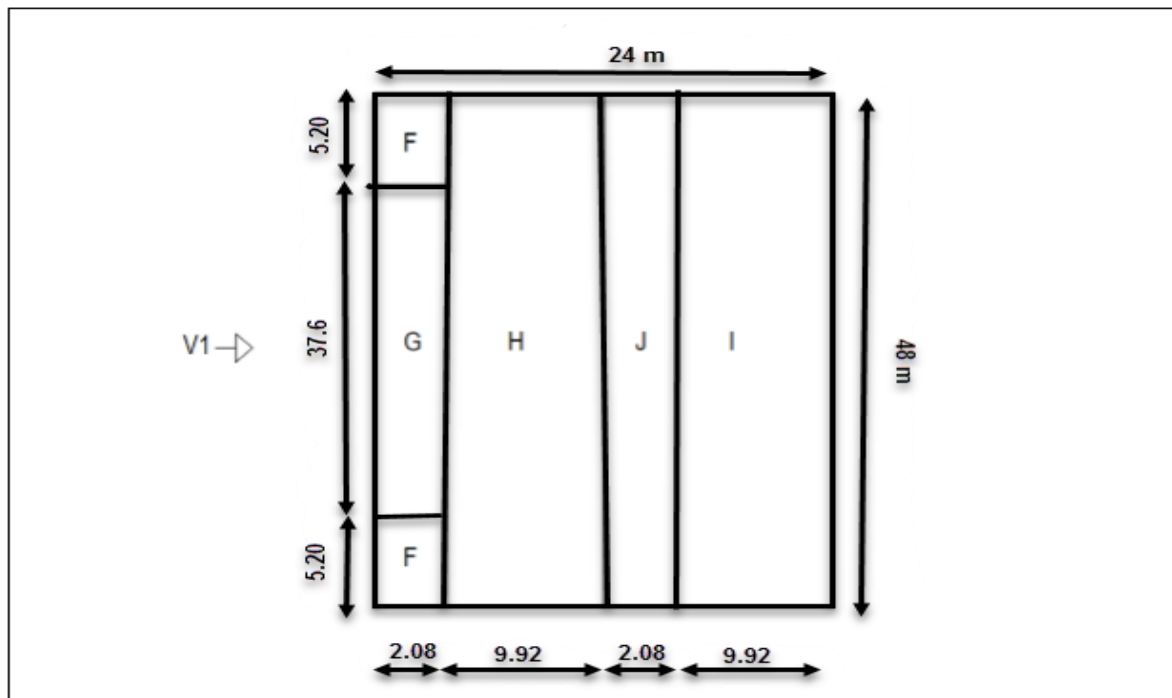


Figure II.7 : Répartition des zones de vent sur la toiture.

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

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrie (m)	e/10	e/4	e/10	b - 2 e/4	12 - e/10	b	e/10	d	12 - e/10	b
	2.08	5.20	2.08	37.6	9.92	48	2.08	48	9.92	48
Surface (m <sup>2</sup> )	10.816		78.208		476.16		99.84		476.16	

Tableau II.6 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1.

La surface de chaque zone est > 10 m<sup>2</sup> donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

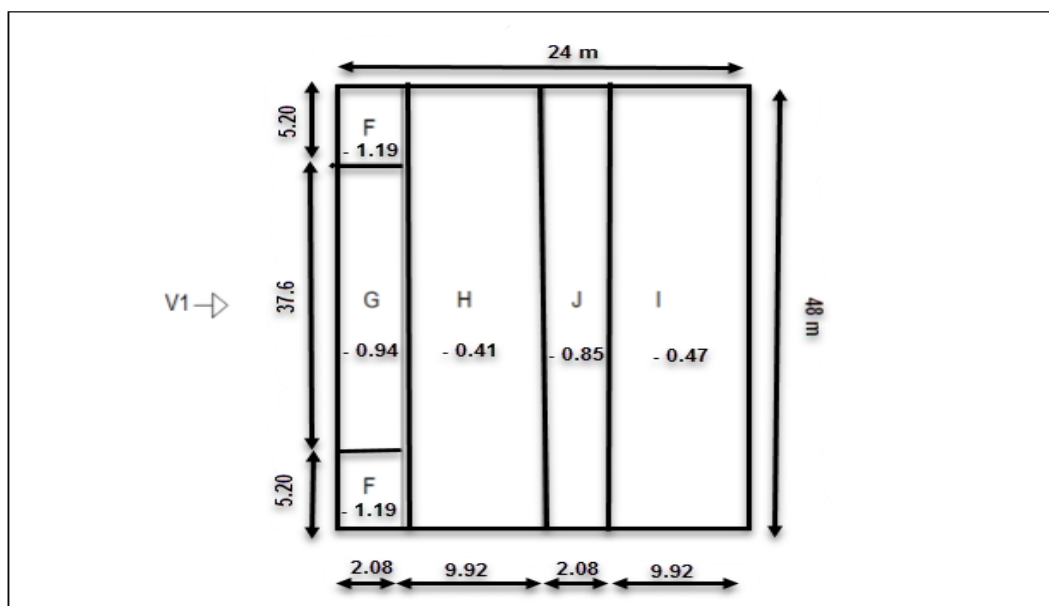
Puisque  $\alpha = 11.30^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}(5^\circ)$  et  $C_{pe}(15^\circ)$  par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.30^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[ \frac{11.30-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

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

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe}(5^\circ)$	- 1.7	- 1.2	- 0.6	- 0.6	- 0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	- 0.9	- 0.8	- 0.3	- 0.4	- 1
$C_{pe}$	- 1.19	- 0.94	- 0.41	- 0.47	- 0.852

Tableau II.7 : Les valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V1.



**Figure II.8** : Répartition des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V1.

✓ Les valeurs de  $C_{pi}$  :

On a :  $0.25 < h/d = 10.40 / 24 = 0.433 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.433</b>	<b>1</b>
<b><math>C_{pi}</math></b>	- 0.116	$C_{pi}(0.433)$	- 0.126

**Tableau II.8** : les valeurs de  $C_{pi}$  en fonction de h/d.

$$C_{pi}(0.433) = C_{pi}(0.25) + \left[ \frac{0.433-0.25}{1-0.25} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.433) = - 0.140$$

### II.3.4 - Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression  $q_j$  agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$\text{On a : } W(Z_i) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$q_j = C_d \times W(Z_i)$$

[Formule 2.6-RNV/2013]

$$\text{Donc : } q_j = C_d \times W(Z_i) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$C_{pi} = - 0.140$$

#### ➤ Parois verticales :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

<b>Zone</b>	<b><math>C_d</math></b>	<b><math>q_p(Z_e)</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>C_{pe}</math></b>	<b><math>C_{pi}</math></b>	<b><math>q_j</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>A</b>	1	680.77	- 1.0	- 0.140	- 585.46
<b>B</b>	1	680.77	- 0.8	- 0.140	- 449.30
<b>C</b>	1	680.77	- 0.5	- 0.140	- 245.07
<b>D</b>	1	680.77	+ 0.8	- 0.140	639.92
<b>E</b>	1	680.77	- 0.3	- 0.140	- 108.92

**Tableau II.9** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec  $C_{pi} = - 0.140$

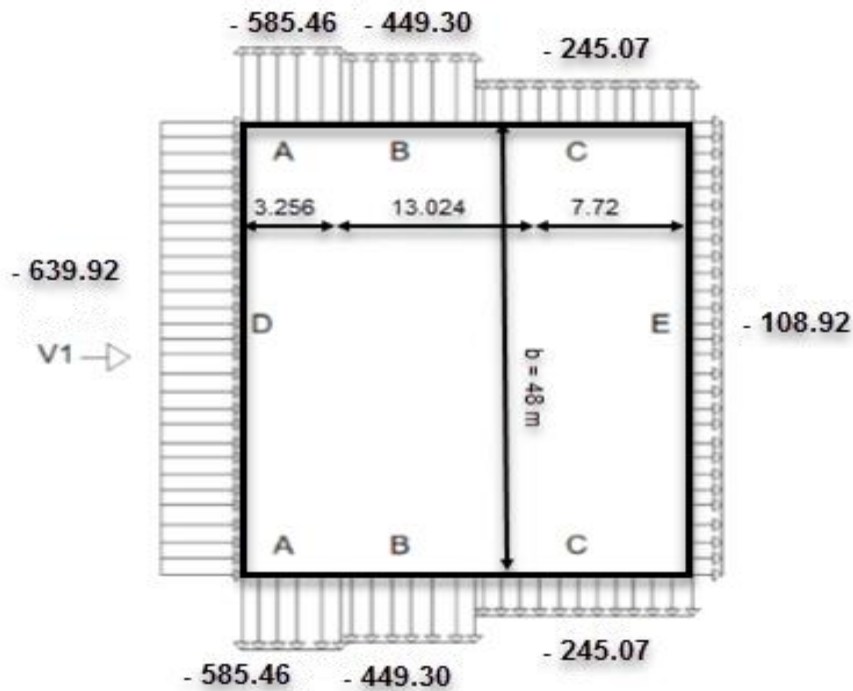


Figure II.9 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec  $C_{pi} = - 0.140$

➤ Toiture :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	$C_a$	$q_p(Z_e)$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ ( $N/m^2$ )
F	1	750.81	- 1.19	- 0.140	- 788.35
G	1	750.81	- 0.94	- 0.140	- 600.64
H	1	750.81	- 0.41	- 0.140	- 202.71
I	1	750.81	- 0.47	- 0.140	- 247.76
J	1	750.81	- 0.85	- 0.140	- 533.07

Tableau II.10 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  $C_{pi} = - 0.140$

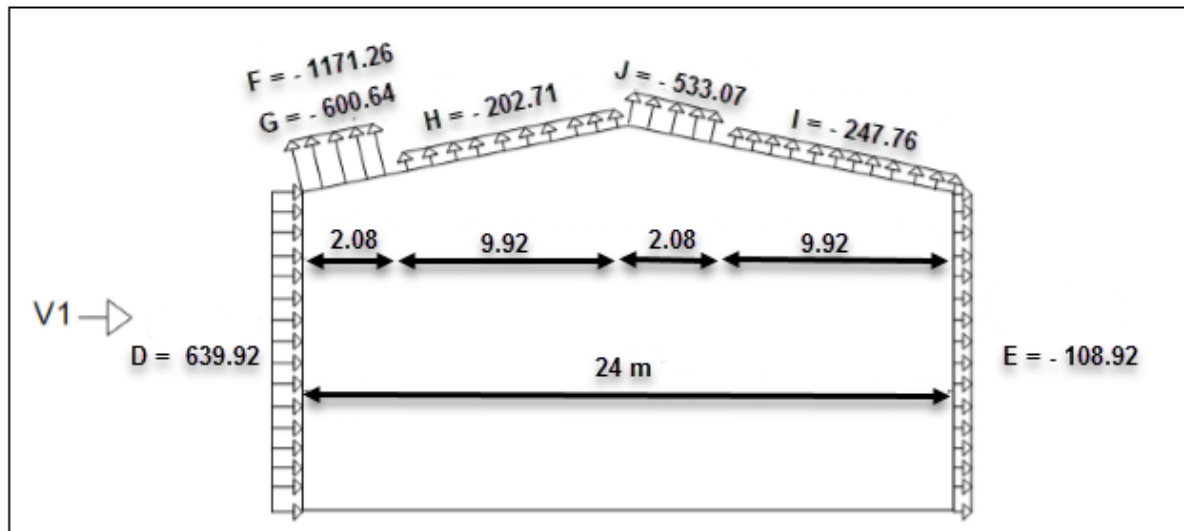


Figure II.10 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  $C_{pi} = -0.140$

### II.3.5 - Détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent).  
(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3)

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

✓ Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$= [(8.14 \times 24) + (2.26 \times 12)] \times 2 = 444.96 \text{ m}^2.$$

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

$$= \left( \frac{2.26}{\sin 11.30} \times 2 \times 30 \right) = 11.53 \times 2 \times 48 = 1107.24 \text{ m}^2$$

$$\text{Total des surfaces parallèle au vent} = 444.96 + 1107.24 = 1552.20 \text{ m}^2.$$

➤ Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

$$\text{Les surfaces des deux longs pans} = [(8.14 \times 48)] \times 2 = 781.44 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$1552.20 \text{ m}^2 \leq 4 \times 781.44 = 3125.76 \text{ m}^2$  ..... C'est vérifier.

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

➤ *Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :*

✓ *Les valeurs de  $C_{pe}$  :*

• *Parois verticales :*

$b = 24 \text{ m} ; d = 48 \text{ m} ; h = 8.14 \text{ m}$

donc :  $e = M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(24 ; 16.28) = 16.28 \text{ m}$

On voit bien que  $d > e$ , donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme indique la figure 2.4 Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrie (m)	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
	3.256	8.14	13.024	8.14	31.72	8.14	24	4.18	24	8.14
Surface (m <sup>2</sup> )	26.503		106.015		258.20		185.36		185.39	

**Tableau II.11 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2.

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

$C_{pe} = C_{pe,10}$

[§5.1.1.2-RNV/2013] Le tableau

Suivant donne les valeurs de  $C_{pe}$  de chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau II.12 :** Les valeurs des  $C_{pe}$  sur les parois dans le sens V2.

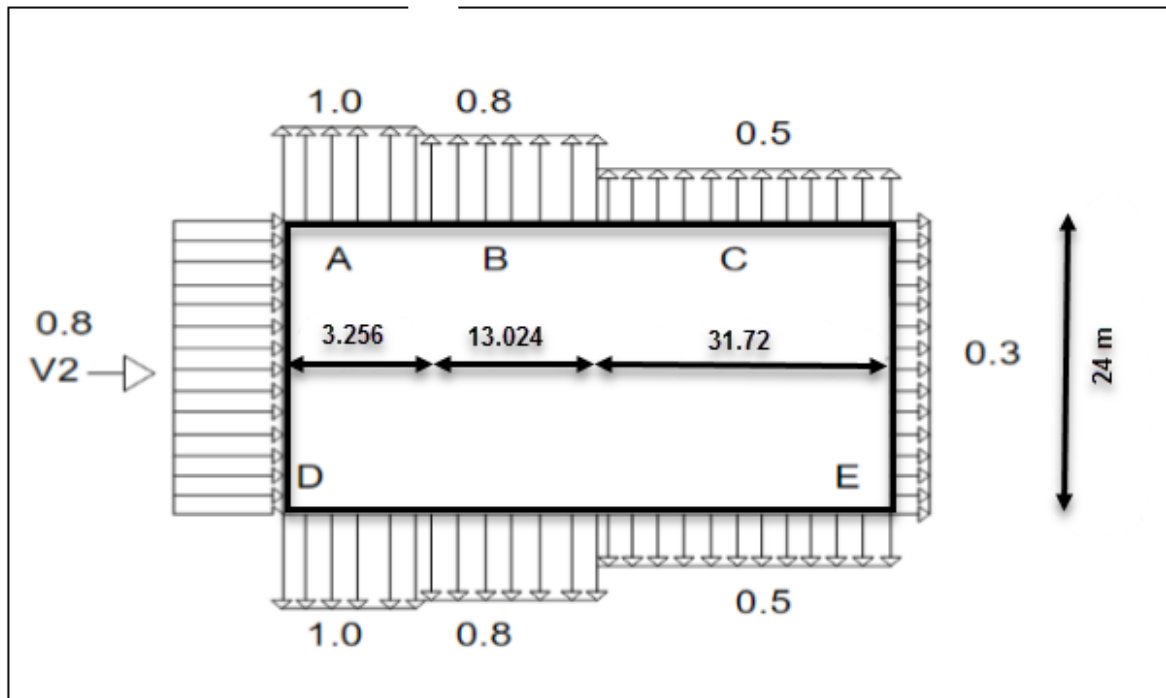


Figure II.11 : Répartition des  $C_{pe}$  sur les parois dans le sens V2.

➤ Toiture :

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour  $\theta = 90^\circ$ .

[§5.1.8.1-RNV/2013]

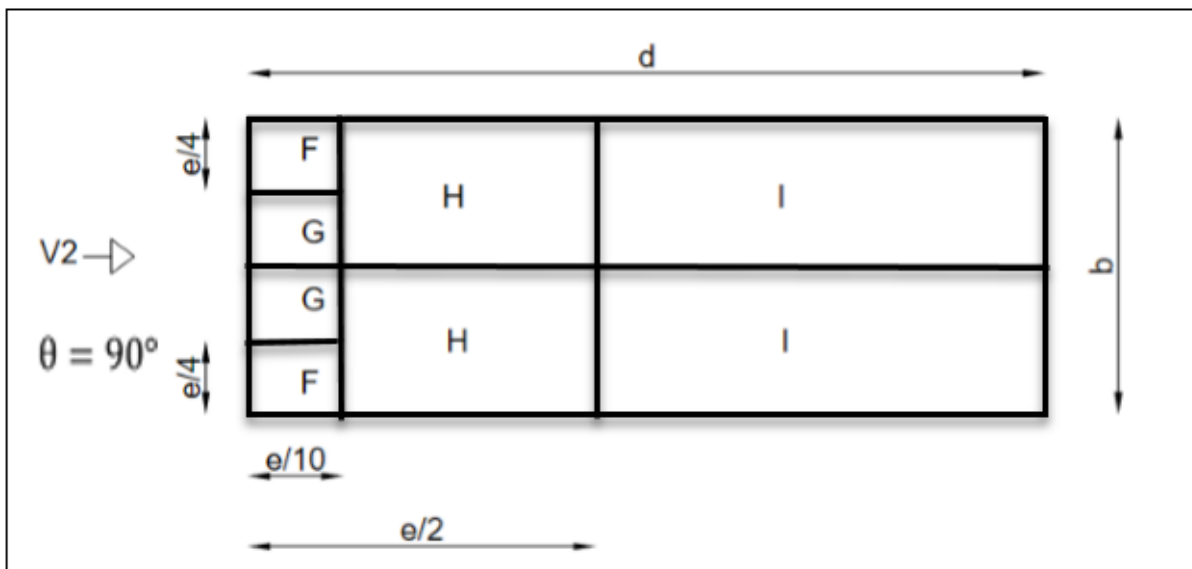


Figure II.12 : Légende pour la toiture.

On a :  $\alpha = 11.30^\circ$  ;  $b = 24 \text{ m}$  ;  $d = 48 \text{ m}$  ;  $H = 10.40 \text{ m}$

$e = M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(24 ; 2 \times 10.40) = 20.80 \text{ m}$

Dans ce cas On a quatre zone F, G et H et I comme suit :

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrie (m)	e/10	e/4	e/10	b/2 - e/4	e/2 - e/10	b/2	d - e/2	b/2
		2.08	5.20	2.08	6.8	8.32	12	37.6
Surface (m <sup>2</sup> )	10.816		14.144		99.84		451.20	

Tableau II.13 : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2.

Pour les zones on a la surface de chacune est > 10 m<sup>2</sup>

Donc :

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

Puisque  $\alpha = 11.30^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}(5^\circ)$  et  $C_{pe}(15^\circ)$  par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.30^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[ \frac{11.30-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

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

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	- 1.6	- 1.3	- 0.6	- 0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	- 1.3	- 1.3	- 0.7	- 0.6
$C_{pe}$	- 1.41	- 1.3	- 0.66	- 0.6

Tableau II.14 : Les valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V2.

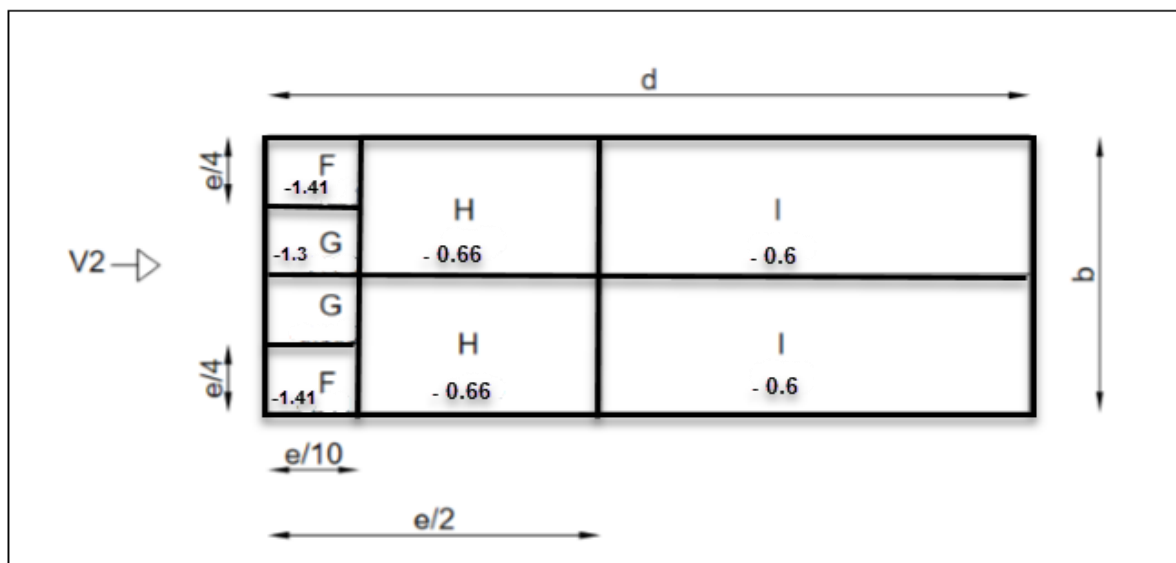


Figure II.13 : Répartition des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V2.

➤ *Les valeurs de  $C_{pi}$  :*

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  avec :

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

Les sommes des surfaces de toutes les ouvertures : 93.16094 m<sup>2</sup>.

La somme des ouvertures ou  $C_{pe} \leq 0$  ; 82.3542 m<sup>2</sup>.

$$\mu_p = \frac{82.354}{93.16094} = 0.884$$

On a :  $0.25 < h/d = 10.40 / 48 = 0.216 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.216</b>	<b>1</b>
<b><math>C_{pi}</math></b>	-0.283	$C_{pi}(0.216)$	-0.416

**Tableau II.15** : valeurs de  $C_{pi}$  en fonction de h/d.

$$C_{pi}(0.216) = C_{pi}(0.25) + \left[ \frac{0.216 - 0.25}{1 - 0.25} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.216) = -0.276$$

### II.3.6 - Calcul des différentes pressions sur la structure :

La pression  $q_j$  agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$\text{On a : } \quad : \quad W(Z_i) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$q_j = C_d \times W(Z_i)$$

[Formule 2.6-RNV/2013]

$$\text{Donc : } \quad q_j = C_d \times W(Z_i) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$C_{pi} = -0.276$$

➤ **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	$C_d$	$q_p(Z_e)$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ ( $N/m^2$ )
A	1	680.77	-1.0	-0.276	- 492.88
B	1	680.77	-0.8	-0.276	- 356.72
C	1	680.77	-0.5	-0.276	- 152.49
D	1	680.77	+0.8	-0.276	732.51
E	1	680.77	-0.3	-0.276	- 16.33

Tableau II.16 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec  $C_{pi} = - 0.276$

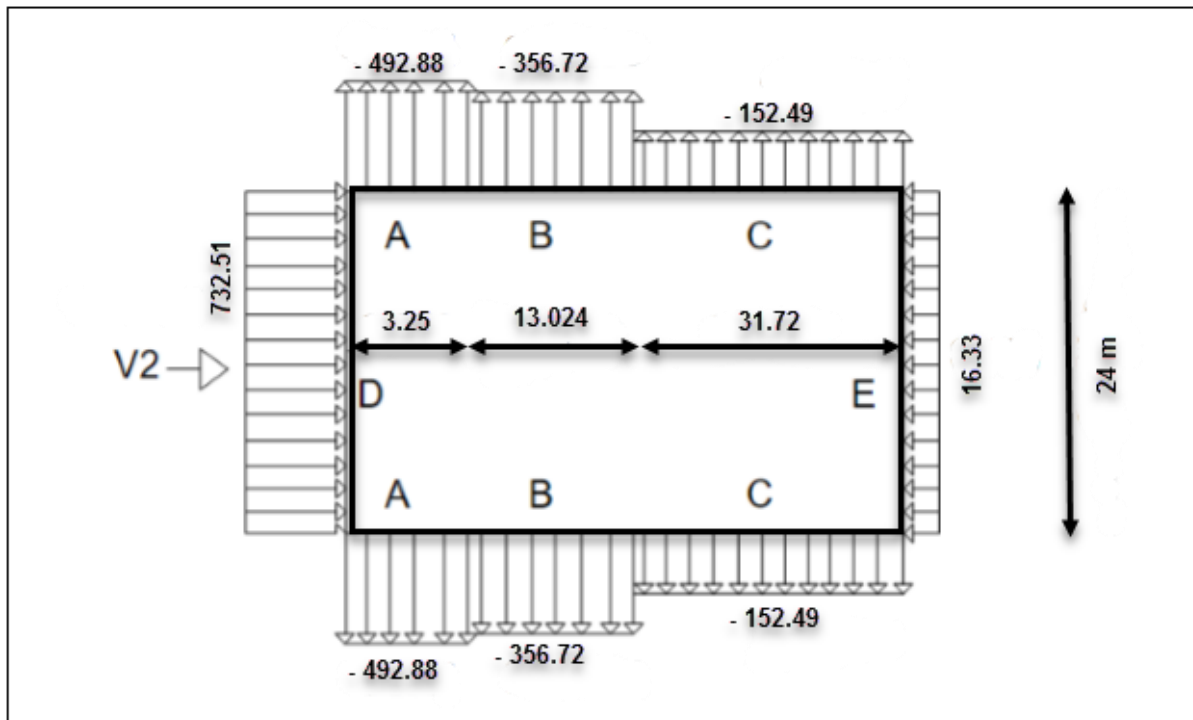


Figure II.14 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec  $C_{pi} = - 0.276$

➤ Toiture :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V2 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	$C_d$	$q_p(Z_e)$ ( $N/m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ ( $N/m^2$ )
F	1	750.81	- 1.41	- 0.276	- 851.47
G	1	750.81	- 0.99	- 0.276	- 539.83
H	1	750.81	- 0.64	- 0.276	- 288.31
I	1	750.81	- 0.54	- 0.276	- 243.26

Tableau II.17 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec  $C_{pi} = - 0.276$

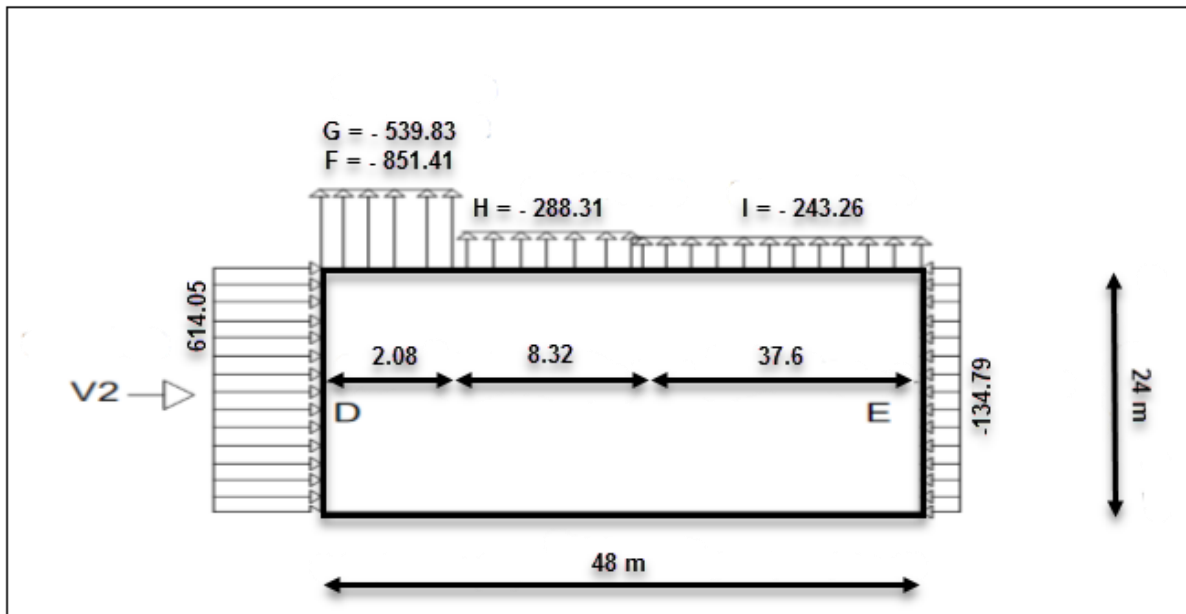


Figure II.15 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec  $C_{pi} = -0.276$

➤ *Détermination de la force de frottement :*

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

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

• *Calcul des surfaces parallèles au vent :*

Les surfaces de long pan =  $(8.14 \times 48) = 390.72 \text{ m}^2$ .

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

$$= \left( \frac{2.26}{\sin 11.30} \times 2 \times 48 \right) = (11.53 \times 2 \times 48) = 1106.88 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 390.72 + 1106.88 = 1497.6 \text{ m}^2.$$

✓ *Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :*

$$\text{Les surfaces des deux pignons} = [(8.14 \times 24)] + (2.26 \times 12) \times 2 = 444.96 \text{ m}^2.$$

- **Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :**

L'aire totale des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$1497.6 \text{ m}^2 \leq 4 \times 444.96 = 1779.84 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon.

ETUDE  
DES ELEMENTS  
SECONDAIRES

**III - Introduction :**

Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du Bardage. Ainsi le calcul de la procédure est comme suit :

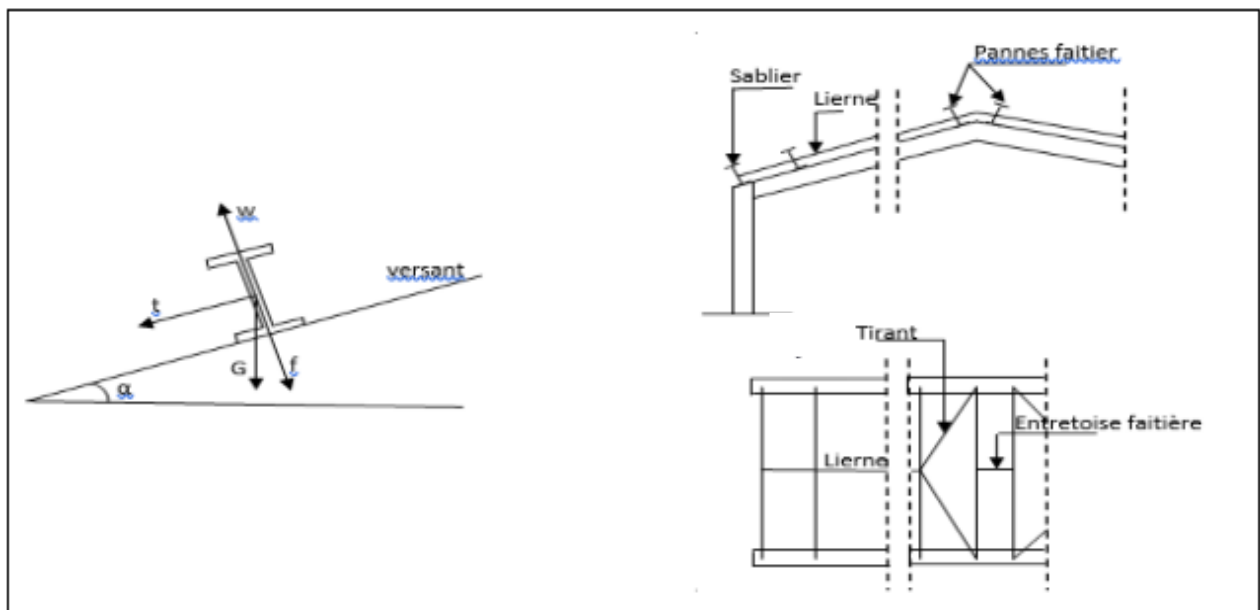
- 1- Evaluation les charges appliquées sur les éléments considérés, puis rechercher la combinaison ayant l'effet le plus défavorable.
- 2- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.
- 3- Vérification de la résistance, de la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de La résistance des matériaux (RDM) et les différentes règles.

Les éléments secondaires composants notre structure sont les suivants :

- Les pannes.
- Les lisses de bardage.
- Les potelets.

**III.1 - Etude des pannes :****➤ Définition :**

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Dans notre structure nous utiliserons des IPE.



**Figure III.1 : Disposition** de la panne.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée  $L = 6$  m, incliné d'un angle  $\alpha = 11.30^\circ$  et on suppose l'entraxe « e » égale à 1.70 m.

### III.1.2 - Détermination des sollicitations :

#### III.1.2.1 - Evaluation des charges et surcharges :

##### a) Les charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture TL 80 (panneaux sandwichs) ..... 14.5 Kg/m<sup>2</sup>.  
 Poids propre d'accessoire d'attache ..... 2 Kg/m<sup>2</sup>.  
 Poids propre de la panne estimé (IPE140)..... 13.14 Kg/m.  
 Espacement entre les pannes e = 1.70 m.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + \text{Accessoire}) \times e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e = 1.70 m)

$$G = (14.5 + 2) \times 1.70 + 13.14 = 41.19 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.411 \text{ KN/m.}$$

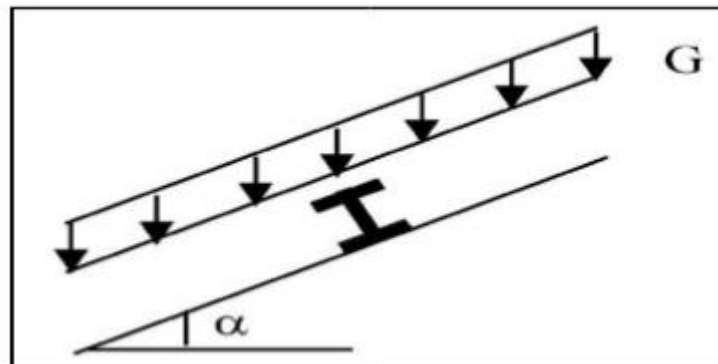


Figure III.2 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

##### b) Charge d'exploitation :

Charge concentrée de 100 Kg, chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée. La charge uniformément répartie q est obtenue en égalisant les deux moments maximums dues à Q'.

$$M_{\max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \implies q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = 8 \times 100/3 \times 6 = 0.44 \text{ KN/m}$$

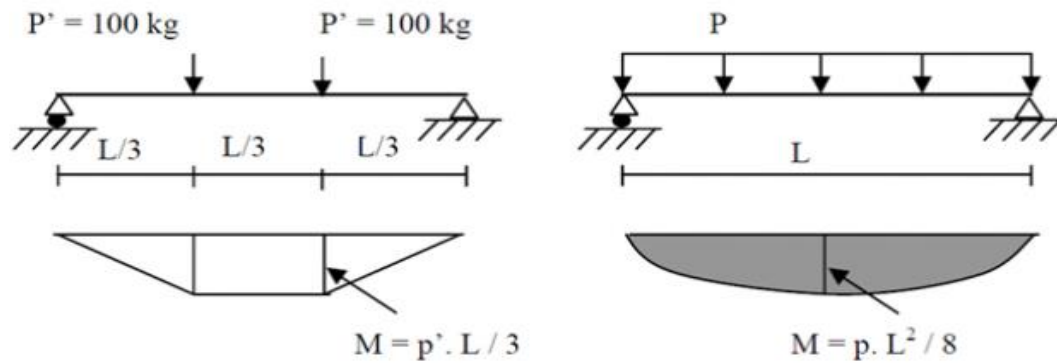


Figure III.3 : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.

- Charge climatique de vent << W >> :

$$W = - 0.851 \times 1.7 = - 1.446 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

- Charge climatique de la neige << S >> :

$$S = 0.086 \times 1.7 = 0.163 \text{ KN/m.}$$

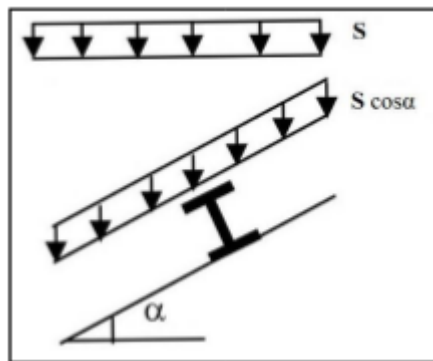


Figure III.4 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

- Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.411 \text{ KN/ml.}$$

$$W = - 1.446 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.163 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

- Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z :

$$G(z) = G \cos \alpha = 0.403 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.431 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -1.446 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.159 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$G(y) = G \sin \alpha = 0.080 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.086 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0.031 \text{ KN/m}$$

### III.3 - Les combinaisons d'actions :

➤ *Condition de résistance ELU (état limite ultime) :*

• *Suivant l'axe Z-Z :*

$$\text{Comb}_1 = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.190 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_2 = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 0.782 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_3 = G_z + 1.5 W = -1.766 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_4 = G_z + 1.35 W + S_z = -1.749 \text{ KN/m}$$

• *Suivant l'axe Y-Y :*

$$\text{Comb}_1 = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.154 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_2 = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 0.170 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_3 = 1.35 G_y = 0.108 \text{ KN/m}$$

Selon les deux axes Y et Z, les charges maximales à l'ELU /m revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$Q_{uz} = G_z + 1.5 W = -1.766 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.154 \text{ KN/m}$$

➤ *Condition de flèche ELS (état limite service) :*

• *Suivant l'axe Z-Z :*

$$\text{Comb}_1 = G_z + Q_z = 0.834 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_2 = G_z + S_z = 0.562 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_3 = G_z + W = -1.043 \text{ KN/m}$$

• *Suivant l'axe Y-Y:*

$$\text{Comb}_1 = G_y + Q_y = 0.166 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_2 = G_y + S_y = 0.111 \text{ KN/m}$$

$$\text{Comb}_3 = G_y + W = -1.366 \text{ KN/m}$$

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

$$Q_{sz} = G_z + W = - 1.043 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sy} = G_y + S_y = 0.111 \text{ KN/m}$$

### III.4 - Dimensionnement des panneaux de couverture :

#### III.4.1 - Principe de choix d'un panneau sandwich :

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

#### III.4.2 - Panneaux couverture :

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale qui sollicite la toiture, et le nombre d'appuis sur lesquels le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture. Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à  $W = - 1.446 \text{ KN/m}^2$ .

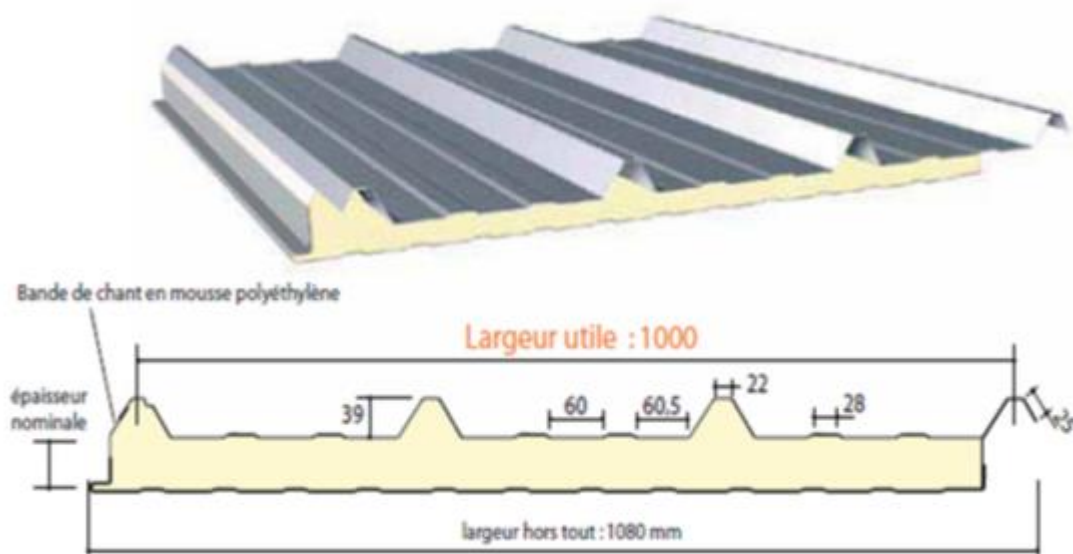


Figure III.5 : Détail de panneau sandwich (couverture).

**III.4.3 - Détermination du poids propre de la couverture :**

D'après le tableau III.1 nous choisissons un panneau de couverture TL 80 mm d'épaisseur 80 mm ce qui donne un poids de 14.5 kg/m<sup>2</sup>.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m <sup>2</sup> )	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1
ACOUSTIQUES	Isolement : Indice d'affaiblissement (60mm)	R rose : 25 dB(A) - R route : 22dB(A) - R <sub>w</sub> (C;Ctr) : 25(-1;-3) dB						

**Tableau III.1 :** Le poids propre du panneau correspondant à chaque épaisseur (Réf : Arval - Px Sand Couvertures- fev 2011).

**III.4.4 - Détermination de la portée maximale :**

Dans notre cas la charge maximale du vent sur la toiture est  $W = -1.446 \text{ KN/m}^2$  (dépression)  
Nous supposons que le panneau de couverture repose sur plusieurs appuis (pannes).

D'après le tableau III.1 nous adoptons une portée maximale entre les pannes un entraxe  $e = 1.70 \text{ m}$ .

**III.5 - Principe de pré dimensionnement :**

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

**Condition de flèche (l'ELS).**

**Condition de résistance (l'ELU).**

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

**III.5.1 - Vérification à l'ELS (flèche) :**✓ **Vérification à l'ELS :**

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $F \leq F_{adm}$ .

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

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200} \rightarrow I_y = \frac{5 Q_{sz} 200 L^3}{384 E} = \frac{5 \times 1.043 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 279.37 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 279.37 \text{ cm}^4$  Donc on opte pour un **IPE 120** avec :

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z = 27.67 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

$$h = 120 \text{ mm.}$$

$$P = 10.4 \text{ kg/m.}$$

$$b = 64 \text{ mm.}$$

$$A = 13.21 \text{ cm}^2.$$

$$t_w = 4.4 \text{ mm.}$$

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

➤ **Les combinaisons les plus défavorables :**✓ **AL'ELU :**

$$Q_{uZ} = - 1.766 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uY} = 0.154 \text{ KN/m}$$

✓ **AL'ELS :**

$$Q_{sZ} = - 1.043 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sY} = 0.111 \text{ KN/m}$$

**III.6 - Dimensionnement des pannes :****III.6.1 - Condition de la flèche (l'ELS) :**

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

✓ *Suivant l'axe Z-Z :*

$$f_z = \frac{5 \times 1.043 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 2.63 \leq \frac{L}{200} = f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$f_z = 2.63 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

✓ *Suivant l'axe Y-Y :*

$$f_y = \frac{5 \times 0.111 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 27.67} = 0.28 \leq \frac{L}{200} = f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$f_y = 0.28 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

### III.6.2 - Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) *Vérification à la flexion déviée :*

Pour cette vérification nous utilisons la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_y \cdot s_d}{M_{pl} \cdot y \cdot r_d} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot s_d}{M_{pl} \cdot z \cdot r_d} \right]^\beta \leq 1$$

Avec  $\alpha = 2 \dots$  pour les profile en I.

$\beta = 5n \geq 1$ ,  $n = N/N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et :  $M_{sd} = Q L^2/8$  Tel que :

✓ *Axe Z-Z :*

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{uy} L^2}{8} = \frac{1.766 \times 6^2}{8} = 7.947 \text{ KN.m}$$

✓ *Axe Y-Y :*

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uz} L^2}{8} = \frac{0.154 \times 3^2}{8} = 0.173 \text{ KN.m}$$

Et :  $M_{pl} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{m0}$ , et pour le  $\gamma_{m0}$  nous devons déterminer la classe du profilé.

➤ *Détermination de la classe de profile :*

• **Ame :**  $d / t_w = 93.4 / 4.4 = 21.22 \leq 72 \varepsilon$

Et :  $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow$  **Ame de classe 1.**

• **Semelle :**  $c / t_f = b / 2 / t_f = 32 / 6.3 = 5.07 \leq 10 \varepsilon = 10 \Rightarrow$  **Semelle de classe 1.**

Donc la section de classe 1  $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1.$

$$W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 13.58 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 60.73 \times 235 \times 10^{-3} / 1 = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m0} = 13.58 \times 235 \times 10^{-3} / 1 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{7.947}{14.27} \right]^2 + \left[ \frac{0.173}{3.19} \right]^1 = 0.364 \leq 1$$

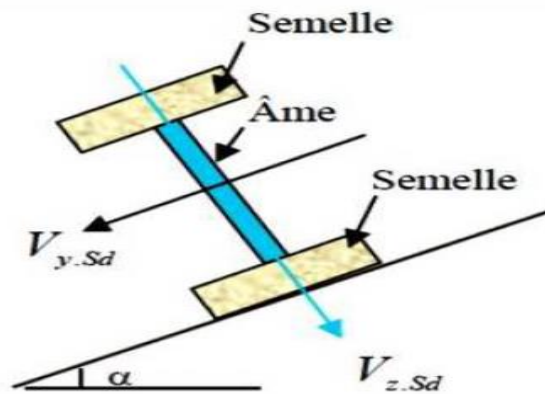
Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.

*b) Vérification au cisaillement :*

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

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

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



*Figure III.6 :* Représentation de cisaillement de la panne.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{uz} L}{2} = \frac{1.766 \times 6}{2} = 5.298 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 6.31 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.612 \text{ KN}$$

D'ou:

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{Et } V_{z,sd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{sy} L}{2} = \frac{0.111 \times 6}{2} = 0.333 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.31 = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 6.89 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 93.48 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \longrightarrow V_{y,sd} \leq V_{pl,rd} \text{ et } V_{y,sd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

### C) Vérification au déversement :

#### Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (**voir la figure**).



Figure III.7 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

- La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} L^2}{8} = \frac{1.766 \times 6^2}{8} = 7.947 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} \times [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2}}$$

$\beta_w = 1$  ..... Pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$  ..... Pour les sections de classe (3).

$\beta_w = \frac{W_{effy}}{W_{ply}}$  ..... Pour les sections de classe (4).

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

$M_{b,rd}$  : Moment sollicitant.

$X_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement.

On a : la classe de profile est de classe **01**  $\Rightarrow \beta_w = 1$ .

Et :  $\gamma_{m1} = 1.1$

$\lambda_{LT}$  barre c'est l'élanement de divergence  $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_1 = 1$$

Pour une poutre constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

$l$  : longueur de maintien latéral.

Telle que :  $l = 3000 \text{ mm}$  ;  $i_z = 14.5 \text{ mm}$  ;  $h = 120 \text{ mm}$  ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 6.9 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/14.5}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3000^2 \times 6.9^2}{120^2 \times 14.5^2} \right) \right]^{0.25}} = 115.352$$

$$\lambda_{LT} = 115.352$$

D'où  $\bar{\lambda}_{LT} = \lambda_{LT} / 93.9\varepsilon = 1.22 \quad \Longrightarrow \quad 1.2 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{il ya risque de déversement.}$

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

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2})$$

$\alpha_{LT} : 0.21$  ..... Pour les profilés laminés.

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.35$$

$$\chi_{LT} = 1 / (1.35 + [1.35^2 - 1.22^2]^{1/2}) = 1.111$$

$$M_{brd} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = (1.111 \times 1 \times 0.235 \times 123.9) / 1.1 = 29.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 29.40 \text{ KN.m} > M_{sd} = 7.947 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

### III.7 - Calcul de l'échantignolle :

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

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

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

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

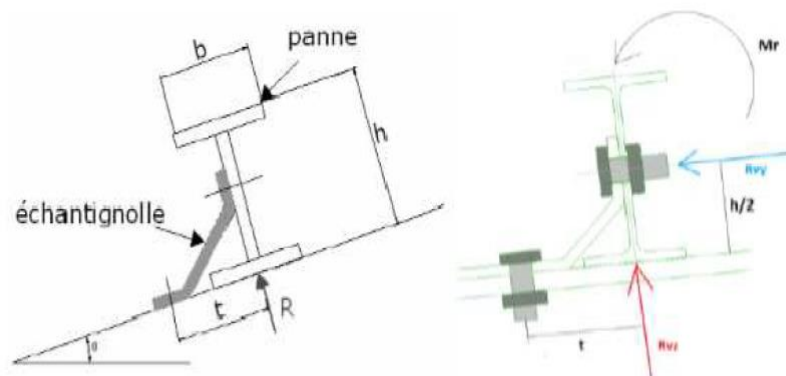


Figure III.8 : Coupe transversale de l'échantignolle.

Pour un IPE 120 :  $b = 6.4 \text{ cm}$  et  $h = 12 \text{ cm}$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm} \longrightarrow \text{on adopte : } t = 8 \text{ cm}$$

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement dû au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

La combinaison la plus défavorable :

$$P_{uz} = G_z + 1.5 W_z$$

$$G_z = 0.403 \text{ KN/m}$$

$$P_{uz} = G_z + 1.5 W_z = 0.403 + 1.5 \times -1.446 = -1.766 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /m et en tenant compte de la continuité.

$$P_{uz} = 1.766 \text{ KN/m}$$

L'effort  $R$  revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (**et non l'échantignolle de rive**).

$$R = P_{uz} \times L$$

$$R = P_{uz} \times L = 1.766 \times 6 = 10.596 \text{ KN} \longrightarrow R = 10.596 \text{ KN}$$

➤ *La condition à vérifier :*

L'effort  $R$  risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_R$  ne dépasse pas le moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \iff M_R \leq W_{\text{ely}} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } M_R = R \times t$$

Pour notre cas on a **IPE 120**.

$$M_R = R \times t = 10.596 \times 0.08 = 0.847 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 0.847 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de **classe 3**.

$$M_{\text{pliage}} = W_{\text{ely}} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow W_{\text{ely}} \geq \frac{M_1 \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 1.36}{23.5} = 5.78 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{\text{ely}} = \frac{a \times e}{6} = \frac{30 \times e}{6}$$

$$W_{\text{ely}} = e \geq \sqrt{\frac{5.74}{5}} \longrightarrow e \geq 1.07 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle d'épaisseur  $e = 12 \text{ mm}$ .

### III.8 - Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (**IPE, UAP, UPE**) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.8.1 - Panneaux bardage :

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie  
Fixations apparentes

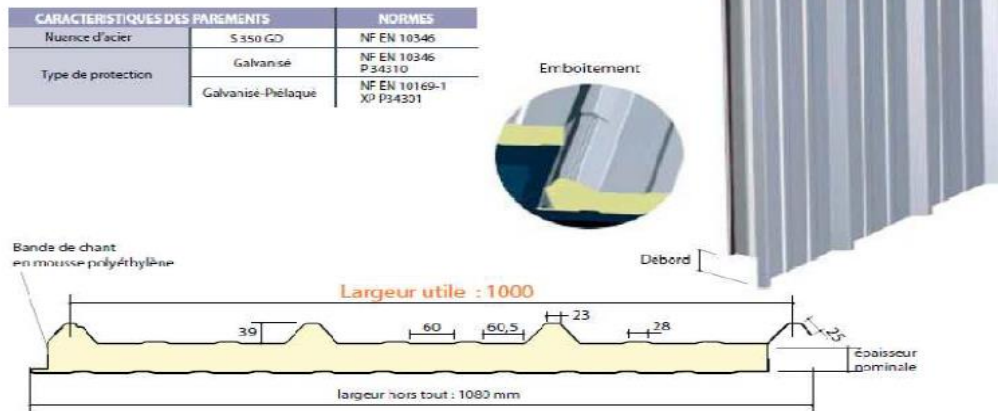


Figure III.9 : Détail de panneau sandwich (bardage).

III.8.2 - Détermination de poids propre de bardage :

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de **TL 60** d'épaisseur **60 mm** ce qui donne un poids de **13.7 kg/m<sup>2</sup>**.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m <sup>2</sup> )	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III.2 : Détail de panneau sandwich (bardage).

III.8.3 - Détermination de la portée maximale pour le bardage :

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales **W = 732.51 N/m<sup>2</sup>**.  
On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l'aide de tableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

2 APPUIS								PORTÉE (m)	3 APPUIS							
Épaisseurs nominales de l'âme									Épaisseurs nominales de l'âme							
120	100	80	60	50	40	30	30		40	50	60	80	100	120		
PRESSION				141	119	101	3,00	149							PRESSION	
DEPRESSION			156	142	128	96		109	132	148						DEPRESSION
PRESSION			142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION	
DEPRESSION		151	139	124	109	84		97	119	133	148					DEPRESSION
PRESSION		145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94		86	107	120	132	127				DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81		78	97	108	119	121	123	123		DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION	
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71		72	88	98	108	115	122	122		DEPRESSION

Tableau III.3: Le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.

$W = 73.25 \text{ daN/m}^2$  Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile  $108 \text{ daN/m}^2$  ce qui correspondant à entraxe maximal de  $380 \text{ cm}$  avec une épaisseur de  $60 \text{ mm}$  ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis.

On prend l'entraxe entre les lisses  $e = 1.75 \text{ m}$ .

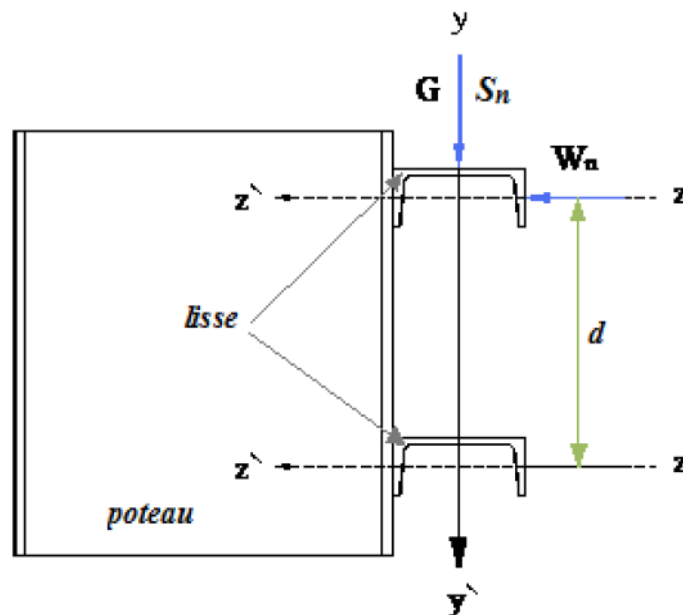


Figure III.10 : Disposition de la lisse sur le poteau.

➤ Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur **2 appuis**.
- Le porté entre axe des lisses  $e = 1.75 \text{ m}$  (espace entre 2 lisses).
- On dispose de **5 lignes** de lisses sur chaque paroi.

**III.8.4 - Détermination des charges et surcharges :****a) les charges permanentes :**

- Poids propre de bardage (**panneaux sandwichs**)..... **13.7 Kg /m<sup>2</sup>**
- Poids propre d'accessoires d'attaches ..... **1.5 Kg/m<sup>2</sup>**
- Poids propre de la lisse estimé (**IPE 120**) ..... **10.4 Kg/m**

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

**e** : espacement entre les lisses **e = 1.75 m**

$$G_p = (13.7 + 1.5) \times 1.5 + 10.4 = 33.20 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0.332 \text{ KN/m}$$

**b) La surcharges climatique du au vent :**

On calcul les lisses de bardages avec la valeur obtenue : **W = 73.25 daN/m<sup>2</sup>**  
(Voir chapitre II).

$$\text{D'où: } W = 0.732 \times e = 0.732 \times 1.75 = 1.281 \text{ KN/m}$$

**1) Charges appliquées à l'ELU :**

$$Q_{uy} = (1.35 G) = 0.448 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = (1.5 W) = 1.098 \text{ KN/m}$$

**2) Charges appliquées à l'ELS :**

$$Q_{sy} = 0.111 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sz} = 1.043 \text{ KN/m}$$

**III.8.5- Condition de la flèche :**

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $f \leq f_{adm}$ .

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

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.043 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times I_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.043 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 279.37 \text{ cm}^4$$

**Donc :  $I_y \geq 279.37 \text{ cm}^4$**

**Donc : on adopte un IPE 120.**

**Avec  $I_y = I_y = 317.8 \text{ cm}^4$  et  $P = 10.4 \text{ kg/m}$**

➤ *Vérification de la condition de flèche :*

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

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.043 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times 317.8 = 2.6 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Alors : condition vérifiée.

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

$$f_y = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_z} = 5 \times 0.111 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times 27.67 = 3.2 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition non Vérifiée.

Dans ce cas la condition n'est pas vérifiée on utilise les liens entre les lisse pour réduire la flèche de la lisse.

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit:

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 E I_y} = 5 \times 0.111 \times 10^{-2} \times 300^4 / 384 \times 21000 \times 27.67 = 0.20 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

Alors : condition Vérifiée.

### III.8.6 - Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes  
Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p163].

a) *Vérification à la flexion bi-axiale :*

$$\left[ \frac{M_y \cdot sd}{M_{pl.y} \cdot rd} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot sd}{M_{pl.z} \cdot rd} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2$ ,  $\beta = 1$  pour les sections de classe 1.

$$Q_{uy} = (1.35 G) = 0.448 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = (1.5 W) = 1.098 \text{ KN/m}$$

- *Axe Z-Z :*

$$M_y = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = 1.098 \times 6^2 / 8 = 4.941 \text{ KN.m}$$

- *Axe Y-Y :*

$$M_z = \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = 0.448 \times 6^2 / 8 = 2.016 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = (60.7 \times 23.5) 10^{-2} / 1.1 = 10.374 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = (13.6 \times 23.5) 10^{-2} / 1.1 = 2.324 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[ \frac{4.941}{10.374} \right]^2 + \left[ \frac{2.016}{2.324} \right]^1 = 1 \leq 1$$

→ Donc la résistance du moment est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p158]

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

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{uz} \times L}{2} = 1.098 \times 6 / 2 = 3.294 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{6.31 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.612 \text{ KN}$$

D'où :  $V_{z.sd} = 3.294 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 85.612 \text{ KN}$

→ Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

- Calcul de l'élancement réduit :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{27.7 / 1.45}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{27.7 / 1.45}{12 / 6.3} \right)^2 \right]^{0.25}} = 11.45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.3\epsilon \quad \longrightarrow \quad \epsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{11.45}{93.3\epsilon} \right) \times [1]^{0.5} = 0.12 < 0.4$$

Donc la vérification au déversement est inutile.

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'IPE 120.

**III.9 - Calcul des 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.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent.
- Flamber lorsqu'il est très élancé.
- Déverser sous les dépressions du au vent.

**III.9.1 - Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :****a) Charges permanentes G :**

- Poids du bardage **TL 60** .....**13.7 Kg/m<sup>2</sup>**
- Poids propre de la lisse (**IPE 120**).....**10.4 Kg/m**
- Poids propre d'accessoire d'attaches.....**1.5 Kg/m<sup>2</sup>**
- L'entraxe des potelets est de **e = 6 m**

**G = poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage**

- H = hauteur du potelet **H = 10 m**

**b) Surcharge climatique W :**

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 73.25 \text{ daN/m}^2$$

**III.7.2 - Le pré dimensionnement du potelet :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e$$

$$q_{ws} = 73.25 \times 6 = 439.5 \text{ daN/m}$$

$$q_{ws} = 4.395 \text{ KN/m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_z = \frac{5 q_{ws} H^4}{384 E I_y} \leq \frac{H}{200}$$

Et la flèche admissible :  $f_{adm} = H/200 = 1000 / 200 = 5 \text{ cm}$

$$f_z = \frac{5 q_{ws} H^4}{384 E I_y} \leq \frac{H}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 4.395 \times 10^{-2} \times 1000^4}{384 \times 21000 \times 5} = 5450.14 \text{ cm}^4$$

AN: →  $I_y \geq 5450.14 \text{ cm}^4$

Ce qui correspond à un IPE 270 dont  $I_y = 5790 \text{ cm}^4$  et le poids/m = 36.1 daN/m

➤ *Les charges permanentes :*

- Poids de bardage .....  $G_1 = 13.7 \text{ kg/m}^2$
- Poids des lisses .....  $G_2 = 10.4 \text{ Kg/m}$
- Poids propre du IPE 270 .....  $G_3 = 36.1 \text{ kg/m}$

$$G = [(G_3 \times H) + (G_2 \times e) + (G_1/2 + H + H_1 \times G_2/2)]$$

$$G = [(361) + (62.4) + (6.85 + 10 + 5.2)] = 445.45$$

$$G = 4.454 \text{ KN/m}$$

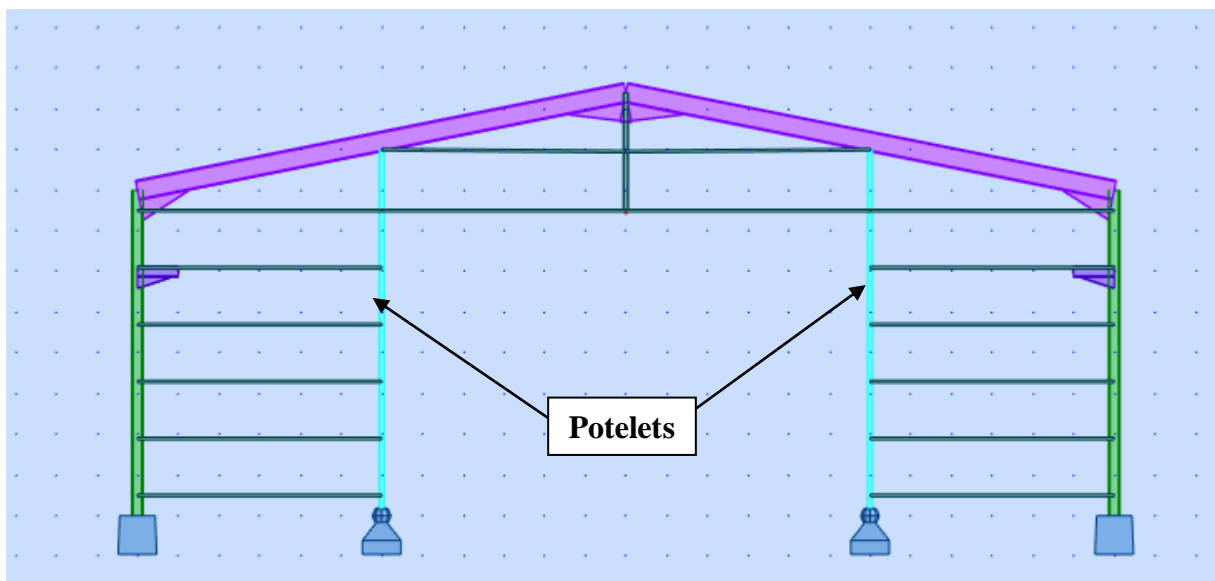


Figure III.11 : Disposition des potelets.

III.9.2 - Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU :

➤ *Pour cette vérification on utilise la condition suivante :*

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{W_{ply} \left( \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z.sd}}{W_{plz} \left( \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

Avec:

$$N_{y.sd} = 1.35 G = 1.35 (4.454) = 6.012 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad N_{y.sd} = 6.012 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = q_w l^2/8 = 4.395 (10^2)/8 = 54.937 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad M_{sdy} = 54.937 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

**a) Calcul de la longueur de flambement :**

Autour de l'axe faible **Y-Y (dans le plan de l'âme)** ; le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement  $L_{ky} = 10 \text{ m}$ .

Autour de l'axe faible **Z-Z (dans le plan perpendiculaire de l'âme)** ; le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement  $l_{kz} = 1.5 \text{ m}$

Pour l'IPE 270, les rayons de giration sont :

$$i_y = 11.23 \text{ cm}$$

$$i_z = 3.02 \text{ cm}$$

**b) Calcul des élancements :**

$$\lambda_y = L_{ky} / i_y \quad \longrightarrow \quad \lambda_y = 89.04$$

$$\lambda_z = l_{kz} / i_z \quad \longrightarrow \quad \lambda_z = 49.66$$

**c) Calcul de l'élancement critique :**

$$\text{Acier S235} \quad \longrightarrow \quad \varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc : } \lambda_{cr} = 93.3\varepsilon = 93.3 \times 1 = 93.3$$

**d) Calcul des élancements réduits :**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{89.04}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.31 > 0.2 \quad \longrightarrow \quad \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{49.66}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.17 > 0.2 \quad \longrightarrow \quad \text{il ya un risque de flambement.}$$

Avec :  $\sqrt{\beta_w} = 1 \dots \dots \dots$  IPE 270 est de classe 1.

**e) Calcul du coefficient de réduction :**

$$\chi_{\min} = \min (\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le **tableau 5. 5. 3 Eurocode 3**:

Pour un IPE 270 :  $h = 270 \text{ mm}$ ,  $b = 135 \text{ mm}$ ,  $t_f = 10.2 \text{ mm}$ .

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = 2 < 1.2 \text{ et } t_f = 10.2 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
Y-Y	B	$\alpha_y = 0.34$
Z-Z	C	$\alpha_z = 0.49$

**Tableau III.4 :** Coefficients de flambement correspondant à la section.

**f) Calcul de  $\Psi_{min}$ :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_y \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.34 (0.31 - 0.2) + 0.31^2] = 0.566$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.566 + [0.566^2 + 0.31^2]^{0.5}} = 0.82 \quad \longrightarrow \quad \chi_y = 0.82$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_z \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.17 - 0.2) + 0.17^2] = 1.01$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.01 + [1.01^2 + 0.17^2]^{0.5}} = 0.49 \quad \longrightarrow \quad \chi_z = 0.49$$

$$\chi_{min} = \min (0.49 ; 0.82)$$

$$\text{Donc : } \chi_{min} = 0.49$$

**g) Calcul du facteur d'amplification :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \quad \text{et } k_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent.

$$\beta_{my} = \beta_{mq} = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie).}$$

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

$$\mu_y = 0.31 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0.30 \quad \longrightarrow \quad \mu_y = -0.30 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0.30) \times 6.012}{0.82 \times 45.9 \times 23.5} = 1 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{484 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 103.40 \text{ KN.m}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{45.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 12.786 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \left( \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{ply}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{W_{ply} M_{ply}} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \frac{6.012}{0.49 (12.786)} + \frac{1 \times 54.937}{484 (103.4)} = 0.96 \leq 1$$

- Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée.

### III.9.3 - Vérification de la stabilité au déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ :

#### a) Calcul de l'élanement réduit :

$\beta_w = 1 \longrightarrow$  section de classe 1.

$\chi_{LT}$  = coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) (\beta_w)^{0.5}$$

$M_{cr}$  = est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{1/2} - (C_2 \times Z_g) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2}$$

- D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3 :

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

$C_1$  et  $C_2$  : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1.132$  et  $C_2 = 0,459$

$K$  et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K = 1$  et  $K_w = 1$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{270}{2} = -13.5 \text{ cm}$$

Sous le vent (-) puisque l orientation de Reppert est vers la semelle comprimé.

$Z_s = 0 \longrightarrow$  section doublement symétrique EC 03 figure 1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -13.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 15.9 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 70.58 \text{ cm}^6$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 420}{(1 \times 1000)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{70.58}{420} + \frac{(1 \times 1000)^2 \times 0.4 \times 15.9}{\pi^2 \times 420} + (0.459 \times -13.5)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times -13.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 45.159 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 484 \times 0.235}{45.15}} = 1.58 > 0.4 \longrightarrow \text{il ya risque de déversement.}$$

Profilé laminé  $\alpha = 0.21$  donc  $\chi_{LT} = 0.699$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq M_{brd}$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = 0.699 \times 1 \times 484 \times \frac{23.5}{1.1} = 7227.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 54.937 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 7227.66 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{sdy} = 54.937 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 7227.66 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

- Le profilé IPE 270 est vérifier au déversement.

### III.10 - Conclusion :

D'après notre calcul des profilés de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

Les pannes : **IPE 120**

Les lisses de bardages : **IPE 120**

Les potelets : **IPE 270**

ETUDE  
DE  
CONTREVENTEMENTS &  
STABILITE

**IV. Etude et dimensionnement de système de contreventement :****IV.1 - Introduction :**

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

➤ **Calcul de force de frottement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{48}{24} = 2 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{48}{10.40} = 4.6 > 3 \end{array} \right.$$

L'une des conditions est vérifiée, donc il y a lieu de considérer les forces de frottements.

$F_{fr}$  : force de frottement pour parois verticales.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux  $\longrightarrow C_f = 0.04$

Donc la force de frottement sera :

Pour la toiture  $\longrightarrow F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 85.14 \times 0.04 \times (48 \times 10.4 \times 2) = 3400.15 \text{ daN}$   
 **$F_{fr} = 34.00 \text{ KN}$**

Pour parois verticales  $\longrightarrow F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 73.25 \times 0.04 \times (48 \times 8 \times 2) = 2250.24 \text{ daN}$   
 **$F_{fr} = 22.50 \text{ KN}$**

La force de frottement totale =  $34.00 + 22.50 = 56.5 \text{ KN}$

**IV.2 - Contreventement de toiture :**• **Définition :**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de toiture comme le montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formés de double cornières fixées sur la traverse.

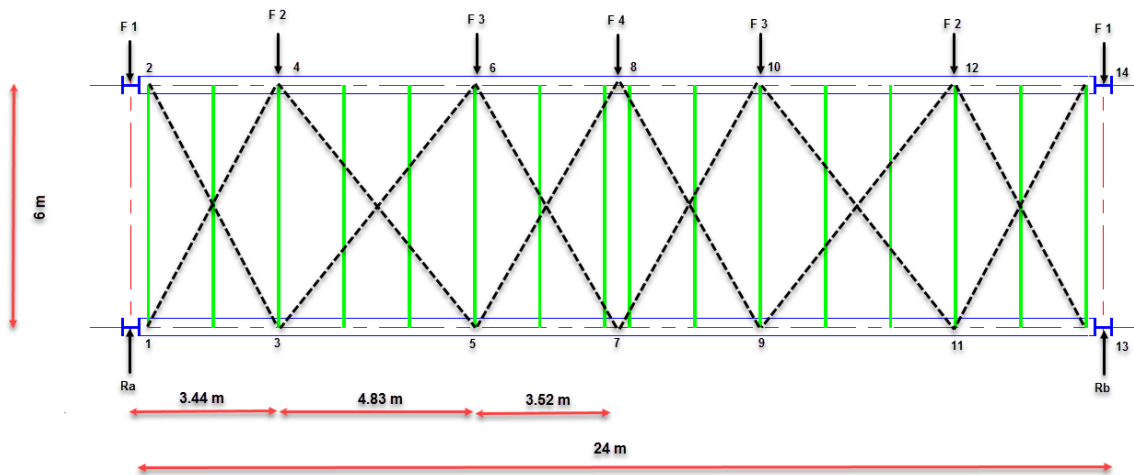


Figure IV.1 : Schéma des poutres au vent.

**IV.2.1 - Evaluation des efforts horizontaux :**

$$F_i = (W_1 \times S_i) + \frac{F_{fy}}{n} \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots, 7$$

$$F_{fy} = 56.50 \text{ KN}$$

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2} \quad \text{avec } l_1 = 1.61 \text{ m}, l_2 = 3.22 \text{ m}, l_3 = 4.83 \text{ m et } l_4 = 3.52 \text{ m}$$

$$S_1 = h_1 \times \frac{l_1}{2} = 8 \times \frac{1.61}{2} = 6.44 \text{ m}^2$$

$$S_2 = h_2 \times \frac{l_2}{2} = 8.69 \times \frac{3.22}{2} = 13.99 \text{ m}^2$$

$$S_3 = h_3 \times \frac{l_3}{2} = 9.65 \times \frac{4.83}{2} = 23.30 \text{ m}^2$$

$$S_4 = h_4 \times \frac{l_4}{2} = 10 \times \frac{3.52}{2} = 17.6 \text{ m}^2$$

- **La force de frottement au niveau de la toiture:**

$$F_{fr} = 5650 \text{ daN} = 56.50 \text{ KN}$$

$$n = 7 \text{ nœuds}$$

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{5650}{7} = 807.14 \text{ daN} = 8.07 \text{ KN}$$

$$F_i = (W_1 \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

$$F_1 = (14.46 \times 6.44) + 807.14 = 900.26 \text{ daN} = 9.00 \text{ KN}$$

$$F_2 = (14.46 \times 13.99) + 807.14 = 1009.43 \text{ daN} = 10.09 \text{ KN}$$

$$F_3 = (14.46 \times 23.30) + 807.14 = 1144.05 \text{ daN} = 11.44 \text{ KN}$$

$$F_4 = (14.46 \times 17.6) + 807.14 = 1061.63 \text{ daN} = 10.61 \text{ KN}$$

**IV.2.2 - Effort de traction dans les diagonales :**

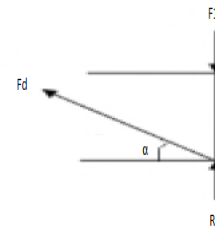
Grâce à la méthode des coupes, on établit que l'effort  $N_{sd}$  dans les diagonales de l'appui intermédiaire est donné comme suit :

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_a - F_1 + F_d \sin\alpha = 0 \longrightarrow F_d = \frac{-R_a + F_1}{\sin\alpha}$$

- Calcul de  $R_a, R_b, R_c$  :

$$R_a = R_b = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 3584.55 \text{ daN} = 35.84 \text{ KN}$$

$$R_b = 3584.55 \text{ daN} = 35.84 \text{ KN}$$



- Calcul de  $\alpha$  :

$$\tan^{-1}\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{6}{3.44}\right) \longrightarrow \alpha = 60.17^\circ$$

$$F_d = \frac{3584.55 - 900.26}{\sin 60.17^\circ} = 3313.51 \text{ daN} = 33.13 \text{ KN}$$

Les diagonales les plus sollicitées sont 5  $\longrightarrow$  8 et 8  $\longrightarrow$  9

$$N_{5-8} = \frac{R_b - F_4}{2\cos\alpha} = 3770.04 \text{ daN} = 37.70 \text{ KN}$$

#### IV.2.3 - Section des diagonales :

$$N_{sd} \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{3770.04 \times 1.1}{2350} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une cornière : **L (40 x 40 x 4)** de section **A = 3.08 cm<sup>2</sup>** avec des boulons de  $\varnothing = 12 \text{ mm}$  et de **classe 8.8** donc **d<sub>0</sub> = 14 mm**.

#### IV.2.4 - Vérification des diagonales à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \text{ (condition à vérifier).}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{Pl}; N_u; N_{net}).$$

$$\gamma_{m0} = 1.1 \longrightarrow \text{section brute de classe (1, 2, 3)}$$

$$\gamma_{m2} = 1.25 \longrightarrow \text{section nettes au droit des trous}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \quad f_u = 360 \text{ N/mm}^2, \quad A = 308 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section de boulon } \varnothing_{12}: S_b = \pi \cdot R^2 = 113.09 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - 2(t \times d_0) = 308 - 2(4 \times 14) = 196 \text{ mm}^2$$

- *Calcul de  $N_{pl}$ ,  $N_u$  et  $N_{net}$  :*

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{308 \times 23.5}{1.1} = 6580 \text{ daN} = 65.80 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 196 \times 36}{1.25} = 5080.32 \text{ daN} = 5080.32 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{196 \times 23.5}{1.1} = 4187.27 \text{ daN} = 41.872 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3313.51 \text{ daN} = 33.135 \text{ KN} \leq N_{net} = 4187.27 \text{ daN} = 41.872 \text{ KN}$$

Donc la diagonale **L 40 x 40 x 4** est vérifiée à la traction.

#### IV.2.5 - Vérification des montants (panne intermédiaire) :

Le montant est sollicité à un effort de compression  $N_{t,sd}$ , et à un effort de flexion du au poids propre de la panne qui est donnée par la combinaison suivante :

$$n = G + 1.5 W$$

- *Classe de la section :*

Semelle (effort de compression uniforme)

$$C = (b - t_w - 2r) = 26 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6.5 \leq 10\varepsilon$$

- *L'âme en flexion :*

$$d = h - t_f - 2r = 30 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 30 \leq 72 \varepsilon$$

**Donc profilé de classe I.**

Charge climatique de vent  $\longrightarrow W = -144.6 \text{ daN/m} = -1.446 \text{ KN/m}$

Toiture et accessoires ( $G_1$ )  $\longrightarrow G_1 = (14.5 + 2) \times 1.70 = 28.05 \text{ daN/m} = 0.280 \text{ KN/m}$

Poids propre de la panne ( $G_2$ )  $\longrightarrow G_2 = 10.4 \text{ daN/m} = 0.104 \text{ KN/m}$

$G_t = G_1 + G_2 = 38.45 \text{ daN/m} = 0.384 \text{ KN/m}$

$n = G_t + 1.5W = 38.45 + 1.5(-144.6) = 178.45 \text{ daN/m} = 1.784 \text{ KN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

**Avec :**

$$N_{Sd} = R_b = 3584.55 \text{ daN} = 35.84 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{n l^2}{8} = 515.72 \text{ daN.m} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 6580 \text{ daN} = 65.80 \text{ KN}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3311.36 \text{ daN.m} = 33.113 \text{ KN.m}$$

**Alors :**

$$\frac{3584.55}{6580} + \frac{515.72}{3311.36} = 0.69 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition de résistance est vérifiée.}$$

- **Vérification au flambement :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{Sd} \gamma_{m1}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.Sd} \gamma_{m1}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

**Calcul de  $\bar{\lambda}_y$  :**

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{600}{1.21} = 495.86 \quad \longrightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1.11$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec} \quad \bar{\chi}_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1.11 - 0.2) + 1.11^2] = 1.21$$

$$\chi_y = 0.69$$

**Calcul de  $k_y$  :**

$$\text{On a: } k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y N_{pl.Rd}}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (\beta_{my} \times 2 - 4) + \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} = -2.07$$

$$\mathbf{K_y = 1.81}$$

$$\frac{N_{Sd} \gamma_{m1}}{\chi_{\min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.Sd} \gamma_{m1}}{M_{pl.y.Rd}} = \mathbf{0.93} \leq 1$$

**Donc: IPE 120** convient comme panne intermédiaire pour la poutre au vent.

IV.3 - Stabilité verticale :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d’ossature, vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.
- Force de frottements.

Le dimensionnement s’effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu’elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

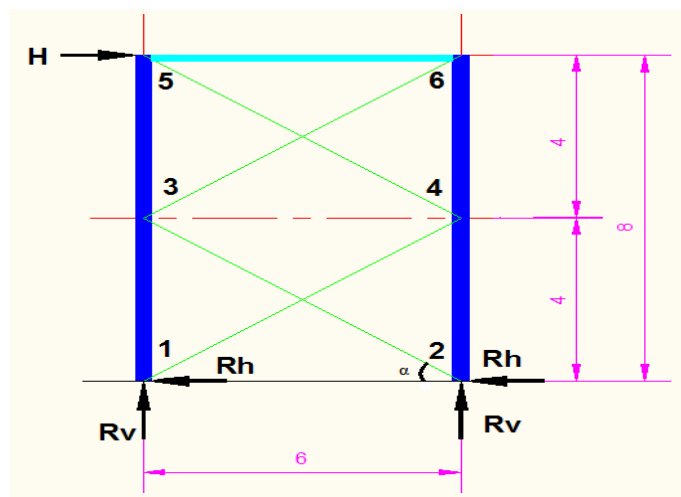


Figure IV.2 : Palées de stabilité en verticale.

IV.3.1- Détermination des efforts :

Réaction de la poutre au vent :  $H = R - F_1 = 3584.55 - 900.26 = 2684.29 \text{ daN} = 26.842 \text{ KN}$

- Calcul des réactions :

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \implies H - 2 R_h = 0 \implies R_h = \frac{2684.29}{2} = 1342.14 \text{ daN} = 13.421 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \implies R_v \times L = H \times h \implies R_v = \frac{2684.29 \times 8}{6} = 3579.05 \text{ daN} = 35.790 \text{ KN}$$

On utilise la méthode des nœuds pour déterminer les efforts dans les diagonales :

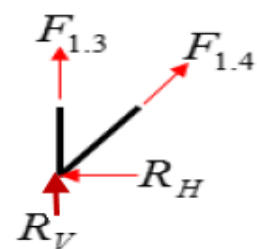
- Nœud 1:

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \implies N_{1-4} \cos\alpha - R_h = 0$$

$$\sum F_{\text{ext}/y} = 0 \implies N_{1-3} + R_v + N_{1-4} \sin\alpha = 0$$

Calcul de  $\alpha$  :

$$\tan^{-1}\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{4}{6} \right) \longrightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

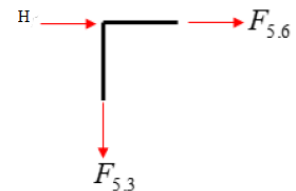


$$D'o\grave{u} : \begin{cases} N_{1-4} = \frac{1342.14}{\cos 33.69^\circ} = 1560.62 \text{ daN} = 15.606 \text{ KN} \\ N_{1-3} = - 4366.91 \text{ daN} = - 43.669 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Nœud 5 :**

$$\Sigma F_{\text{ext}/x} = 0 \implies N_{5-6} + H = 0 \implies N_{5-6} = - 26.842 \text{ KN}$$

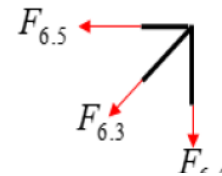
$$\Sigma F_{\text{ext}/y} = 0 \implies N_{5-3} = 0 \text{ KN}$$



• **Noeud 6 :**

$$\Sigma F_{\text{ext}/x} = 0 \implies N_{6-3} \cos\alpha + H = 0$$

$$\implies N_{6-3} = \frac{2684.29}{\cos 33.69^\circ} = 3121.26 \text{ daN} = 31.216 \text{ KN}$$



Le tableau suivant regroupant les différents efforts de compression et de traction dans chaque diagonale.

Les diagonales	1 - 4	3 - 1	3 - 6	5 - 4
Compression	/	- 43.669 KN	/	- 26.842 KN
traction	15.606 KN	/	31.212 KN	/

**Tableau IV.1 :** valeurs des efforts dans les diagonales.

**IV.3.2 - Dimensionnement de la diagonale :**

**IV.3.2.1- Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{mo}} \implies A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{mo}}{f_y}$$

$$N_{sd} = 33.135 \text{ KN}$$

**D'o\grave{u}: A ≥ 155 mm<sup>2</sup>**

On adopte une cornière : **L (30x 30 x 4) ⇒ A = 224 mm<sup>2</sup>.**

• **Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que  $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min ( N_{pl,rd}, N_{u,rd} )$ .

On adopte une cornière **L (30x 30 x 4)** et des boulons  $\phi = 12\text{mm}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 47.854 \text{ KN.}$$

$$N_{net} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{net} = A - 2(t \times d_0) = 224 - 2(4 \times 14) = 112 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2; \gamma_{m2} = 1.25, f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{net} = \frac{0.9 \times 36 \times 112}{1.25} = 2903.04 \text{ daN} = 29.0304 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 33.135 \text{ KN} \leq N_{pl} = 47.854 \text{ KN}$$

Donc la cornière **L (30x 30 x 4)** avec des boulons  $\varnothing = 12\text{mm}$  vérifié la traction.

- *Vérification des diagonales au flambement :*

$$N_{sd} = 33.135 \text{ KN}$$

- *Classe de la section :*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32.5 \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1$$

Donc c'est un profilé de classe I

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{150}{23} = 6.52 \leq 10 \varepsilon$$

- *Calcul des élancements critiques :*

**Acier 235**

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 ; \text{ Donc } \lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

- *Calcul des élancements réduits :*

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z}$$

$$i_y = 20.98$$

$$i_z = 7.24$$

$$\text{Donc : } \lambda_y = 28.59$$

$$\lambda_z = 82.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{28.59}{93.9} \sqrt{1} = 0.3$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{82.87}{93.9} \sqrt{1} = 0.88$$

L'élanement est supérieure à 0.2, donc y'a pas de risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}} \quad \text{avec: } \varphi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\varphi_{lt} = 0.53$$

$$\chi_{lt} = 1.03$$

$$N_{brd} = 49.2901 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 33.135 \text{ KN} \leq N_{brd} = 49.2901 \text{ KN, donc la condition est vérifiée.}$$

#### IV.4 - Pré dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

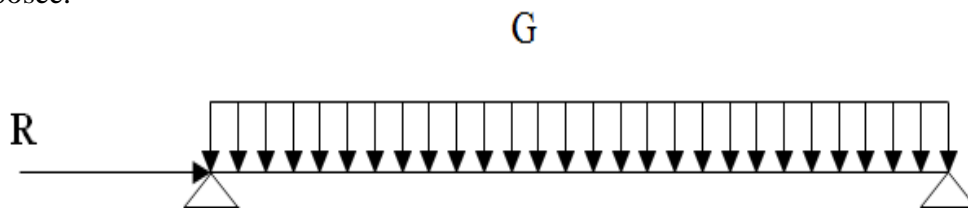


Figure VI.3: Schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$$F_1 = 9 \text{ KN}$$

$$R = R_A = R_B = 35.84 \text{ KN}$$

Donc :

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des verticaux pavements de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.

$$N_{max} = R - F_1 = 35.84 - 9 = 26.84 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \longrightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{29.52}{23.5} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type HEA 100 ..... A = 2.12 cm<sup>2</sup>

➤ **Remarque :**

Pour une meilleure résistance de la poutre sablière on doit adopter des profils en H ou des sections tubulaires.

#### IV.4.1 - Vérification via à vis de l'instabilité :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd} Y_{m1}}{X_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd} Y_{m1}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction minimal  $X_{min}$  :**

- **Les élancements :**

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.52$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.3$$

- **Les élancements réduits sont :**

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1.11 > 0.2$$

**D'où :**

La vérification au flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suite :

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_{sd} = 1.5 \times \frac{Q L^2}{8} = 1.5 \times \frac{0.129 \times 6^2}{8} = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = R = 35.84 \text{ KN}$$

- **Calcul de  $N_{ply.rd}$  et  $M_{ply.rd}$  :**

$$N_{ply.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{21.2 \times 23.5}{1} = 498.2 \text{ KN}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{83.01 \times 23.5}{1} = 1950.73 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b) selon l'axe y-y}$$

**D'où :**  $X_y = 0.6612$

- **Calcul de  $\mu_y$  :**

$$\mu_y = \lambda_y \times (2 \beta_{m,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \text{ mais } \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_y = 1.11 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{8.01 - 72.76}{72.76} \right) = -1.41 \leq 0.90$$

- **Calcul  $k_y$  :**

$$K_y = 1 + \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{1.41 \times 35.84}{0.6612 \times 21.2 \times 23.5} = 1.15 < 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour un **HEA 100**.

ETUDE  
DE  
PONT ROULANT

V - Calcul du pont roulement :

V.1 - Introduction :

Ce chapitre présente le calcul de la voie de roulement d'un hangar de 48 m de portée abritant un pont roulant de 3 T de puissance, pour cette étude en utilisant :

**Eurocode 1** : partie 05 actions induites par les ponts roulant.

**Eurocode 3** : partie 6 chemins de roulements.

V.2 - Caractéristique du pont roulant :

Les caractéristiques d'un pont roulant sont données par le constructeur en fonction de la portée et la puissance.

Puissance (T)	L (m)	a <sub>min</sub> (m)	b (m)	c (m)	d (m)	E (m)
3	24	0.70	0.20	0.45	1.70	2.20

Tableau V.1 : Dimensions de pont roulant.

Puissance N (T)	Portée L (m)	Vitesse			Poids			Charges sur un galet	
		Levage (m/min)	Direction (m/min)	Translation (m/min)	Pont B (T)	Chariot K (T)	Total (B + K)	R <sub>max</sub> (T)	R <sub>min</sub> (T)
3		8	30	100	5.5	3	8.5	4.2	1.5

Tableau V.2 : Caractéristique de pont roulant.

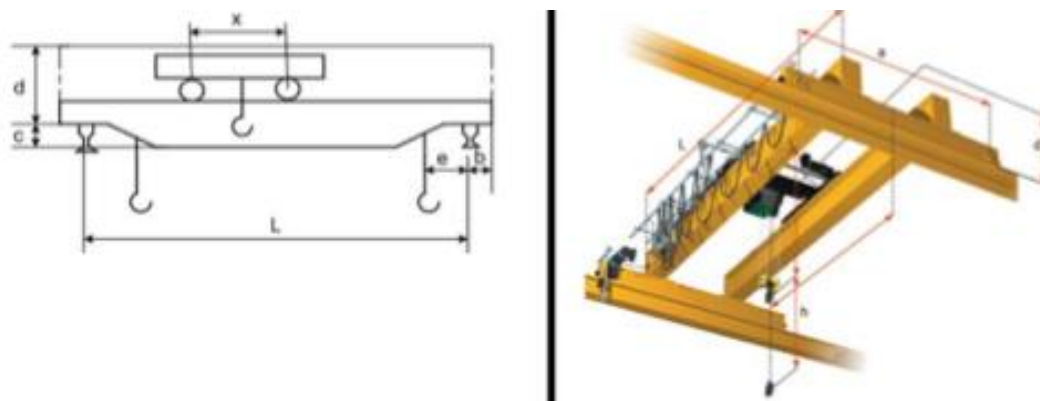


Figure V.1 : Schéma du pont roulant.

V.3 - Les charges induites par le pont roulant :

- Détermination des coefficients d'amplification dynamiques :

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 05 :

Coefficients d'amplification dynamique	Effets à prendre en compte	A appliquer à
$\Psi_1$	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	Poids propre de l'appareil e levage
$\Psi_2$	Effet dynamique du transfert de la masse à lever au sol à l'appareil de levage.	Masse à lever
$\Psi_3$	Effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant.	Masse à lever
$\Psi_4$	Effet dynamique induit par le déplacement sur les rails ou des voies de roulements.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever
$\Psi_5$	Effet provoqué par des forces d'entrainements	Forces d'entrainements
$\Psi_6$	Lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	Charge d'essai
$\Psi_7$	Prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons	Charge des tampons
$\Psi_8$	Coefficient de réactions aux rafales	Charges dues au vent

Tableau V.3 : Les coefficients d'amplification dynamique.

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 5 :

$$\Phi_1 = 1 \pm a \text{ ou } 0 < a < 0.1$$

Avec :

$$a = 0.1$$

$$\Phi_1 = 1.1$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 \times V_h$$

Classe de levage de l'appareil	$\beta_2$	$\varphi_{2, \min}$	$V_h$ (m/s)
HC3 (Appareil de levage d'atelier)	0.51	1.15	$8/60 = 0.133$ m/s

**Tableau V.4 :** La classe du pont roulant.

Pour un pont roulant de classe HC3 :

$$\beta_2 = 0.51 ; \varphi_{2, \min} = 1.15$$

$$\varphi_2 = 1.15 + 0.51 \times 0.133 = 1.217$$

$$\varphi_2 = 1.217$$

$$\varphi_3 = (1 - \Delta m / m) (1 + \beta_3)$$

$\Delta m$  : partie libérée ou tombée de la charge.

$$\text{Comme : } \Delta m = 0 \rightarrow \varphi_3 = 1$$

➤ **Disposition des charges :**

**V.3.1 - Charges verticales induites par des chariots portes- palan monorail suspendus à des poutres de roulement :**

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte-palan, de la masse à lever et du coefficient dynamique.

**V.3.2 - Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement :**

Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales sont égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique. Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

V.3.3 - Charges verticales induites par des ponts roulants :

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la Figure IV.3 et en utilisant les valeurs caractéristiques.

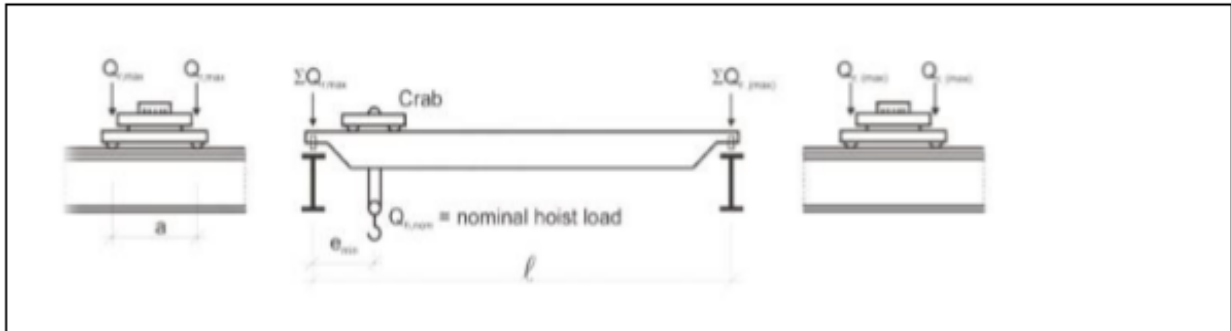


Figure V.2 : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.

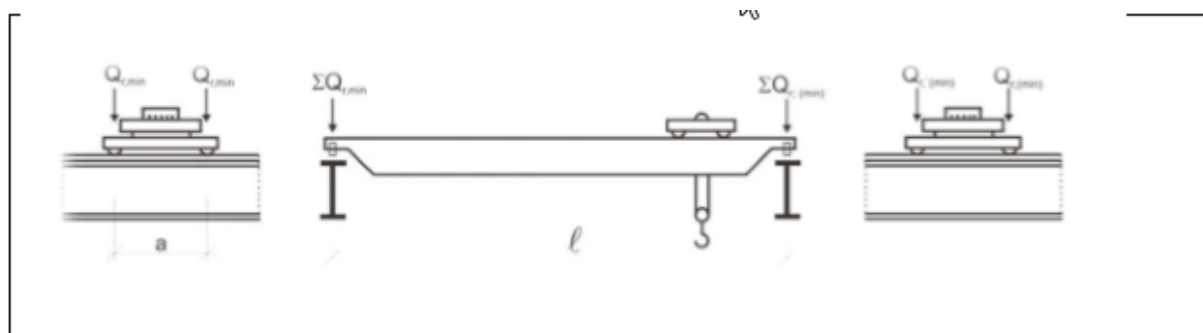


Figure V.3 : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

Avec :

$Q_r^{\max}$  : est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.

$Q_r^{\max}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_r^{\max}$  : est la somme des charges maximales  $Q_r^{\max}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$\Sigma Q_r^{\max}$  : est la somme des charges d'accompagnement  $Q_r^{\max}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.

$Q_r^{\min}$  : est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.

$Q_r^{\min}$  : est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.

$\Sigma Q_r^{\min}$  : est la somme des charges minimales  $Q_r^{\min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$\sum Q_r^{\min}$  : est la somme d'accompagnement des charges minimales  $Q_r^{\min}$  par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.

$Q_r^{\text{nom}}$  : masse à lever nominal.

**V.3.4 - Charge verticale avec masse à lever :**

➤ *En charge (calcul des charges maximales) :*

$$\sum Q_{r_{\max}} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_p}{2} + Q_c \left( \frac{L - a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 Q_{\text{nom}} \left( \frac{L - a_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_{r_{\max}} = 1.1 \left[ \frac{5.5}{2} + 3 \left( \frac{24 - 0.7}{24} \right) \right] + 1.217 \times 3 \left( \frac{24 - 0.7}{24} \right) = 9.76 \text{ T}$$

$$\sum Q_{r_{\max}} = 9.76 \text{ T} = 97.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Pour les deux galets}$$

$$\sum Q_{r_{\max}} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_p}{2} + Q_c \left( \frac{a_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 Q_{\text{nom}} \left( \frac{a_{\min}}{L} \right)$$

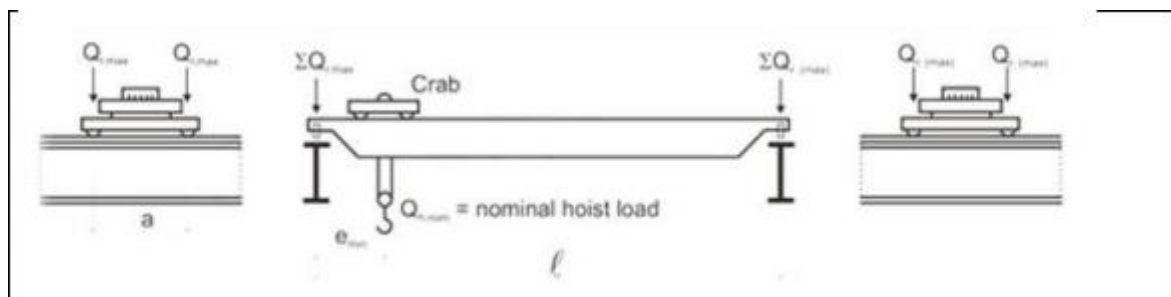
$$\sum Q_r^{\max} = 1.1 \left[ \frac{5.5}{2} + 3 \left( \frac{0.7}{24} \right) \right] + 1.217 \times 3 \left( \frac{0.7}{24} \right) = 3.22 \text{ T}$$

$$\sum Q_r^{\max} = 3.22 \text{ T} = 32.2 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Pour les deux galets}$$

➤ *Pour un galet :*

Charges verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge maximale en charge	164.701
La charge d'accompagnement	59.471

**Tableau V.5 :** Les charges verticales maximales sur un galet.



**Figure V.4 :** Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement

V.3.5 - Charge verticale sans masse à lever :

➤ A vide (calcul des charges minimales) :

$$\sum Q_{r\min} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r\min} = 1.1 \left[ \frac{5.5}{2} + 3 \left( \frac{24 - 0.7}{24} \right) \right] = 6.22 \text{ T}$$

$$\sum Q_{r\min} = 6.22 \text{ T} = 62.2 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour les deux galets}$$

$$\sum Q_{r\min} = \varphi_1 \left[ \frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left( \frac{e_{\min}}{L} \right) \right]$$

$$\sum Q_{r\min} = 1.1 \left[ \frac{5.5}{2} + 3 \left( \frac{0.7}{24} \right) \right] = 3.12 \text{ T}$$

$$\sum Q_{r\min} = 3.12 \text{ T} = 31.2 \text{ KN} \longrightarrow \text{Pour les deux galets}$$

$$\sum Q_{r\min} = \frac{\sum Q_{r\min}}{2} = \frac{62.2}{2} = 31.1 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r\min} = \frac{\sum Q_{r\min}}{2} = \frac{31.2}{2} = 15.6 \text{ KN}$$

➤ Pour deux galets :

Charges verticale	La charge d'un galet (KN)
La charge maximale en charge	79.75
La charge d'accompagnement	55

Tableau V.6 : Les charges verticales minimales sur un galet.

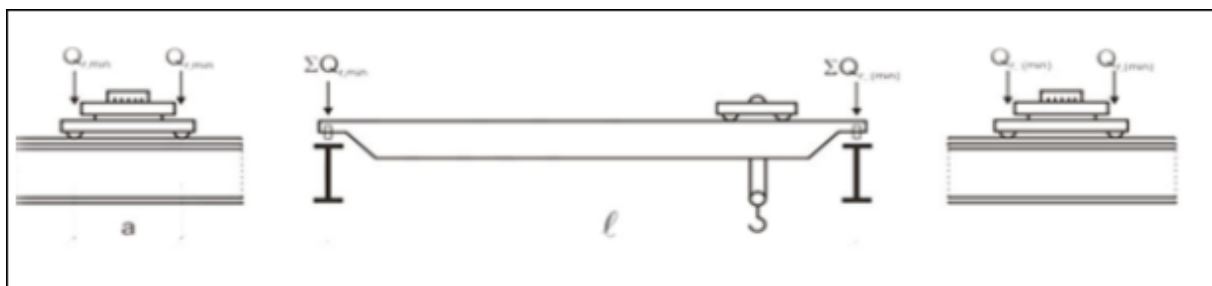


Figure V.5: Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement.

- *Charges longitudinales HL.i et charges transversales HT.i produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23) :*

### V.3.6 - Charges horizontales longitudinales HL.i :

Les charges longitudinales HL, i produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraîné. Les charges longitudinales HL, i appliquées sur une poutre de roulement peuvent calculée de la manière suivante :

$$H_{L,i} n_r = \phi_5 K_i / n_r$$

Où :

$n_r$  : est le nombre de poutres de roulement.

$K$  : est la force d'entraînement. (EC1-P5 P25).

$\phi_5$  : est le coefficient d'amplification dynamique.

$i$  : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ( $i = 1,2$ ).

$1 \leq \phi_5 \leq 1.5$  → Correspondent aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup.

$$\rightarrow \phi_5 = 1.5$$

$K$  : Force d'entrainement Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu m_w Q_{r \min}$$

Où :

$m_w$  : est le nombre de système de d'entrainement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entrainement a galet central.

$$m_w = 2 \text{ (deux systèmes)}$$

$\mu$  : est le coefficient de frottement.

$$\mu = 0.2 \text{ (acier sur acier)}$$

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r \min}$$

$$\sum Q_{r \min} = m_w Q_{r \min}$$

$$\sum Q_{r \min} = 2 \times 16.28 = 65.23 \text{ KN}$$

$$m_w = 2 \text{ (nombre des systèmes d'entrainement à un seul galet)}$$

$$\text{Donc : } K = 0.2 \times 32.65 = 6.512 \text{ KN}$$

D'où :

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \left( \frac{K}{nr} \right)$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times \frac{6.512}{2} = 4.884 \text{ KN}$$

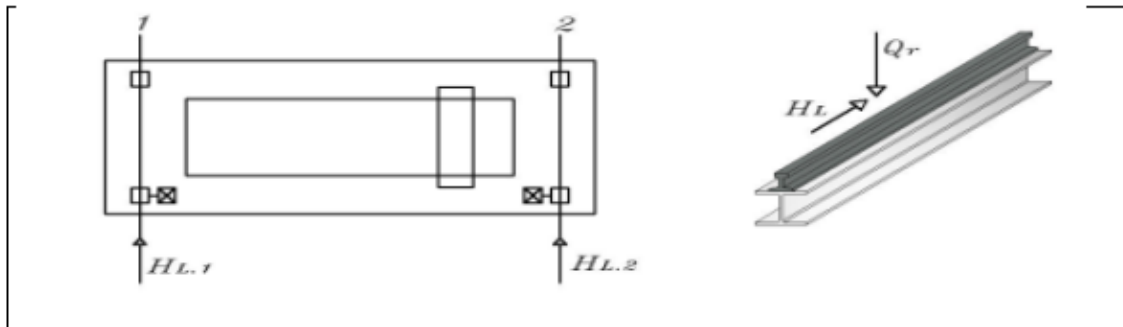


Figure V.6 : Charges horizontales longitudinales  $H_{L,i}$

### V.3.7 - Charges horizontales transversales $H_{T,i}$ :

Le moment  $M$  résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales  $H_{T,1}$  et  $H_{T,2}$ . Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$H_{T,1} = \varphi_5 \zeta_2 \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \zeta_1 \frac{M}{a}$$

Avec :  $\sum Q_{r \max} + \sum Q_r^{\max}$

$$\zeta_1 = \frac{\sum Q_{r \max}}{\sum Q_r}$$

$$\zeta_2 = 1 - \zeta_1$$

$$M = K \times L_s$$

$$M = K (\zeta_1 - 0.5) L$$

$a$  : espacement des galets de guidage ou des flasques de galets.

$L$  : portée de la poutre.

$$\sum Q_{r \max} + \sum Q_r^{\max}$$

$$\sum Q_r = 9.49 + 3.51 = 13 \text{ t}$$

$$\zeta_1 = \frac{\sum Q_{r \max}}{\sum Q_r} = \frac{9.49}{13} = 0.73$$

$$\zeta_2 = 1 - \zeta_1 = 1 - 0.73 = 0.27$$

$$\zeta_2 = 0.27$$

$$M = K \times L_s$$

$$M = K (\zeta_1 - 0.5) L$$

$$M = 6.51 \times (0.73 - 0.5) \times 10 = 14.977$$

D'ou:

$$H_{T,1} = \Phi_5 \zeta_2 M/a$$

$$H_{T,1} = 1.5 \times 0.27 \times \frac{14.977}{2.2} = 2.757 \text{ KN}$$

$$H_{T,1} = 2.757 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = \Phi_5 \zeta_1 M/a$$

$$H_{T,2} = 1.5 \times 0.73 \times \frac{14.977}{2.2} = 7.454 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = 7.454 \text{ KN}$$

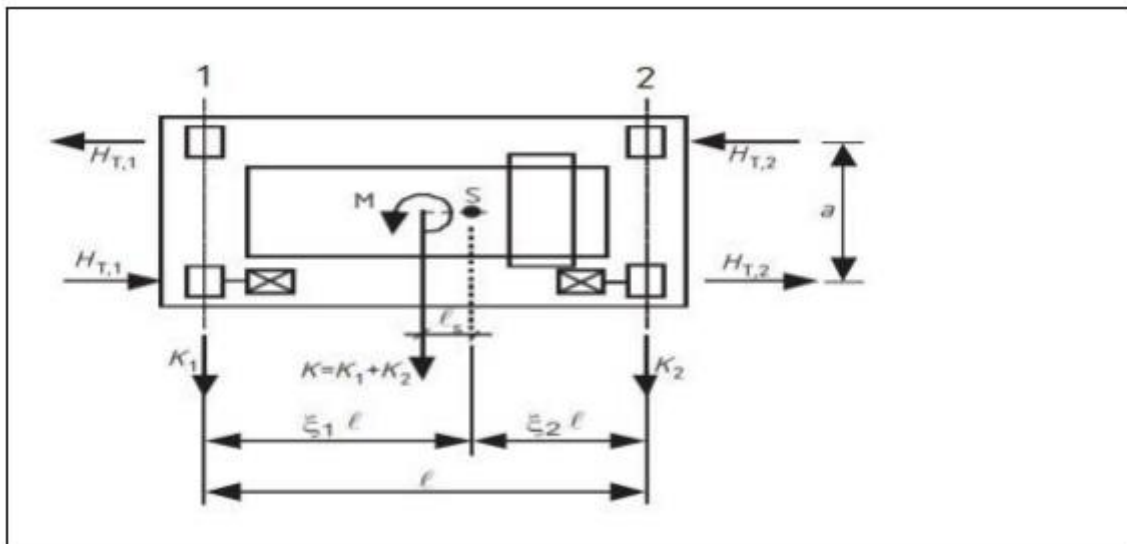


Figure V.7: Définition des charges transversales  $H_{T,i}$

**Charges horizontales  $H_{S,i,j,k}$  et force de guidage  $S$  due l'obliquité de l'appareil de levage :**

La force de guidage  $S$  et les forces transversales  $H_{S,i,j,k}$  dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :  $S = f$

$$S = f \lambda_s \sum Q_r \max$$

$$H_{S,1,j,L} = f \lambda_{s,1,j,L} \sum Q_r \max$$

$$H_{S,2,j,L} = f \lambda_{s,2,j,L} \sum Q_r \max$$

$$H_{S,1,j,T} = f \lambda_{s,1,j,T} \sum Q_r \max$$

$$H_{S,2,j,T} = f \lambda_{s,2,j,T} \sum Q_r \max$$

f : est le coefficient non positif.

$\lambda_{s,i,j,l}$  : correspond au coefficient de force.

L'indice i : correspond au rail.

L'indice j : correspond au à la paire de galets.

K : la direction de la force. (L : longitudinal ; T : transversal)

$$f = 0.3 (1 - \exp(-250 \alpha)) \leq 0.3$$

La plus défavorable  $f = 0$

$\alpha$  = est l'angle d'obliquité.

$$h = m \zeta_1 \zeta_2 P + \sum e_j^2 / \sum e_j$$

$$\lambda_s = 1 - (\sum e_j / n.h)$$

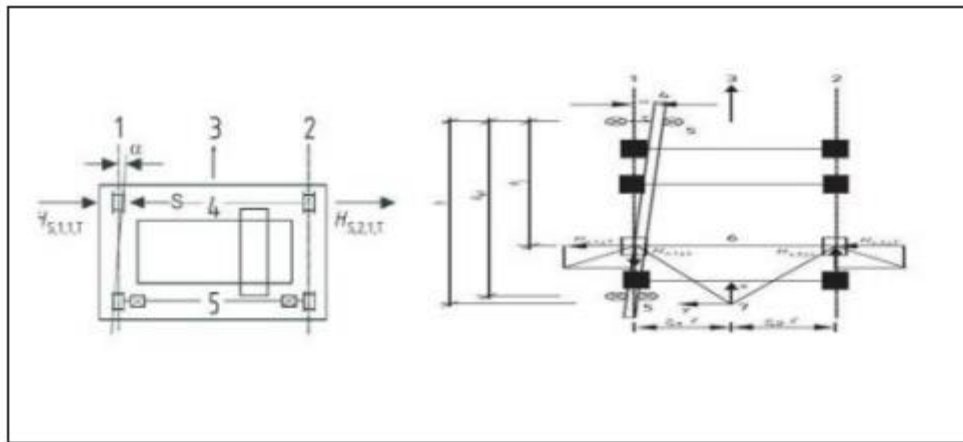


Figure V.8 : Définition de l'angle  $\alpha$  et la distance h.

Le coefficient de force  $\lambda_{S, i, j, k}$  peut être déterminé d'après les expressions données dans le (Tableau IV-7) :

	Combinaison des paires de galets				h
	Couplés (C)		Indépendant (I)		
fixe/fixe FF					$\frac{m \xi_1 \xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_i}$
Système	$\lambda_{2,j}$	$\lambda_{2,j,l}$	$\lambda_{2,j,T}$	$\lambda_{2,j,L}$	$\lambda_{2,j,T}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$
CFE	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	$\frac{\xi_1 \xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$

Tableau V.7 : Définition des valeurs  $\lambda_{S, i, j, k}$ .

Avec :

$h$  : est la distance entre le centre de rotation instantané et le système de guidage concerné.

$m$  : est le nombre de paires de galets accouplés ( $m = 0$  pour des paires de galets indépendants).

$\zeta_{1,1}$  : est la distance entre le centre de rotation instantané et le rail 1.

$\zeta_{2,1}$  : est la distance entre le centre de rotation instantané et le rail 2.

$L$  : est la portée de l'appareil.

$e_j$  : est la distance entre la paire de galets  $j$  et le système de guidage concerné.

$n$  : est le nombre de paires de galets.

En prend :

$f = 0,3$  valeur la plus défavorable

$m = 0$  (galets indépendants).

$n = 2$  (deux paires de galets).

$e_1 = 0$  et  $e_2 = e = 2.2$  m

$h = 2.2^2 / 2.2 = 2.2$  m

$$\lambda_s = 1 - (2.2 / 2) \times 2.2 = 0.5 \times \lambda_{s,1,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,2,j,L} = 0$$

$$\lambda_{s,1,j,T} = 0.27 / 2 + (1 - (0 / 2.2)) = 0.135$$

$$\lambda_{s,2,j,T} = 0.27 / 2 + (1 - (2.2 / 2.2)) = 0.27$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = 0.365$$

$$\lambda_{s,2,2,T} = 0$$

$e_j$	$\lambda_{s,1,j,L}$	$\lambda_{s,2,j,L}$	$\lambda_{s,1,j,T}$	$\lambda_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0$ m	0	0	0.135	0.27
$e_2 = 2.2$ m	0	0	0	0

Tableau V.8 : Valeurs des  $\lambda_{s, i, j, k}$

Calcul des forces De là :

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_r = 0.3 \times 0.5 \times 130 = 19.5 \text{ KN}$$

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r \text{ max}} = 0.3 \times 0.5 \times 94.9 = 14.235 \text{ KN}$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,j,1} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 0$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,j,2} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 0$$

$$H_{s,1,j,1} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 3.8434 \text{ KN}$$

$$H_{s,1,j,2} = f \times \lambda_{s,1,2,T} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 0$$

$$H_{s,2,j,1} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 7.686 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,j,2} = f \times \lambda_{s,2,2,T} \times \sum Q_{r \text{ max}} = 0$$

$e_j$	$H_{s,1,j,L}$	$H_{s,1,j,T}$	$H_{s,2,j,L}$	$H_{s,2,j,T}$
$e_1 = 0 \text{ m}$	0	3.84	0	7.686
$e_2 = 2.2 \text{ m}$	0	0	0	0

Tableau V.9 : Valeurs des  $H_{s, i, j, k}$ .

#### V.4 - Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement l'Eurocode 1. La longueur de travée est de 6 m.

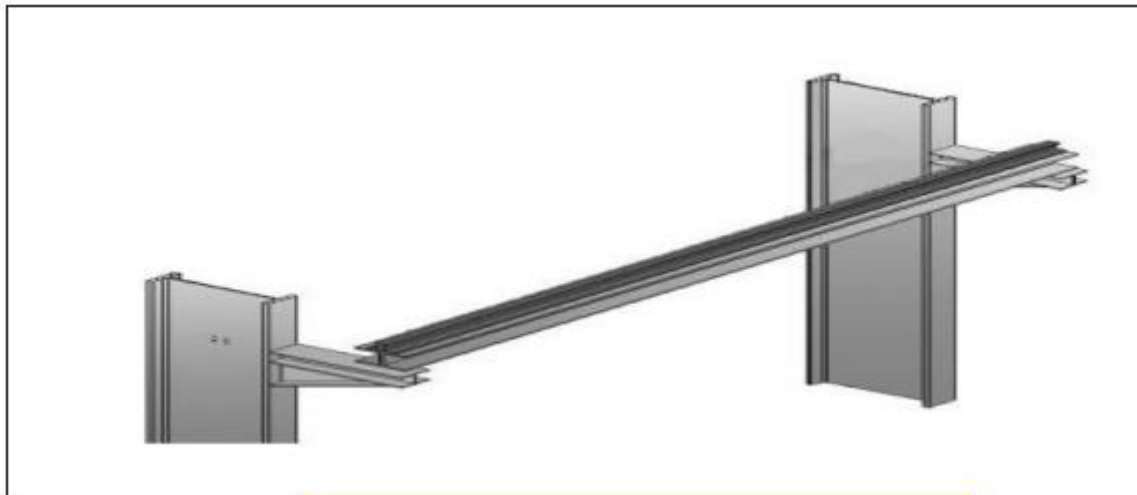


Figure V.9: Schéma de la poutre de roulement.

Travée de  $L = 6\text{m}$  (sur deux appuis simples).

Distance entre galets  $e = 2.20 \text{ m}$

Condition de flèche Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier de la poutre, il faut donc vérifier :

a) Flèche verticale :

La flèche admissible est :  $l / 600 = 6000 / 600 = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$



Figure V.10: Distance de  $Q_{r \max}$  à l'excentricité de la poutre.

$$F_{v1} = \frac{Q_{r \max} (1-e)[3l^2 - (1-e)^2]}{48 EI_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{1}{600}$$

$$I_y \geq \frac{Q_{r \max} (1-e)[3l^2 - (1-e)^2] \times 600}{48 EI}$$

$$I_y \geq \frac{600 (47.45)(6000-2200)[3 (6000)^2 - (6000-2200)^2] \times 10^{-4}}{48 (210)(6000)} = 16735.916 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 16735.916 \text{ cm}^4$$

Donc : Nous choisissons un profilé HEB 280

Avec :  $I_y = 19270 \text{ cm}^4$

b) La flèche horizontale :

$$H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ KN et}$$

$$H_{T,2} = 7.45 \text{ KN}$$

En prend :  $H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ KN}$

$$I_{z,\text{semelle,sup}} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{1.8 \times 28^3}{12} = 3292.8 \text{ cm}^4$$

$$F_h = \frac{HT (1-e)[3l^2 - (1-e)^2]}{48 EI_{z,\text{semelle,sup}}}$$

$$F_h = \frac{7.868 (6000-2200)[3(6000)^2 - (6000-2200)^2]}{48 (210)(3292.8) \times 10^4}$$

$F_h = 8.23 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \longrightarrow$  la condition est vérifiée.

V.5 - Choix du rail :

Le choix du rail se fait en fonction de la charge de calcul au galet  $F_{wd}$ .

$$F_{wd} = \frac{2 F_{wk,max} + F_{wk,min}}{3}$$

$$\sum F_{wk,max} = \frac{1}{L} [(Q_c + Q_{nom}) \times (L - e_{min}) + (Q_p \times L/2)]$$

$$\sum F_{wk,max} = \frac{1}{10} [(3 + 3) \times (10 - 0.70) + (5.5 \times 10/2)] = 8.33 \text{ T} = 83.3 \text{ KN} \quad (\text{pour deux galets})$$

$$\sum F_{wk,max} = \frac{\sum F_{wk,max}}{2} = 41.65 \text{ KN}$$

$$\sum F_{wk,min} = \frac{1}{L} [(Q_c + Q_{nom}) \times e_{min} + (Q_p \times L/2)]$$

$$\sum F_{wk,min} = \frac{1}{10} [(3 + 3) \times 0.70 + (5.5 \times 10/2)] = 3.17 \text{ T} = 31.7 \text{ KN}$$

$$\sum F_{wk,min} = \frac{\sum F_{wk,min}}{2} = 31.7/2 = 15.85 \text{ KN}$$

$$F_{wd} = \frac{2 F_{wk,max} + F_{wk,min}}{3} = \frac{2 \times 41.65 + 15.85}{3} = 33.05 \text{ KN}$$

Pour notre cas, en a un pont roulant de 3t, et une réaction maximale de 3.305 t on va choisir des rails a semelle large, de type BURBACH maintenue avec des crapauds. On choisit un rail A45 dont les caractéristiques suivantes :

Désignation	Surface Cm	Poids Kg/m	ly Cm <sup>4</sup>	Wy Cm <sup>3</sup>	ly Cm <sup>4</sup>	Wz Cm <sup>3</sup>	H mm	K mm
A45	28.3	22.2	91	27	169	27.5	55	45

Tableau V.10 : Caractéristiques du rail.

Désignation	2 trous		B	a	B	C	D	g	h	j	K
	Larg mm	Poids gr									
A45	120	615	72.5	55	20	35	17	7	22	22	26

Tableau V.11 : Les caractéristiques du crapaud A45.

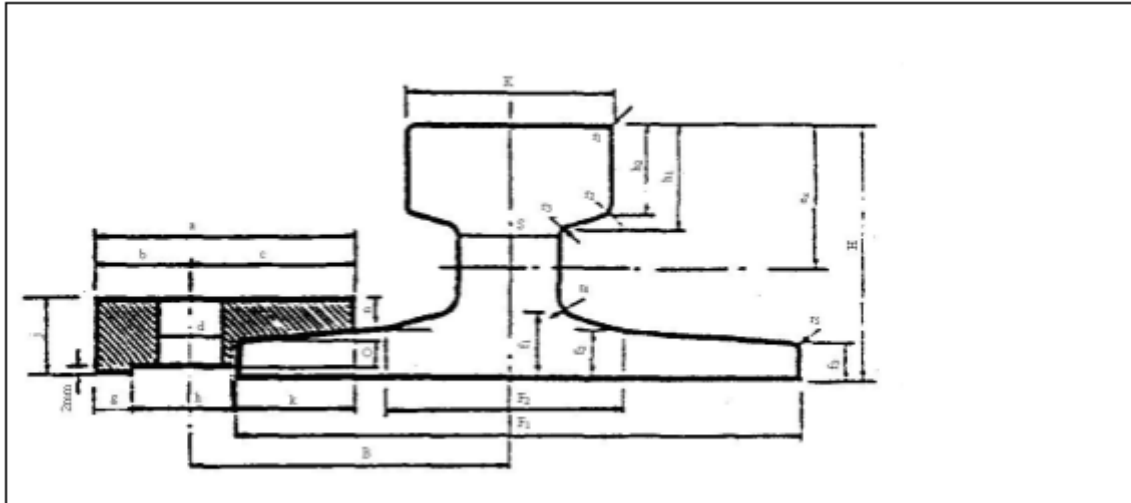


Figure V.11 : Dessin d'un rail et d'un crapaud.



Figure V.12 : Schémas (poutre de roulement + rail).

V.5.1 - Vérification de la flèche verticale :

Charge concentrées :

$$f_{v1} = \frac{Q_{r \max} (l-e)[3l^2 - (l-e)^2]}{48 EI_y}$$

$$f_{v1} = \frac{(47.45)(6000-2200)[3(6000)^2 - (6000-2200)^2]}{48(210)(6000) \times 10^{-4}} = 8.6941 \text{ m}$$



Le moment par rapport à B est :  $M_B = R_A \times L - Q_{r \max} \times L - Q_{r \max} (L - e) = 0$

$$T_{\max} = R_A = \frac{2 \times 47.45 \times 6 - (47.45 \times 2.20)}{6} \longrightarrow T_{\max} = 77.501 \text{ KN}$$

- Charges horizontales transversales :

$$H_{s,2,j,T} = 7.686 \text{ KN} > H_{T,2} = 7.45 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

Le calcul du moment fléchissant maximal dû aux charges roulantes.

- Calcul des moments max :

En utilisant les lignes d'influence :

$$M(x) = x (1 - x / l) \times H_{s,2,j,T}$$

$$M(x) = 1/2 (1 - 10 / 4) \times 7.686$$

$$M_{\max} = 11.529 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis.

$$T_{\max} = H_{s,2,j,T} = 4.884 \text{ KN}$$

- Charges horizontales longitudinales :

$$N = H_{L1} = H_{L2} = 4.884 \text{ KN}$$

Charge	verticales	Horizontales transversales	Horizontales Longitudinales
<b>R<sub>A</sub></b>	38.75 KN	/	/
<b>R<sub>B</sub></b>	56.15 KN	/	/
<b>M<sub>max</sub></b>	94.939 KN.m	11.529 KN.m	/
<b>T<sub>max</sub></b>	77.501 KN	7.686 KN	/
<b>N</b>	/	/	4.884 KN

Tableau V.12 : Résumé des charges.

V.5.3 - Combinaison des charges :

➤ Charges verticales :

• Les charges permanentes :

Charge de rail :  $G_1 = 0.222 \text{ KN/m}$

Charge de la poutre de roulement :  $V_{G2} = 1.03 \text{ KN/m}$

Charges mobiles appliqués sur la passerelle :  $G_3 = 10 \% \text{ de } G_2 = 0.103 \text{ KN/m}$

$$G = G_1 + G_2 + G_3$$

$$G = 0.222 + 1.03 + 0.103 = 1.355 \text{ KN/m}$$

$$M_G = \frac{1.355 \times 6^2}{8} = 6.0975 \text{ KN.m}$$

• Les charges variables :

$$M_{\max} = 94.939 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 77.501 \text{ KN}$$

	efforts	Resultants
ELS	$(G \times l) + T_{\max}$	85.909 KN
ELU	$1.35 (G \times l) + 1.5 T_{\max}$	127.227 KN

Tableau V.13 : Combinaison des charges verticales (effort).

	efforts	Resultants
ELS	$M_G + M_{\max}$	101.036 KN.m
ELU	$1.35 M_G + 1.5 M_{\max}$	150.640 KN.m

Tableau V.14 : Combinaison des charges verticales (moments).

• Charges horizontales :

$$M_{\max} = 11.529 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 7.686 \text{ KN}$$

	efforts	Resultants
ELS	$T_{\max}$	7.686 KN
ELU	$1.5 T_{\max}$	11.529 KN

Tableau V.15 : Combinaison des charges horizontales (efforts).

	efforts	Resultants
ELS	$M_{max}$	11.529 KN.m
ELU	$1.5 M_{max}$	17.293 KN.m

Tableau V.16 : Combinaison des charges horizontales (moments).

- Charges horizontales longitudinales :

$N = 4.884 \text{ KN}$

V.5.4 - Vérification de la flexion bi- axiale :

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{el.y.rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{el.z.rd}} \right]^\beta$$

Avec :

$a = 2$

$B = 1$  ..... pour les profilés en H

$M_{y.sd}$  : moment fléchissant maximale verticale .....  $M_{y.sd} = 151.934$

$M_{z.sd}$  : moment fléchissant maximale transversale .....  $M_{z.sd} = 17.293$

Classe du profilé

Classe de l'âme

$d / tw = 196 / 10.5 = 18.66 \leq 72 \epsilon \rightarrow$  **Ame de classe 1**

Classe de la semelle

$c / tf = 280 - 10.5 - 2(24) / 18 = 6.152 \leq 10 \epsilon \rightarrow$  **semelle de classe 1**

**Donc :** la section est de la classe 1  $\gamma_{M0} = 1.1$

$M_{el.rd} = W_{ely} \times F_y / \gamma_{M0} = 1376 \times 10^3 \times 0.235 / 1.1$

$M_{el.rd} = 0.2939 \times 10^6 \text{ KN.mm} = 0.29 \times 10^3 \text{ KN.m}$

$M_{el,yrump} = W_{elz} \times f_y / \gamma_{M0} = 471 \times 10^3 \times 0.235 / 1.1 = 1 \times 10^6 \text{ KN.m} = 100 \text{ KN.m}$

$$\left[ \frac{151.934}{293} \right]^2 + \left[ \frac{17.293}{100} \right]^1 = 0.44 \leq 1$$

→ Donc la condition est vérifiée.

- *Vérification à l'effort tranchant :*

$$V_{sd,max} \leq V_{el,rd}$$

$V_{sd1}$  : effort tranchant vertical .....  $V_{sd1} = 128.952$  KN

$V_{sd2}$  : effort tranchant transversal .....  $V_{sd2} = 11.529$  KN

$$V_{sd,max} = V_{sd1} = 128.952 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times F_y / \gamma_{M0} \times \sqrt{3}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r \times t_f)$$

$$A_v = 3934.5 \text{ m}$$

$$V_{pl,rd} = 3934.5 \times 0.235 / 1.1 \times \sqrt{3}$$

$$V_{pl,rd} = 485.293 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 128.952 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 485.293 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*V.5.5 - Vérification au moment et à l'effort axial :*

$$\left[ \frac{M_{sd}}{M_{el,rd}} \right] + \left[ \frac{N_{sd}}{N_{el,rd}} \right]^2 \leq 1$$

- ✓ *Suivant l'axe y - y' :*

$$M_{ysd} = 151.934 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = 293 \text{ KN.m}$$

$$N = 4.884 \text{ KN}$$

$$N_{el,rd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{el,rd} = 2807.181 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$\left[ \frac{151.934}{293} \right] + \left[ \frac{4.884}{2807.181} \right]^2 = 0.518 \leq 1$$

→ La condition est vérifiée.

✓ *Suivant l'axe z - z' :*

$$M_{zsd} = 136.125 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,rd} = 100 \text{ KN.m}$$

$$N = 4.884 \text{ KN}$$

$$\left[ \frac{17.293}{100} \right] + \left[ \frac{4.884}{2807.181} \right]^2 = 0.17 \leq 1$$

→ La condition est vérifiée.

**V.5.6 - Vérification au déversement :**

$$M_{sd,max} \leq M_{brd}$$

Tel que :  $M_{sd,max} = M_{ysd} = 151.934 \text{ KN.m}$

Et :  $M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :  $\gamma_{M1} = 1.1$  et  $B_w = 1$  profile de classe 1.

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT}$  : Coefficient d'imperfection de déversement.

$\alpha_{LT} : 0.21$  (profile laminé).

$$\lambda_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{M_{cr}} \left\{ \left[ \frac{K}{K_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2 \right\}^{0.5} - (C_2 - Z_g)$$

Les coefficients C1, C2 s'obtiennent à partir du diagramme de moment : C1 = 1.132 et

C2 = 0.459..... (EC 03 page 149)

$$g = 280 / 2 = 140 \text{ mm}$$

$$C1 = 1.132 ; C2 = 0.459 ; \frac{K}{K_w} = 1 ; I_w = \frac{I_z (h_s)^2}{4} ; h_s = h - t_f$$

$I_t$  = inertie de torsion ( $I_t = 143.70 \text{ cm}^4$ )

$I_w$  = inertie de gauchissement.

$$I_w = \frac{I_z \times h_s^2}{4}$$

$$I_w = \frac{6595 \times 26.4^2}{4} = 1149112.8 \text{ cm}^6 \longrightarrow I_w = 1149112.8 \text{ cm}^6$$

$$H_s = h - t_f = 280 - 18 = 262 \text{ mm} = 26.2 \text{ cm} \longrightarrow H_s = 26.2 \text{ cm}$$

G : module de cisaillement **G = 8077000 N/cm<sup>2</sup>**

$$C1 \frac{\pi^2 \times E I_z}{(KL)^2} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 210 \times 6595 \times 10^4}{6000^2} = 4293.75 \text{ KN}$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \frac{1149112.8}{6595} = 174.24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{(KL)^2 \times G I_t}{\pi^2 E I_z} = \frac{6000^2 \times 80.77 \times 143.70 \times 10^4}{3.14^2 \times 210 \times 6595 \times 10^4} \times 10^{-2} = 305.993 \text{ cm}^2$$

$$(C_2 \times Z_g)^2 = (0.459 \times 14)^2 = 41.293 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = 4293.75 \times [(174.24 + 305.996 + 41.293)^{0.5} - 6.426] = 964237.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 9642.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Elancement réduit :**

L'élancement réduit s'obtient à partir de la forme suivante :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \left[ \frac{1 \times 1534 \times 10^{-6} \times 2.35 \times 10^5}{9642.37} \right]^{0.5} = 0.19 < 0.4$$

→ Il n y a pas risque de déversement.

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :  $\gamma_{M1} = 1.1$  et  $B_w = 1$  profile de classe 1.

Et :

$$X_{LT} = \frac{1}{Q_{LT} + (Q_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} ; \varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 (1 + 0.21 (0.19 - 0.2) + 0.19^2) = 0.517$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.517 \times \sqrt{(0.517)^2 - (0.19)^2}} = 1 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{1 \times 1 \times 1534 \times 10^3 \times 0.235}{1.1} \times 10^{-3} = 327.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,max} = 151.934 \text{ KN.m} < 327.71 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**V.5.6 - Vérification à l'écrasement :**

$$R_{sd} < R_{y,Rd}$$

**Avec :**

$$R_{yrd} = S_y \times t_w \times f_{yw} / \gamma_{M1}$$

$$R_{sd} = Q_{r,max} = 47.45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{max}}{W_{el,y}}$$

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{94.939}{1376 \times 10^{-6}} = 0.06899636 \text{ KN/mm}$$

$$S_y = k_R \left[ \frac{I_f + I_R}{t_w} \right]^{1/3} \left[ 1 - (\gamma_{m0} \sigma_{f.Ed} / f_{yf})^2 \right]^{0.5}$$

$k_R$  : 3.25 (le rail du pont est monté directement sur la semelle).

$$I_f = \frac{B \times t_f^3}{12}$$

$$I_f = 136080 \text{ mm}^4$$

$$I_R = 91 \times 10 \text{ mm}^4$$

$$T_w = 10.5 \text{ mm}$$

$$S_y = 142.589 \text{ mm}$$

$$R_{y,Rd} = 319.85 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = 47.45 \text{ KN} < R_{y,Rd} = 319.85 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{La condition vérifiée.}$$

La résistance à l'écrasement est vérifiée pour **HEB 280**.

IV.5.7 - Vérification de l'enfoncement local :

- 1ère condition :

$$F = Q_{\max} = 47.45 \text{ KN}$$

$$R_{a,rd} = 0.5 t_w^2 \times (E f_{yw})^{0.5} \left[ \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{0.5} + 3 \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \left( \frac{S_s}{d} \right) \right] / \gamma_{M1}$$

$$\frac{S_s}{d} = 0.2$$

$$R_{a,rd} = 0.5 \times 10 \times 5^2 \times (210 \times 0.235)^{0.5} \times [(10.5 / 18)^{0.5} + 3 (18 / 10.5) \times (0.2)] / 1.1$$

$$R_{a,rd} = 630.984 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 47.45 \text{ KN} < R_{a,rd} = 630.984 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

- 2ème condition :

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} = M_{\max} = 94.939 \text{ KN.m} < 293.963 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1376 \times 10^3 \times 0.235}{1.1} = 293.963 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 94.939 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 293.963 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- 3ème condition :

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1.5$$

$$\left[ \frac{47.45}{630.984} \right] + \left[ \frac{94.939}{293.963} \right] = 0.398 \leq 1.5$$

→ La condition est vérifiée.

**V.5.8 - Vérification à la résistance au voilement :**

La résistance de calcul  $R_{b,rd}$  au violement d'âme d'une profilé I ou H est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme élément virtuel comprimé.

$$\frac{d}{t_w} \leq K \left( \frac{E}{f_{yf}} \right) \left[ \frac{A_w}{A_{fc}} \right]^{0.5}$$

**Avec :**

$A_w$  : Aire de l'âme.

$$A_w = t_w \times d = 10.5 \times 196 = 2058 \text{ mm}^2$$

$A_{fc}$  : aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = t_f \times b = 18 \times 280 = 5040 \text{ mm}^2$$

$$d / t_w = 18.666 \leq 0.3 (893.61) \times (0.63900)$$

**18.666 ≤ 171.30 → Donc la condition est vérifiée et pas de risque de voilement.**

**V.6 - Conclusion :**

Les chemins de roulement sont sollicités par des charges importantes, généralement concentrées et mobiles.

**HEB 280** résiste aux différentes charges roulantes verticales, il nécessite un renforcement pour supporter les charges horizontales, donc on l'adopte comme poutre de roulement.

Et pour les autres éléments on adopte : **La Rail A45.**

ETUDE  
DE  
PORTIQUE

VI.1 - Calcul de portique :

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

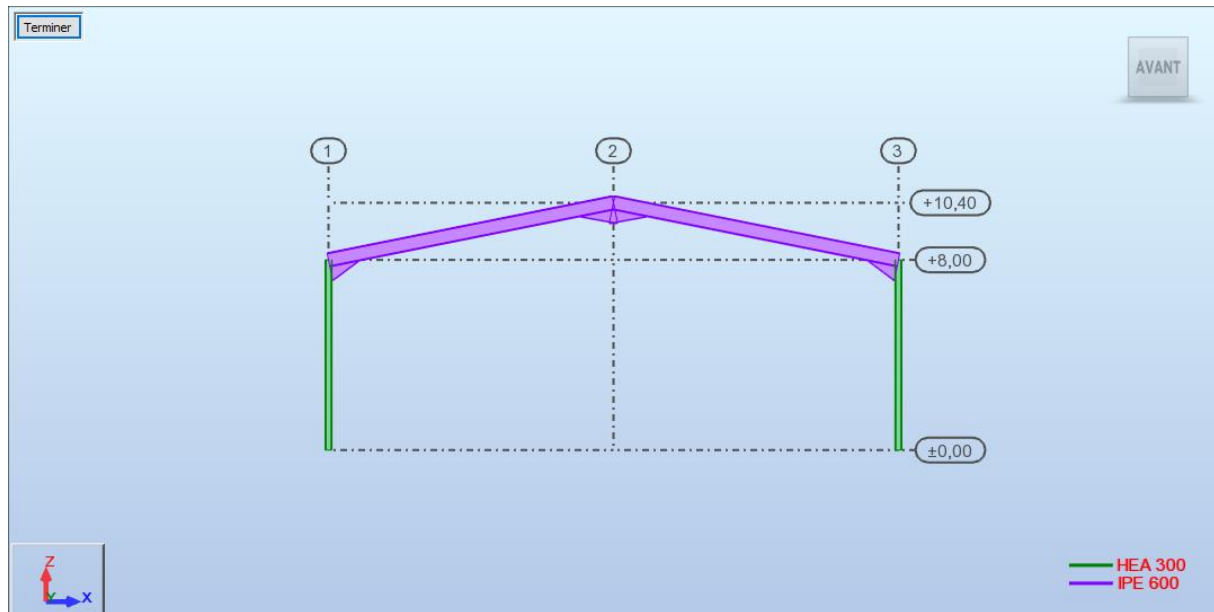


Figure VI.1 : Vue de portique.

VI.1.1 - Caractéristiques des barres :

Poteau : HEA 300						Traverse : IPE 600					
Barre n°: 1 Section: HEA 300						Barre n°: 20 Section: IPE 600					
Dimensions:						Dimensions:					
HY [cm]	HZ [cm]					HY [cm]	HZ [cm]				
30,0	29,0					22,0	60,0				
Caractéristiques sectionnelles:						Caractéristiques sectionnelles:					
AX [cm <sup>2</sup> ]	IX [cm <sup>4</sup> ]	IY [cm <sup>4</sup> ]	IZ [cm <sup>4</sup> ]			AX [cm <sup>2</sup> ]	IX [cm <sup>4</sup> ]	IY [cm <sup>4</sup> ]	IZ [cm <sup>4</sup> ]		
112,53	85,57	18263,50	6309,56			155,98	166,12	92083,50	3387,34		
Caractéristiques du matériau:						Caractéristiques du matériau:					
E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m <sup>3</sup> ]	Re [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m <sup>3</sup> ]	Re [MPa]
210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00

Tableau VI.1 : Caractéristiques des sections.

➤ *Caractéristiques :*

• *Barre :*

	Nom de la section	Liste des barres	AX [cm <sup>2</sup> ]	AY [cm <sup>2</sup> ]	AZ [cm <sup>2</sup> ]	IX [cm <sup>4</sup> ]	IY [cm <sup>4</sup> ]	IZ [cm <sup>4</sup> ]
	HEA 300	1A18	112,53	87,02	37,28	85,57	18263,50	6309,56
	IPE 600	19A36	155,98	87,92	83,78	166,12	92083,50	3387,34

• *Nœuds :*

Noeud	X [m]	Y [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	0,0	Encastrement
2	0,0	0,0	8,00	
3	0,0	6,00	0,0	Encastrement
4	0,0	6,00	8,00	
5	0,0	12,00	0,0	Encastrement
6	0,0	12,00	8,00	
7	0,0	18,00	0,0	Encastrement
8	0,0	18,00	8,00	

• *Barre :*

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEA 300	ACIER	0,0	Poteaux	Barre
19	2	37	IPE 600	ACIER	0,0	Traverse	Barre

• *Matériaux :*

	Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m <sup>3</sup> ]	Re [MPa]
1	ACIER	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00

• Métré :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
ACIER						
HEA 300	18	8,00	88,30	706,40	12715	247,25
IPE 600	18	12,24	122,40	1498,18	26967	443,94
Total par section						
HEA 300	18	144,00	88,30	12715,20	12715	247,25
IPE 600	18	220,32	122,40	26967,17	26967	443,94
Jarret 0.1x1					317	5,54
Jarret 2					1685	29,51
Totaux nets:					41684	726,24

• Charge :

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
4:G	charge uniforme	69 71 72 74 77 79A201	<sup>1</sup> PZ=-0,41[kN/m]
5:Q	charge uniforme	69 71 72 74 77 79A201	<sup>1</sup> PZ=-0,44[kN/m]
8:S	charge uniforme	69 71 72 74 77 79A201	<sup>1</sup> PZ=-0,14[kN/m]
6:W1	charge uniforme	717A732 737A742 744 746	<sup>1</sup> PY=1,06[kN/m]
7:W2	charge uniforme	621A716	<sup>1</sup> PX=0,93[kN/m]
4:G	force sur barre	824A839	<sup>1</sup> FZ=-41,67[kN] X=0,50 relatives
9:N	force sur barre	824A839	<sup>1</sup> FZ=-14,71[kN] X=0,50 relatives

• Combinaisons :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
10 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison lin	EFF	permanente	4*1.35+5*1.50
11 (C)	1.35(G+Q+N+S)	Combinaison lin	EFF	permanente	(4+5+9+8)*1.35
12 (C)	1.35(G+Q+N+W1)	Combinaison lin	EFF	permanente	(4+5+9+6)*1.35
13 (C)	1.35(G+Q+N+W2)	Combinaison lin	EFF	permanente	(4+5+9+7)*1.35
14 (C)	G+1.5W1	Combinaison lin	EFF	permanente	4*1.00+6*1.50
15 (C)	G+1.5W2	Combinaison lin	EFF	permanente	4*1.00+7*1.50
16 (C)	G+W1	Combinaison lin	DEP	permanente	(4+6)*1.00
17 (C)	G+W2	Combinaison lin	DEP	permanente	(4+7)*1.00
18 (C)	G+Q	Combinaison lin	DEP	permanente	(4+5)*1.00
19 (C)	G+S	Combinaison lin	DEP	permanente	(4+8)*1.00
20 (C)	G+0.9(Q+N+S)	Combinaison lin	DEP	permanente	4*1.00+(5+9+8)*0.90
21 (C)	G+0.9(Q+N+W1)	Combinaison lin	DEP	permanente	4*1.00+(5+9+6)*0.90
22 (C) (CQC)	G+Q+N+EX	Combinaison lin	ACC	permanente	(4+5+9+2)*1.00
23 (C) (CQC)	G+Q+N+EY	Combinaison lin	ACC	permanente	(4+5+9+3)*1.00
24 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	permanente	4*0.80+2*1.00
25 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	permanente	4*0.80+2*-1.00
26 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	permanente	4*0.80+3*1.00
27 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	permanente	4*0.80+3*-1.00

• Réactions (extrêmes globaux) :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	32,24	13,97	182,42	51,49	107,89	0,74
Noeud	11	1	21	19	11	19
Cas	22 (C) (CQC)	15 (C)	12 (C)	14 (C)	22 (C) (CQC)	14 (C)
Mode						
MIN	-73,13	-78,25	-42,05	-9,07	-206,50	-0,69
Noeud	27	19	19	35	27	1
Cas	13 (C)	14 (C)	6	15 (C)	13 (C)	14 (C)
Mode						

• Déplacements (extrêmes globaux) :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	6,5	138,2	3,0	0,591	0,036	0,154
Noeud	202	840	840	840	697	839
Cas	22 (C) (CQC)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)
Mode						
MIN	-6,3	-17,5	-4,6	-0,118	-0,038	-0,160
Noeud	192	840	42	698	699	841
Cas	25 (C) (CQC)	27 (C) (CQC)	11 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)
Mode						

• Efforts (extrêmes globaux) :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	164,00	132,56	93,34	13,81	185,24	69,19
Barre	11	806	821	36	29	35
Noeud	21	857	887	45	42	45
Cas	12 (C)	14 (C)	12 (C)	14 (C)	11 (C)	14 (C)
Mode						
MIN	-123,93	-95,54	-74,80	-13,81	-206,50	-69,18
Barre	669	807	1	35	14	86
Noeud	760	859	2	45	27	43
Cas	12 (C)	12 (C)	11 (C)	14 (C)	13 (C)	14 (C)
Mode						

• *Contraintes (extrêmes globales) :*

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
<b>MAX</b>	4521,80	98,53	951,85	4512,27	2,15	6,09	108,48
Barre	760	797	747	760	794	789	797
Noeud	37	3	760	37	55	227	55
Cas	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)
Mode							
<b>MIN</b>	-115,62	-4521,14	-1,50	-4,96	-951,85	-4512,27	-118,15
Barre	787	760	784	776	747	760	787
Noeud	208	37	18	84	760	37	221
Cas	12 (C)	14 (C)	11 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	12 (C)
Mode							

• *Chargement :*

	Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
	1	MOD1	Modale		Modale
	2	SIS_X2	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
	3	SIS_Y3	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
	4	PERM	G	permanente	Statique linéaire
	5	PERM2	Q	d'exploitation	Statique linéaire
	6	VENT1	W1	vent	Statique linéaire
	7	VENT2	W2	vent	Statique linéaire
	8	NEIGE	S	neige	Statique linéaire
	9	EXPLO 2	N	d'exploitation	Statique linéaire
	10		1.35G+1.5Q	permanente	Combinaison linéaire
	11		1.35(G+Q+N+S)	permanente	Combinaison linéaire
	12		1.35(G+Q+N+W1)	permanente	Combinaison linéaire
	13		1.35(G+Q+N+W2)	permanente	Combinaison linéaire
	14		G+1.5W1	permanente	Combinaison linéaire
	15		G+1.5W2	permanente	Combinaison linéaire
	16		G+W1	permanente	Combinaison linéaire
	17		G+W2	permanente	Combinaison linéaire
	18		G+Q	permanente	Combinaison linéaire
	19		G+S	permanente	Combinaison linéaire
	20		G+0.9(Q+N+S)	permanente	Combinaison linéaire
	21		G+0.9(Q+N+W1)	permanente	Combinaison linéaire
	22		G+Q+N+EX	permanente	Combinaison linéaire
	23		G+Q+N+EY	permanente	Combinaison linéaire
	24		0.8G+EX	permanente	Combinaison linéaire
	25		0.8G-EX	permanente	Combinaison linéaire
	26		0.8G+EY	permanente	Combinaison linéaire
	27		0.8G-EY	permanente	Combinaison linéaire

VI.2 - Calcul des poteaux et traverses :

➤ Calcul des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 Poteaux

PIECE: 15 Poteaux\_15

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35(G+Q+N+W2) (4+5+9+7)\*1.35

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=30.0 cm	Ay=84.00 cm <sup>2</sup>	Az=37.28 cm <sup>2</sup>	Ax=112.53 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm <sup>4</sup>	Iz=6309.56 cm <sup>4</sup>	Ix=75.30 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wely=1259.55 cm <sup>3</sup>	Welz=420.64 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N.sd = 137.17 kN	My.sd = -205.89 kN*m	Mz.sd = -0.73 kN*m	Vy.sd = -0.92 kN
Nc.rd = 2404.01 kN	Mply.rd = 295.54 kN*m	Mplz.rd = 136.98 kN*m	Vply.rd = 1036.08 kN
Nb.rd = 1482.85 kN	Mny.rd = 295.54 kN*m	Mnz.rd = 136.53 kN*m	Vz.sd = 73.04 kN
			Vplz.rd = 459.80 kN

Classe de la section = 2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lambda_y = 0.97
Lfy = 11.59 m	Xy = 0.62
Lambda y = 91.00	ky = 0.94



en z:

Lz = 8.00 m	Lambda_z = 0.57
Lfz = 4.00 m	Xz = 0.80
Lambda z = 53.42	kz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION:

$(M_y.sd/M_{ny.rd})^a + (M_z.sd/M_{nz.rd})^b = 0.49 < 1.00$  (5.35) a=2.00 b=1.00

$N_{sd}/(X_{min} * A * f_y/gM1) + k_y * M_y.sd / (W_{ply} * f_y/gM1) + k_z * M_z.sd / (W_{plz} * f_y/gM1) = 0.75 < 1.00$  (5.51)

$V_y.sd/V_{ply.rd} = 0.00 < 1.00$   $V_z.sd/V_{plz.rd} = 0.16 < 1.00$  (5.20)

Profil correct !!!

## ➤ Calcul des traverses :

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 6 Traverse portique

PIECE: 30 Traverse\_30

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.88 L = 10.77 \text{ m}$ 

## CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $11 \cdot 1.35(G+Q+N+S) (4+5+9+8) \cdot 1.35$ 

## MATERIAU:

ACIER  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ 

## PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

$h=60.0 \text{ cm}$	$gM0=1.10$	$gM1=1.10$	
$b=22.0 \text{ cm}$	$A_y=83.60 \text{ cm}^2$	$A_z=67.44 \text{ cm}^2$	$A_x=155.98 \text{ cm}^2$
$tw=1.2 \text{ cm}$	$I_y=92083.40 \text{ cm}^4$	$I_z=3387.34 \text{ cm}^4$	$I_x=166.20 \text{ cm}^4$
$tf=1.9 \text{ cm}$	$W_{ely}=3069.45 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=307.94 \text{ cm}^3$	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{.sd} = 38.26 \text{ kN}$	$M_{y.sd} = 146.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z.sd} = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y.sd} = -0.39 \text{ kN}$
$N_{c.rd} = 3332.39 \text{ kN}$	$M_{ply.rd} = 721.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{plz.rd} = 102.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{ply.rd} = 1031.15 \text{ kN}$
	$M_{ny.rd} = 721.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{nz.rd} = 102.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z.sd} = 0.78 \text{ kN}$
			$V_{plz.rd} = 831.83 \text{ kN}$
	$M_{b.rd} = 168.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

Classe de la section = 1



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$ID_{sup}=12.24 \text{ m}$	$C1 = 1.13$	$M_{cr} = 243.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$kLT = 1.00$
	$C2 = 0.46$	$XLT = 0.23$	

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

## FORMULES DE VERIFICATION:

 $(M_{y.sd}/M_{ny.rd})^a + (M_{z.sd}/M_{nz.rd})^b = 0.04 < 1.00$  (5.35)  $a=2.00$   $b=1.00$  $N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_{lt} \cdot M_{y.sd}/(X_{lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y/gM1) + k_z \cdot M_{z.sd}/(W_{plz} \cdot f_y/gM1) = 0.88 < 1.00$  (5.52) $V_{y.sd}/V_{ply.rd} = 0.00 < 1.00$   $V_{z.sd}/V_{plz.rd} = 0.00 < 1.00$  (5.20)**Profil correct !!!**

## VI.3 – Conclusion :

D'après notre calcul par logiciel ROBOT de notre structure nous avons obtenues les résultats suivant :

Les poteaux : **HEA 300**Les traverses : **IPE 600**

ETUDE  
DES  
ASSEMBLAGES

VII.1- Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

VII.2 - Calcul d'assemblage traverse – poteau :

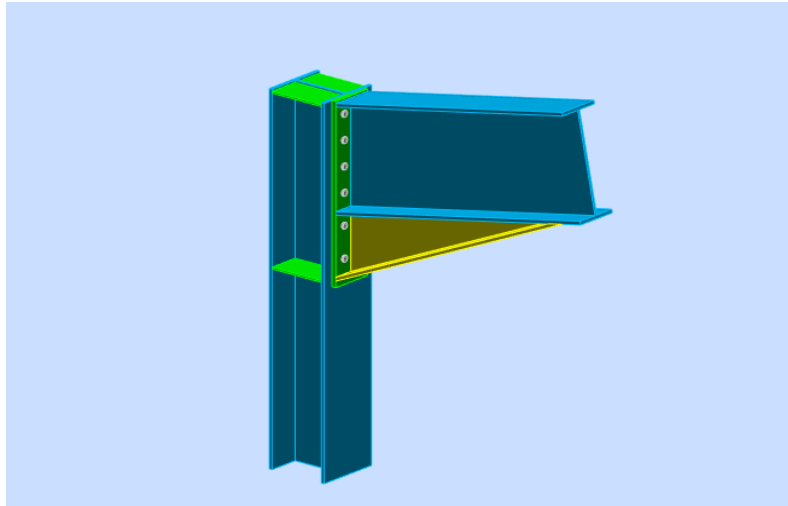
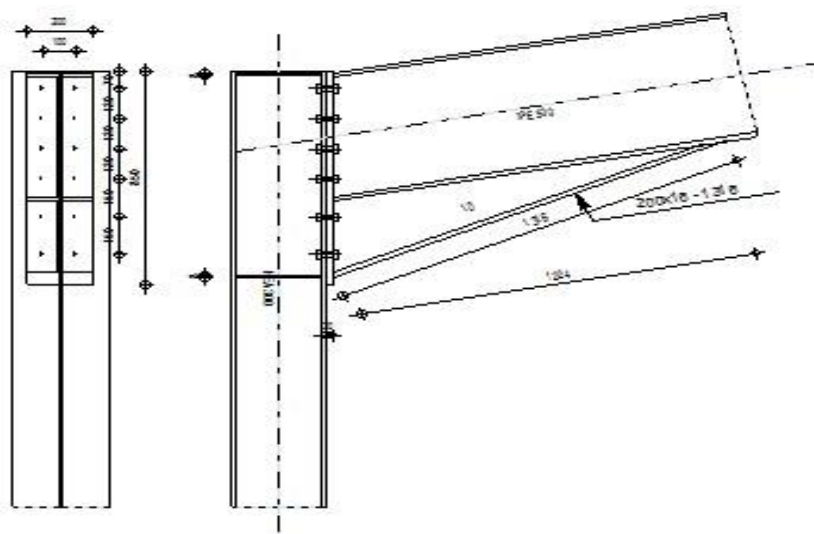


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage Traverse - Poteau.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>ENV 1993-1-1:1992</p>	
		<p>Ratio <b>0,38</b></p>



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 2

Barres de la structure: 1, 19

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEA 300

Barre N°: 1

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau $I_{xc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance**POUTRE**

Profilé: IPE 500

Barre N°: 19

 $\alpha = 11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_f = 200$  [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wb} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre $t_{fb} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = 11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

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

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = HR 8.8 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 101,74$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 70$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 100$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 120; 120; 120; 150; 150$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 850$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 300$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 1224$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 24,2$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **RAIDISSEUR POTEAU**

#### **Supérieur**

$h_{su} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **Inférieur**

$h_{sd} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme

$a_f = 12$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 8$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### **EFFORTS**

---

Cas: 11:  $1.35 (G+Q+N+S) (4+5+9+8) * 1.35$

$M_y = 80,42$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 41,92$  [kN] Effort tranchant

$F_x = -80,33$  [kN] Effort axial

### **RESULTATS**

---

#### **EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	741	174,19	174,19	256,32	203,47	101,74
2	621	129,67	174,34	256,32	203,47	101,74
3	501	0,00	174,34	256,32	203,47	101,74
4	381	0,00	174,34	256,32	203,47	101,74
5	231	0,00	174,34	256,32	203,47	101,74
6	81	0,00	0,00	0,00	0,00	101,74

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 101,74$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$  80,42 < 209,64 vérifié (0,38)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$  41,92 < 269,90 vérifié (0,16)

Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]

$F_x \leq N_{Rd}$  80,33 < 2467,97 vérifié (0,03)

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 252,19$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 134,06$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales

$A_{wz} = 118,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales

$I_{wy} = 206365,47$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.

$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -15,76$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -15,76$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$\tau_{\parallel} = 3,55$  [MPa] Contrainte tangentielle

$A_w = 252,19$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	31,53 < 365,00	vérifié	(0,09)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	30,63 < 365,00	vérifié	(0,08)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	15,76 < 292,00	vérifié	(0,05)

**RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT**

$V_{pIRd} = 459,82$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

**RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} = 949,73$  [kN] Résistance de calc. pour l'écrasement [J.3.5.1.1]

$F_{bRd} = 0,00$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.5.1.3]

$F_{cwc} = 425,03$  [kN] Compression de l'âme du poteau [J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$F_{twc} = 949,73$  [kN] Traction de l'âme du poteau [J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$V_{wPRd} = 303,86$  [kN] Cisaillement de l'âme du poteau [J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,38
--	-------	------

VII.3 - Calcul d'assemblage Poutre – Poutre :

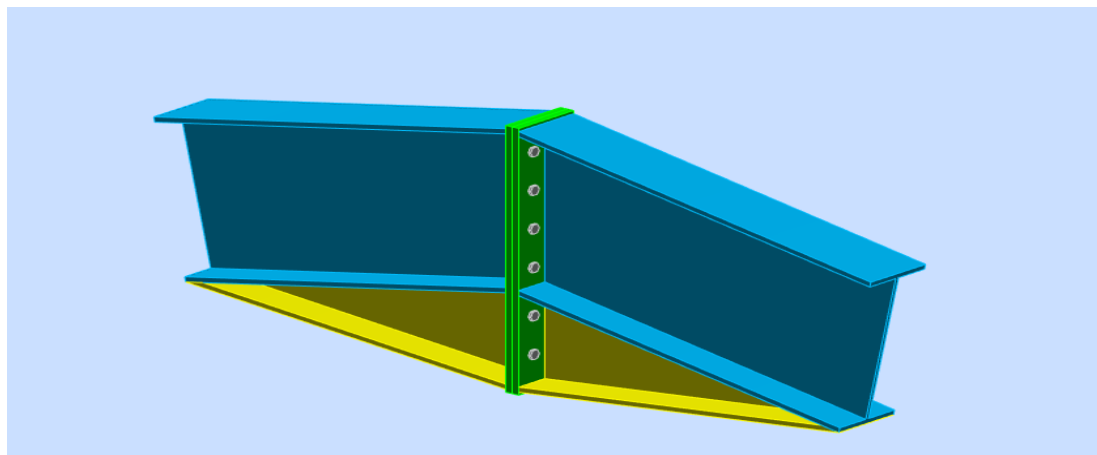


Figure VII.2: Représentation de l'assemblage Traverse - Traverse.



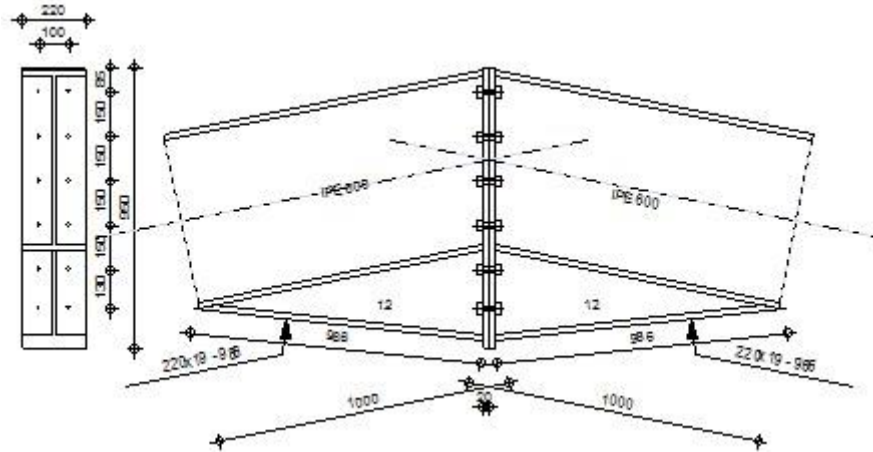
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

# Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
0,18



## GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 37

Barres de la structure: 19, 20

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: IPE 600

Barre N°: 19

$\alpha = -168,7$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 600$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbl} = 220$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbl} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = -168,7$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $A_{bl} = 155,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 92083,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## **DROITE**

### **POUTRE**

Profilé: IPE 600  
Barre N°: 20  
 $\alpha = -11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 600$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 220$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 155,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 92083,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

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

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = HR 8.8 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 124,42$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 85$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 100$  [mm]

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Entraxe  $p_i = 150; 150; 150; 150; 130$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 950$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 220$  [mm] Largeur de la platine

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

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 220$  [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 300$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1000$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 6,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 9$  [mm] Soudure âme

$a_f = 14$  [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

---

Cas: 12:  $1.35 (G+Q+N+W1) (4+5+9+6) * 1.35$

$M_y = -101,90$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,16$  [kN] Effort tranchant

$F_x = -1,47$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

---

**EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	795	248,83	0,00	0,00	248,83	124,42
2	665	208,16	0,00	0,00	248,83	124,42
3	515	161,23	0,00	0,00	248,83	124,42
4	365	114,30	0,00	0,00	248,83	124,42
5	215	67,37	0,00	0,00	248,83	124,42
6	65	20,43	0,00	0,00	0,00	124,42

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 124,42$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

**VERIFICATION DE LA RESISTANCE**

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$  101,90 < 581,31 vérifié (0,18)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$  0,16 < 311,61 vérifié (0,00)

Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]

$F_x \leq N_{Rd}$  1,47 < 3332,30 vérifié (0,00)

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w = 320,68$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 171,36$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales

$A_{wz} = 149,32$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales

$I_{wy} = 337233,44$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -10,56$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -10,56$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w = 320,68$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures  
 $\tau_{II} = 0,01$  [MPa] Contrainte tangentielle  
 $\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	21,11 < 365,00	vérifié	(0,06)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	19,47 < 365,00	vérifié	(0,05)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	10,56 < 292,00	vérifié	(0,04)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,18

**VII.4 - Calcul pied poteau encastré :**

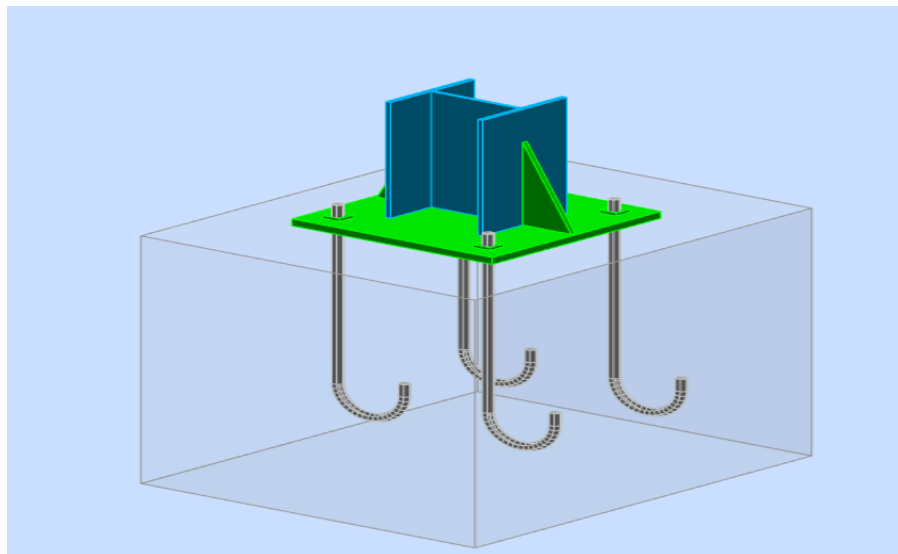


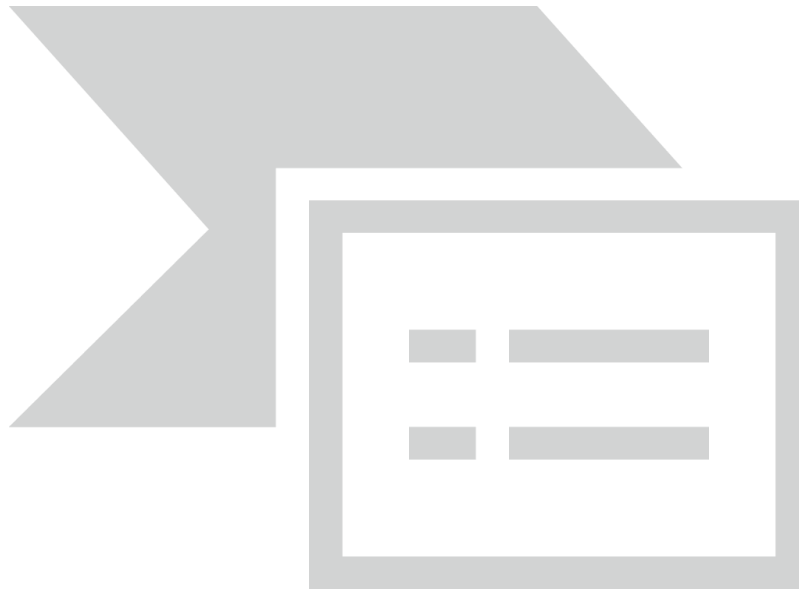


Figure VII.3 : Représentation de l'assemblage pied de poteau.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> ENV 1993-1-1:1992	
	Ratio <b>0,84</b>	



## GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 5

Barres de la structure: 3

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 3

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

**PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 600$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**ANCRAGE**

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

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 30$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 30$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 450$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 450$  [mm]

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 50$  [mm]

$L_2 = 600$  [mm]

$L_3 = 200$  [mm]

$L_4 = 45$  [mm]

**Platine**

$l_{wd} = 50$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 50$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

**BECHE**

Profilé: IPE 100

$h_w = 100$  [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR**

$l_s = 580$  [mm] Longueur

$h_s = 300$  [mm] Hauteur

$t_s = 15$  [mm] Epaisseur

**SEMELLE ISOLEE**

$L = 1000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} = 20,00$  [MPa] Résistance

$\sigma = 11,33$  [MPa] Résistance

$n = 7,00$  ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

$a_s = 15$  [mm] Raidisseurs

**EFFORTS**

---

Cas: 15: G+1.5W2 4\*1.00+7\*1.50

$N = -53,74$  [kN] Effort axial

$Q_y = 2,34$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = -36,54$  [kN] Effort tranchant

$M_y = 101,10$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS**

---

**PLATINE**

$F_{tRd} = 499,96$  [kN] Résistance de la semelle  
 $M_{p1Rd} = 8,65$  [kN\*m] Résistance de la platine à la flexion  
 $A_{eff} = 373,74$  [cm<sup>2</sup>] Section efficace

$|N| \leq N_{Rd}$   $|-53,74| < 1267,10$  vérifié (0,04)  
 $|M_y| \leq M_{Rd}$   $|101,10| < 197,86$  vérifié (0,51)

**BETON**

$f_j = 14,81$  [MPa] Contrainte maxi dans le béton  
 $y_0 = 91$  [mm] Zone comprimée

**ANCRAGE**

$N_t = 98,90$  [kN] Effort de traction dans la tige d'ancrage

Adhérence

$|N_t| \leq \pi * d * t_b * (l_2 + 6.4 * r + 3.5 * l_4)$   $|98,90| < 142,25$  vérifié (0,70)

Section

$|N_t| \leq 0.9 * f_{ub} * A_s / 1.25$   $|98,90| < 363,53$  vérifié (0,27)

**BECHE**

Béton

$|T_z| \leq (l - 30) * f_b * b$   $|-36,54| < 43,63$  vérifié (0,84)

$|T_y| \leq (l - 30) * f_b * b$   $|2,34| < 39,67$  vérifié (0,06)

Ame

$|T_z| \leq f * t * h / \sqrt{3}$   $|-36,54| < 49,29$  vérifié (0,74)

$|T_y| \leq f * t * h / \sqrt{3}$   $|2,34| < 85,07$  vérifié (0,03)

Semelle

$|T_z| \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$   $|-36,54| < 164,35$  vérifié (0,22)

$|T_y| \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$   $|2,34| < 67,17$  vérifié (0,03)

Soudure âme

$|T_z| \leq 2 * k * f * t * h / \sqrt{3}$   $|-36,54| < 137,38$  vérifié (0,27)

$|T_y| \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$   $|2,34| < 132,40$  vérifié (0,02)

Semelle

$ T_z  \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -36,54  < 233,00$	vérifié	(0,16)
$ T_y  \leq (l - 30) \cdot f_b \cdot b$	$ 2,34  < 157,85$	vérifié	(0,01)
Ame poteau			
$ T_z  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -36,54  < 549,20$	vérifié	(0,07)
$ T_y  \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 2,34  < 307,37$	vérifié	(0,01)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,84
--	-------	------

VII.5 - Calcul pied potelet :

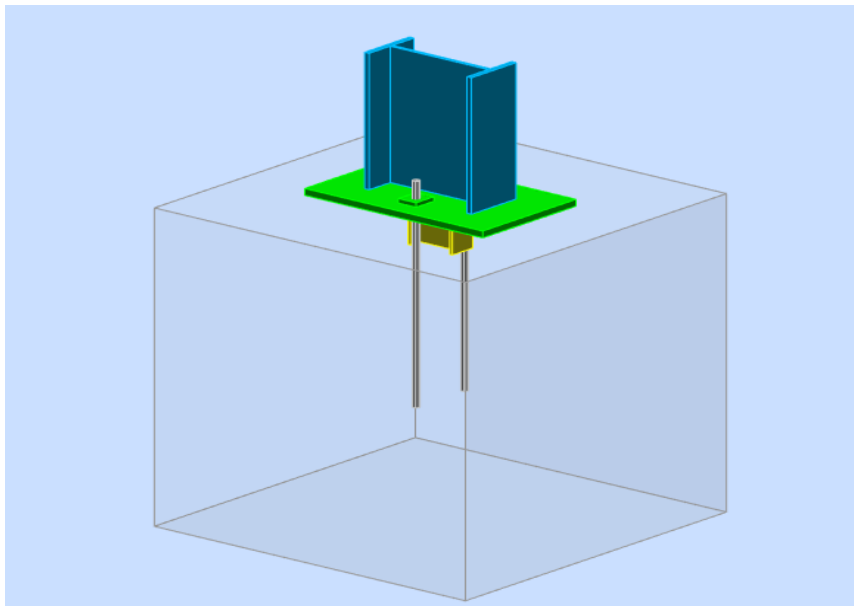




Figure VII.4 : Représentation de l'assemblage pied de potelet.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p> <p>ENV 1993-1-1:1992</p>	
		<p>Ratio</p> <p><b>0,14</b></p>



## GENERAL

---

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé  
 Noeud de la structure: 696  
 Barres de la structure: 615

## GEOMETRIE

---

### POTEAU

Profilé: IPE 240  
 Barre N°: 615  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 240$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 120$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 15$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 39,12$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 3891,63$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

**PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 400$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 250$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 15$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pp} = 360$  [mm] Longueur

$b_{pp} = 132$  [mm] Largeur

$t_{pp} = 5$  [mm] Epaisseur

**ANCRAGE**

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

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 14$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n = 2$  Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne

$e_v = 130$  [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 48$  [mm]

$L_2 = 450$  [mm]

**Platine**

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

**BECHE**

Profilé: IPE 100

$h_w = 100$  [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

**SEMELLE ISOLEE**

L = 700 [mm] Longueur de la semelle

B = 700 [mm] Largeur de la semelle

H = 700 [mm] Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} = 20,00$  [MPa] Résistance

$\sigma = 11,33$  [MPa] Résistance

n = 7,00 ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 7$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

**EFFORTS**

Cas: 14: G+1.5W1 4\*1.00+6\*1.50

$N_c = 0,53$  [kN] Effort axial de compression

$N_t = 0,00$  [kN] Effort axial de traction

$Q_y = -5,46$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = -5,40$  [kN] Effort tranchant

$N_{(Qy)} = -0,53$  [kN] Effort axial

$N_{(Qz)} = -0,53$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

**PLATINE**

Béton [L.1]

$|N| < A_{eff} * f_j$  | -0,53 | < 669,32 vérifié (0,00)

Flexion 1-1

$|N| < f_y / 3.0 * (t_p / u_i)^2 * A$  | -0,53 | < 23,42 vérifié (0,02)

Flexion 2-2

$ N  < f_y / 3.0 * (t_p / u_w)^2 * A$	$  -0,53   < 35,48$	vérifié	(0,01)
---------------------------------------	---------------------	---------	--------

**ANCRAGE**

Adhérence

$ N  < \pi * d * t_b * l_2$	$  0,00   < 21,38$	vérifié	(0,00)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

Section

$ N  < 0.9 * f_{ub} * A_s / 1.25$	$  0,00   < 66,24$	vérifié	(0,00)
-----------------------------------	--------------------	---------	--------

**BECHE**

Béton

$ Tz  < (l - 30) * f_b * b$	$  -5,40   < 43,63$	vérifié	(0,12)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

$ Ty  < (l - 30) * f_b * b$	$  -5,46   < 39,67$	vérifié	(0,14)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

Ame

$ Tz  < f * t * h / \sqrt{3}$	$  -5,40   < 49,29$	vérifié	(0,11)
-------------------------------	---------------------	---------	--------

$ Ty  < f * t * h / \sqrt{3}$	$  -5,46   < 85,07$	vérifié	(0,06)
-------------------------------	---------------------	---------	--------

Semelle

$ Tz  < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,40   < 156,01$	vérifié	(0,03)
--	----------------------	---------	--------

$ Ty  < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,46   < 54,51$	vérifié	(0,10)
--	---------------------	---------	--------

Soudure âme

$ Tz  < 2/k * f * t * h / \sqrt{3}$	$  -5,40   < 137,38$	vérifié	(0,04)
-------------------------------------	----------------------	---------	--------

$ Ty  < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,46   < 107,43$	vérifié	(0,05)
--	----------------------	---------	--------

Semelle

$ Tz  < 2 * 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,40   < 221,19$	vérifié	(0,02)
--	----------------------	---------	--------

$ Ty  < (l - 30) * f_b * b$	$  -5,46   < 157,85$	vérifié	(0,03)
-----------------------------	----------------------	---------	--------

Ame poteau

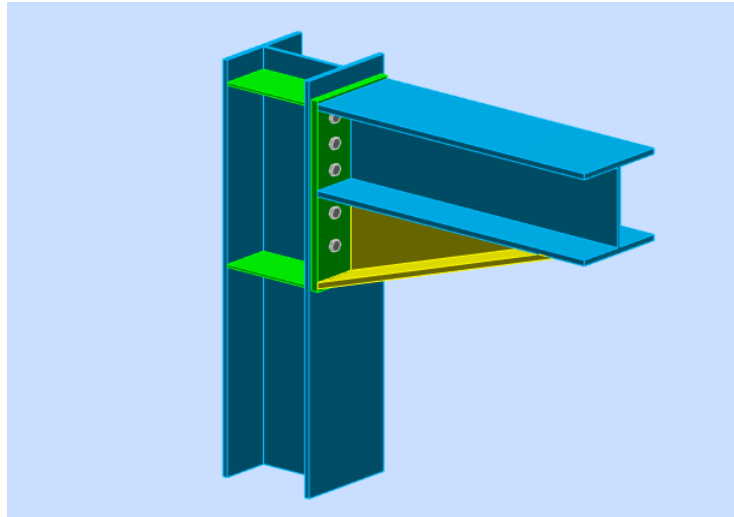
$ Tz  < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,40   < 223,44$	vérifié	(0,02)
--	----------------------	---------	--------

$ Ty  < 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$  -5,46   < 147,95$	vérifié	(0,04)
--	----------------------	---------	--------



**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,14

**VII.6 - Calcul d'assemblage Support poutre pont roulant - Poteau :**



**Figure VII.5 :** Représentation de l'assemblage support poutre pont roulant - poteau.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>ENV 1993-1-1:1992</p>	 <p>Ratio <b>0,11</b></p>
---	---	--



**GENERAL**

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 859

Barres de la structure: 10, 807

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé: HEA 300

Barre N°: 10

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau $I_{xc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance**POUTRE**

Profilé: HEB 280

Barre N°: 807

 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 280$  [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_f = 280$  [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wb} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre $t_{fb} = 18$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre $r_b = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre $r_b = 24$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $A_b = 131,36$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 19270,30$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

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

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = HR 8.8 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 124,42$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 65$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 150$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 80;80;130;100$  [mm]

### **PLATINE**

$h_p = 580$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 280$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **JARRET INFERIEUR**

$w_d = 280$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 18$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 280$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 800$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 19,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme

$a_f = 13$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 8$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

---

Cas: 12:  $1.35 (G+Q+N+W1) (4+5+9+6) * 1.35$

$M_y = 14,12$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 31,41$  [kN] Effort tranchant

$F_x = -5,71$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

---

**EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	495	195,34	195,34	430,99	248,83	124,42
2	415	45,47	190,84	409,01	238,82	124,42
3	335	63,05	190,84	409,01	238,82	124,42
4	205	0,00	190,84	409,01	238,82	124,42
5	105	0,00	0,00	0,00	0,00	124,42

$d_i$  – Distance du bouton de l'axe de rotation

$F_{tRd}$  – résistance d'une rangée de boulons

$F_{tfc}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{twc}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{tep}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$B_{tRd} = 124,42$  [kN] Résistance du boulon à la traction dans l'assemblage de type poutre-poutre [J.3.2.1(6)]

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Moment admissible [J.3.6.2.1 ENV 1993-1-1/pr A2]

$M_y \leq M_{Rd}$  14,12 < 136,82 vérifié (0,10)

Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]

$F_y \leq F_{Rd}$  31,41 < 285,65 vérifié (0,11)

Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]

$F_x \leq N_{Rd}$  5,71 < 2806,41 vérifié (0,00)

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 283,65$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 206,70$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures horizontales

$A_{wz} = 76,95$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudures verticales

$I_{wy} = 121280,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.

$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} = -2,67$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -2,67$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$\tau_{\parallel} = 4,08$  [MPa] Contrainte tangentielle

$\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	5,35 < 365,00	vérifié	(0,01)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{il}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	8,60 < 365,00	vérifié	(0,02)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	2,67 < 292,00	vérifié	(0,01)

**RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT**

$V_{plRd} = 459,82$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

**RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} = 1251,26$  [kN] Résistance de calc. pour l'écrasement [J.3.5.1.1]

$F_{bRd} = 0,00$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.5.1.3]

$F_{cwc} = 429,37$  [kN] Compression de l'âme du poteau [J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$F_{twc} = 1251,26$  [kN] Traction de l'âme du poteau [J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

$V_{wpRd} = 303,86$  [kN] Cisaillement de l'âme du poteau [J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,11
--	-------	------

VII.7 - Calcul d'assemblage Sablière - Poteau :

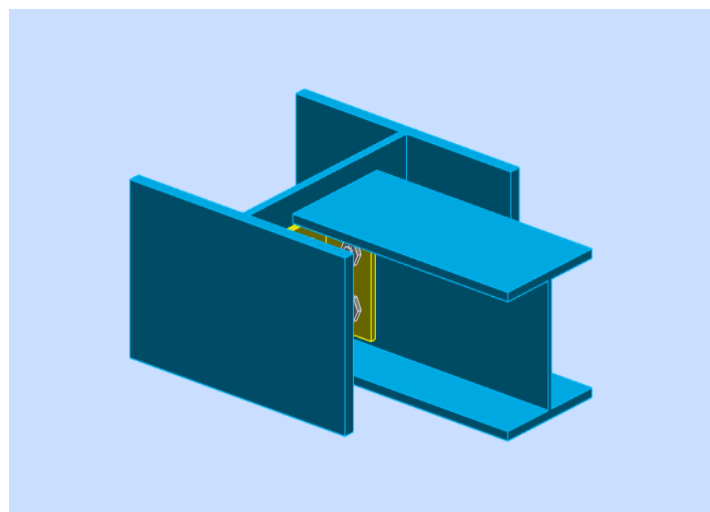


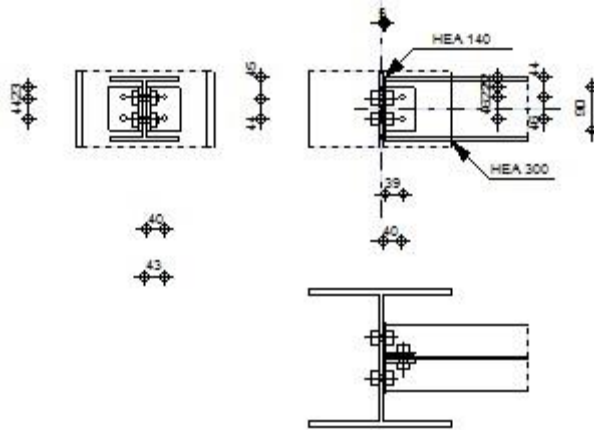
Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage sablière - poteau.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016  
**Calcul de l'assemblage par cornières**  
 ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
**0,89**



**GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage: Par cornières: poutre-poteau (âme)  
 Noeud de la structure: 20  
 Barres de la structure: 10, 37

**GEOMETRIE**

**POTEAU**

Profilé: HEA 300  
 Barre N°: 10  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **POUTRE PORTEE**

Profilé: HEA 140

Barre N°: 37

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 133$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 140$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 31,42$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 1033,13$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **CORNIERE**

Profilé: CAE 70x7

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_a = 70$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_a = 70$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_f = 7$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_a = 9$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_a = 90$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### **BOULONS**

#### ***Boulons assemblant le poteau à la cornière***

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

Classe = HR 8.8	Classe du boulon
d = 14 [mm]	Diamètre du boulon
A <sub>s</sub> = 1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>y</sub> = 640,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>u</sub> = 900,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2,00	Nombre de rangées des boulons
h <sub>1</sub> = 23 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 44 [mm]	Entraxe

**Boulons assemblant la cornière à la poutre**

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

Classe = HR 8.8	Classe du boulon
d = 14 [mm]	Diamètre du boulon
A <sub>s</sub> = 1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> = 1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>y</sub> = 640,00 [MPa]	Limite de plasticité
f <sub>u</sub> = 900,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
n = 2,00	Nombre de rangées des boulons
h <sub>1</sub> = 22 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> = 46 [mm]	Entraxe

**EFFORTS**

Cas: 14: G+1.5W1 4\*1.00+6\*1.50

N = -77,90 [kN]	Effort axial
T = 0,21 [kN]	Effort tranchant

**RESULTATS**

**BOULONS**

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$F_{Sd,s} \leq F_{vRd,s}$	38,77 < 99,36	vérifié	(0,39)
---------------------------	---------------	---------	--------

Cisaillement (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$$F_{Sd,b} \leq F_{vRd,b} \quad 0,05 < 49,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**PROFILES**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s} \quad 38,77 < 43,41 \quad \text{vérifié} \quad (0,89)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b} \quad 0,05 < 63,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Cisaillement de bloc (Côté de la poutre portée) [6.5.2.2]

$$|F_z| \leq V_{effRd} \quad |0,21| < 89,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [5.4.6]

$$|F_z| \leq V_{plRd} \quad |0,21| < 93,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

**CORNIERE**

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée) [6.5.5]

$$F_{Sd,s} \leq F_{bRd,s} \quad 19,38 < 34,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse) [6.5.5]

$$F_{Sd,b} \leq F_{bRd,b} \quad 0,05 < 36,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Cisaillement (Côté de la poutre portée) [5.4.6]

$$|F_z/2| \leq V_{plRd} \quad |0,11| < 77,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Cisaillement (Côté de la poutre porteuse) [5.4.6]

$$|F_z/2| \leq V_{plRd} \quad |0,11| < 77,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,89
--	-------	------

ETUDE  
SISMIQUE

**VIII.1 - Introduction :**

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous Avons jugés une étude sismique primordiale. De ce faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui Menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts Tranchants dus au séisme. Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les Charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature Principale de notre structure.

**VIII.2 - Différents méthodes :**

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accéléra gramme.

**VIII.3 - Choix de la méthode dans notre cas :**

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de condition.

**VIII.3.1 - Condition d'applications :**

**(Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).**

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, il est situé dans la zone sismique II a : (Oued Smar wilaya d'Alger). Et il a une hauteur de 10.40 m inférieur 30 m. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

**VIII.3.2 - Principe de la méthode statique équivalente :**

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

**VIII.3.3 - Calcul de l'effort tranchant  $V$  à la base :**

L'effort sismique totale applique à la base de la structure est donné par la formule suivant :  
**(voir RPA 4.1.3 Page 39).**

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

**Avec :**

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale  $V_x$ , transversale  $V_y$ ).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

**a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :**

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40). Le hangar (bâtiment industriels) est classé dans le groupe 3 et il est situé en zone Sismique II. **A = 0.10**

**b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :  
(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \text{si } \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \text{si } \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & \text{si } \dots\dots\dots T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique associé à la catégorie du site. (Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 48).

Site : S3 : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 28).

D'où :

**$T_1 = 0.15 \text{ s}$**

**$T_2 = 0.50 \text{ s}$**

c(%) : Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 40)

- Remplissages dense
  - Portique en acier
- }  **$\zeta = 5 \%$**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.  
(voir RPA 99/V2003 Formule 4.3 page 40).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

puisque :  $\varepsilon = 5\%$   $\implies \eta = 1$

➤ *Estimation de la période fondamentale de la structure :*

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

• *Dans le sens transversal :*

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie  $C_t = 0.05$

$$\text{Avec } T = \min \begin{cases} C_T (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99/V2003 Page 45 et 46}).$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre a partir de la base jusqu'au dernier niveau.

Dans notre cas  $H = 10.40$  m

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (**tab 4.6 Page 45**).

$D = 48$  m : est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calcule Considérée.

**Donc :**

$$T = \min 0.05 \times (10.40)^{3/4} = 0.28 \text{ s}$$

$$0.09 \times (10.40 / \sqrt{48}) = 0.468 \text{ s}$$

$$T_x = 0.468 \text{ s}$$

• *Dans le sens longitudinal :*

Le système de contreventement dans le sens longitudinal de type portique auto stable en acier avec le remplissage en maçonnerie.  $C_t = 0.05$

Avec :

$$T = \min \begin{cases} C_T (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99/V2003 Page 45 et 46}).$$

D = 24 m : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcule  
 Considérée.

$$T = \min 0.05 \times (10.40)^{3/4} = 0.28 \text{ s}$$

$$0.09 \times (10.40 / \sqrt{24}) = 0.191 \text{ s}$$

**T<sub>y</sub> = 0.191 s**

On est dans le cas ou  $0 \leq T \leq T_2$  et d'après la formule (4.2) de RPA/V2003 on aura :

$$D = 2.5$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$0 \leq 0.191 \leq 0.5$$

- **Détermination du facteur de qualité Q :**

Critère	pq
<b>1-conditions minimales sur les files de contreventements.</b>	<b>0.05</b>
<b>2-redondance en plan.</b>	<b>0</b>
<b>3-regularité en plan.</b>	<b>0</b>
<b>4-régularité en élévation.</b>	<b>0</b>
<b>5-control de la qualité des matériaux.</b>	<b>0.05</b>
<b>6-contrôle de la qualité de l'exécution.</b>	<b>1</b>

Tableau VIII.1 : Facteur de qualité.

- **Détermination de R :**

On prend la valeur de R .... Voir tableau 4.3 page 42

On a :

Catégorie : B acier

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : R<sub>x</sub> = 4

Sens longitudinale : portique auto stable ordinaire : R<sub>y</sub> = 4

- Calcul du poids actif de la structure soumis au séisme  $W$  :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule 4.5 :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec :  $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : poids due aux charges d'exploitations.

$\beta$  : coefficient de pondération .... Tableau 4.5.

Donc :  $\beta = 0.5$  (hangar) ..... Voir RPA p45

➤ **Poids de la structure :**

Eléments	Type	Poids (KN)
Poteaux	HEA 300	127.09
Potelets	IPE 240	14.32
Lisses	IPE 120	86.55
Bardage	Panneau sandwich TL 40	162.42
Stabilité verticale	L 30 x 30 x 4	2.01
Pont roulant	-	85
Poutre de roulement	HEB 280	98.94
Rail	A 45	20.9
Traverses	IPE 600	270.18
Pannes	IPE 120	99.57
Sablières	HEA 100	47.45
Couverture	Panneau sandwich TL 80	190.13
Contreventement	L 40 x 40 x 4	4.08
	<b>TOTAL</b>	1208.64

Tableau VIII.2 : poids total de la structure.

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

**$W_G = 12.086 \text{ T}$**

**Et  $W_Q = 30.044 \text{ T}$**

**Et :  $W = \Sigma W_i$**

**Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$**

**Donc :  $\rightarrow W_T = 36.043 \text{ T}$**

VIII.4 - La force sismique :

$W_T = 36.043 \text{ T}$

On calcul la force sismique selon deux direction **X** et **Y** :

✓ *Direction X :*

$$V_x = \left( \frac{A X D X Q}{R_x} \right) W_T = \left( \frac{0.1 \times 2.5 \times 1.04}{4} \right) \times 36.043 = 2.342 \text{ T} \quad \longrightarrow \quad V_x = 22.97 \text{ KN}$$

✓ *Direction Y :*

$$V_y = \left( \frac{A X D X Q}{R_y} \right) W_T = \left( \frac{0.1 \times 2.5 \times 1.04}{3} \right) \times 36.043 = 3.123 \text{ T} \quad \longrightarrow \quad V_y = 30.63 \text{ KN}$$

VII.4 – Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\begin{cases} V = F_t + \sum F_i \\ F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

La force concentrée **F<sub>t</sub>** au sommet de la structure permet de tenir compte de l’influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F<sub>t</sub> = 0,07 TV** où **T** est la période fondamentale de la structure (**en secondes**). La valeur de **F<sub>t</sub>** ne dépassera-en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égal à **0.7** secondes.

D’où :

On a  $T = 0.468 < 0.7 \rightarrow F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**F<sub>i</sub>** : Force horizontale au niveau **i**

**h<sub>i</sub>** : Niveau du plancher

**F<sub>t</sub>** : Force concentrée au sommet de la structure

Les résultats sont donnés pour le sens (**X-X**) par le système de contreventement **X** dans le tableau suivant :

Niveau	W <sub>i</sub> (T)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> x h <sub>i</sub>	V <sub>x</sub> (T)	F <sub>i</sub> (T)
Toiture	36.043	10.40	374.84	22.97	22.97

L’effort tranchant au niveau de la toiture :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_k = 22.97 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnés pour le sens (Y-Y) par le système de contreventement X dans le tableau suivant :

Niveau	W <sub>i</sub> (T)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> x h <sub>i</sub>	V <sub>x</sub> (T)	F <sub>i</sub> (T)
Toiture	36.043	10.40	374.84	30.63	30.63

L'effort tranchant au niveau de la toiture :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_k = 30.63 \text{ KN}$$

**VIII.5 - Répartition des efforts entre les portiques :**

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité. Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de là on peut déduire (sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

**a) Centre de masse :**

Les coordonnées du centre de masse C<sub>g</sub> (X<sub>g</sub>, Y<sub>g</sub>) sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ \text{Et} \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a } \begin{array}{l} X_g = 12 \text{ m} \\ Y_g = 24 \text{ m} \end{array}$$

**b) Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion Ct (X<sub>t</sub>, Y<sub>t</sub>) sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \\ \text{Et} \\ Y_g = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}} \end{array} \right\} \text{ pour notre structure on a } \begin{array}{l} X_t = 12 \text{ m} \\ Y_t = 24 \text{ m} \end{array}$$

c) *Excentricité :*

- *Excentricité réel :*

$$e_x = X_g - X_t = 12 - 12 \longrightarrow e_x = 0$$

$$e_y = Y_t - Y_g = 24 - 24 \longrightarrow e_y = 0$$

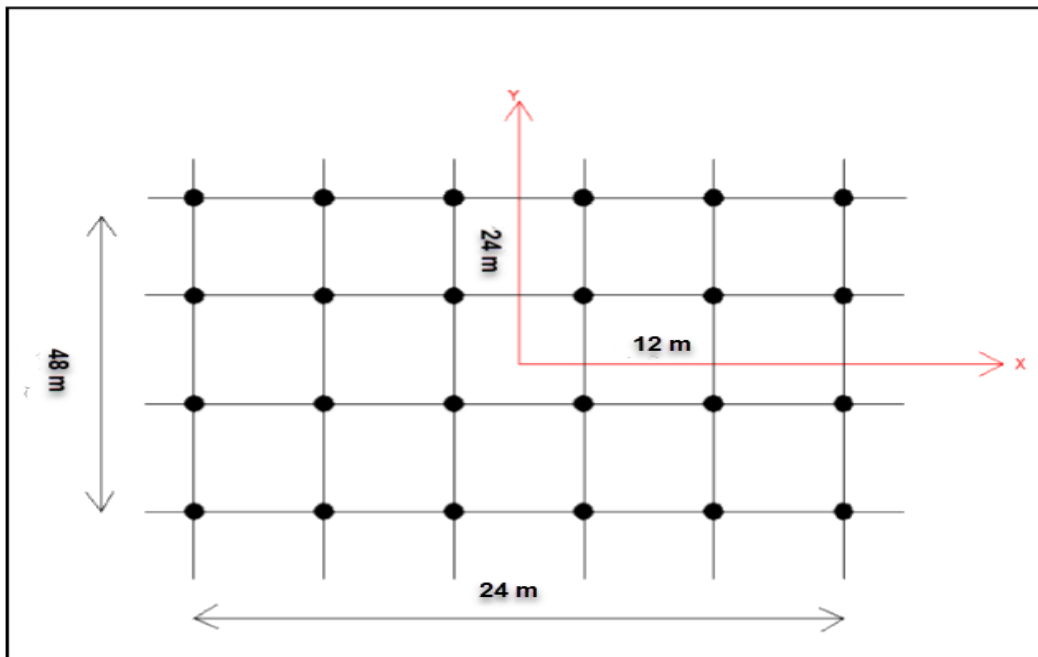


Figure VIII.1 : Présentation du centre de masse et Centre de torsion.

d) *Excentricité théorique :*

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension.

$$e = e_x = e_y = \max \left( \frac{e_x=0}{5\% [24] = 1.2}, \frac{e_y=0}{5\% [48] = 2.4} \right) \longrightarrow e_x = 1.2 ; e_y = 2.4$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement. Cette répartition est basée sur le principe suivant :

L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique.

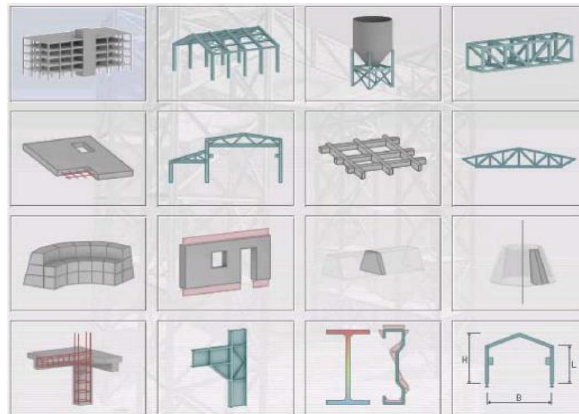
DESCRIPTION  
LOGICIEL  
ROBOT

## 1. Démarrage de ROBOT

Le système **ROBOT** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

Après le lancement du système **ROBOT** (pour ce faire, cliquer sur l'icône approprié affiché sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches), la fenêtre représentée ci-dessous est affichée.

Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



## 2. Les douze premières icônes servent à sélectionner le type de structure



Etude d'un Portique



Etude d'une Coque



Etude d'une Plaque



Conception d'un bâtiment



Etude d'un Treillis Plan



Etude en Contraintes Planes

La dernière ligne concerne :



Etude d'un Grillage



Etude en Déformations Planes



Dimensionnement des éléments des structures BA



Dimensionnement assemblages acier



Etude d'un Treillis Spatial



Etude d'un Structure Axisym.



Etude des profils des barres (pleins ou à parois minces)



Création d'une structure type simple



Etude d'un Portique Spatial



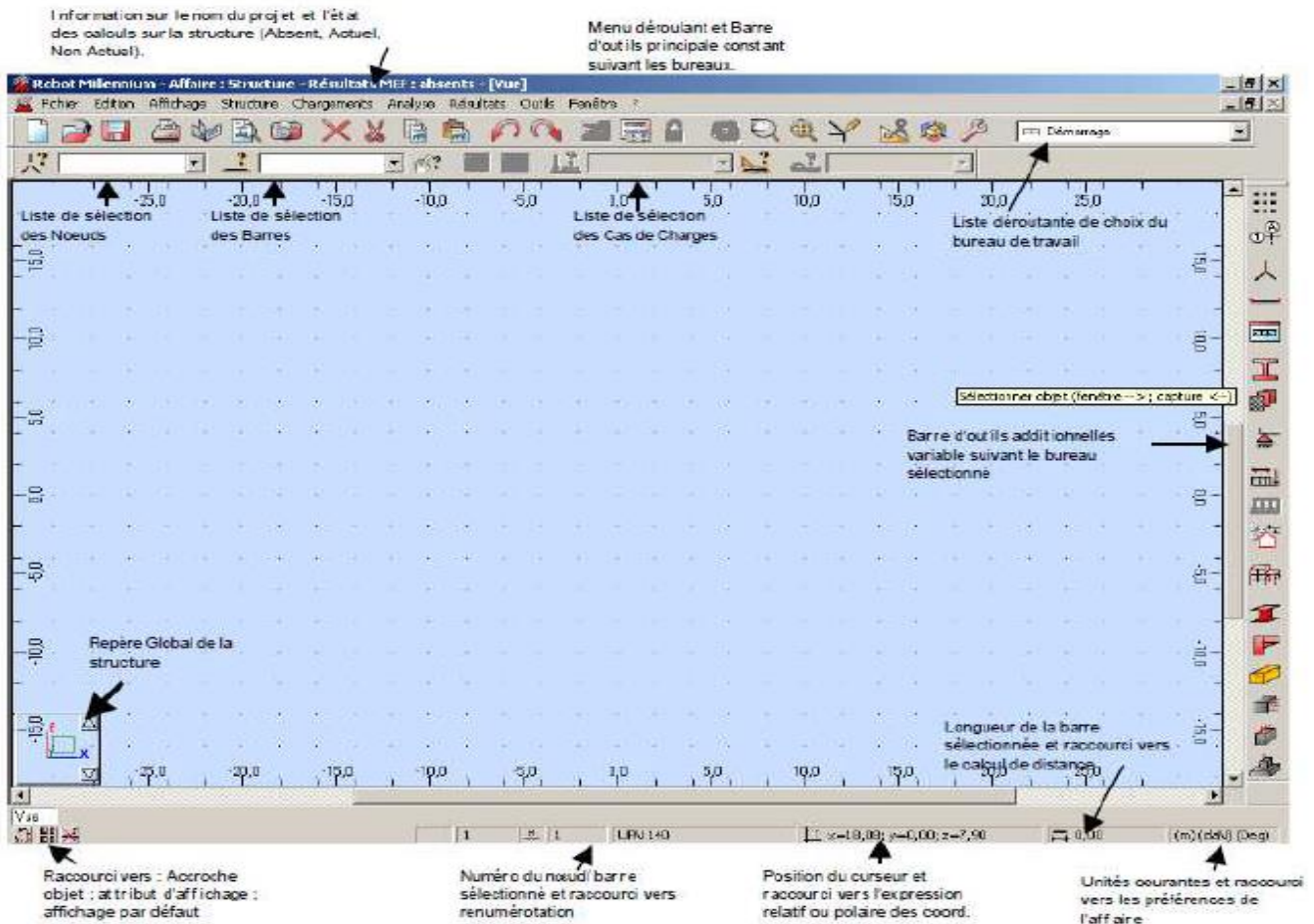
Modélisation en Volumiques

## Description logiciel ROBOT

Après la sélection de l'une de ces options, les paramètres du logiciel **ROBOT** sont adaptés aux fonctions du module réglementaire sélectionné ou au type de structure sélectionné.

En fonction de l'objectif et du mode de fonctionnement du module, le logiciel affiche soit la fenêtre de l'éditeur graphique dans laquelle vous pouvez effectuer la saisie, soit le bureau spécifique adapté aux fonctions du module.

### 3. L'environnement de travail



Le principe fondamental de **ROBOT** est la gestion par bureaux qui va vous guider à travers les étapes essentielles de modélisation, d'exploitation de résultats et enfin du dimensionnement métier.

La sélection d'un bureau se fait à l'aide de la liste déroulante principale se trouvant en haut et à droite de votre écran (le bureau de départ se nommant : Démarrage).

La barre d'outils de droite correspond à des fonctions additionnelles relatives au bureau dans lequel vous vous trouvez.

L'autre fonctionnalité indispensable aux manipulations sous **ROBOT** est l'utilisation du **Menu contextuel** accessible par un simple clic droit sur la souris.

Lors du travail dans l'éditeur graphique ou dans un tableau, un clic sur le bouton droit de la souris ouvre un menu contextuel supplémentaire qui affiche les commandes les plus souvent utilisées.

## Description logiciel **ROBOT**

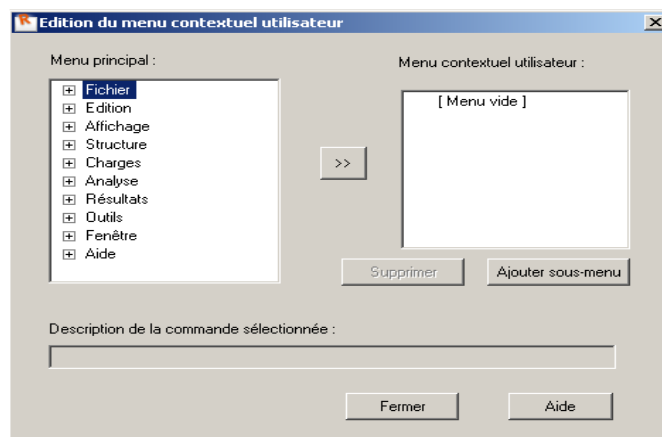
Par exemple, la figure ci-dessous représente le menu contextuel qui s'ouvre après un clic sur la zone graphique du bureau **Démarrage**.



Le menu contextuel de **ROBOT** est personnalisable de façon à rajouter de nouvelles fonctions propres à votre métier ou à l'utilisation de **ROBOT**.

Pour cela, dans le menu déroulant Outils, choisissez **Personnaliser** et **Personnaliser menu contextuel**.

Il vous reste alors à rechercher, dans l'arborescence proposée, la fonction que vous souhaitez choisir et à la glisser à droite de l'écran :



La même manipulation peut être effectuée pour personnaliser les barres d'outils liées au bureau, toujours à l'aide du Menu déroulant **Outils/Personnaliser/Personnaliser** Barre d'outils.

### 4. Le principe des bureaux

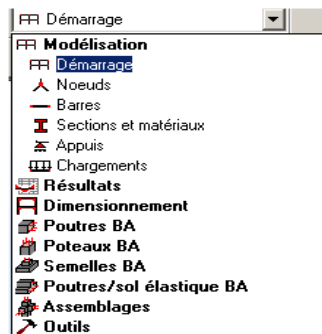
Il est fortement conseillé d'utiliser le plus possible le système de bureaux mis en place dans **ROBOT**. Il vous permettra d'acquérir une méthode de travail rapide et efficace.

Vous remarquerez que les fenêtres constitutives d'un bureau sont protégées contre la fermeture. En effet, il n'y a pas de raison de fermer une fenêtre : si vous voulez la fermer cela signifie que vous voulez faire autre chose, donc changez de bureau.

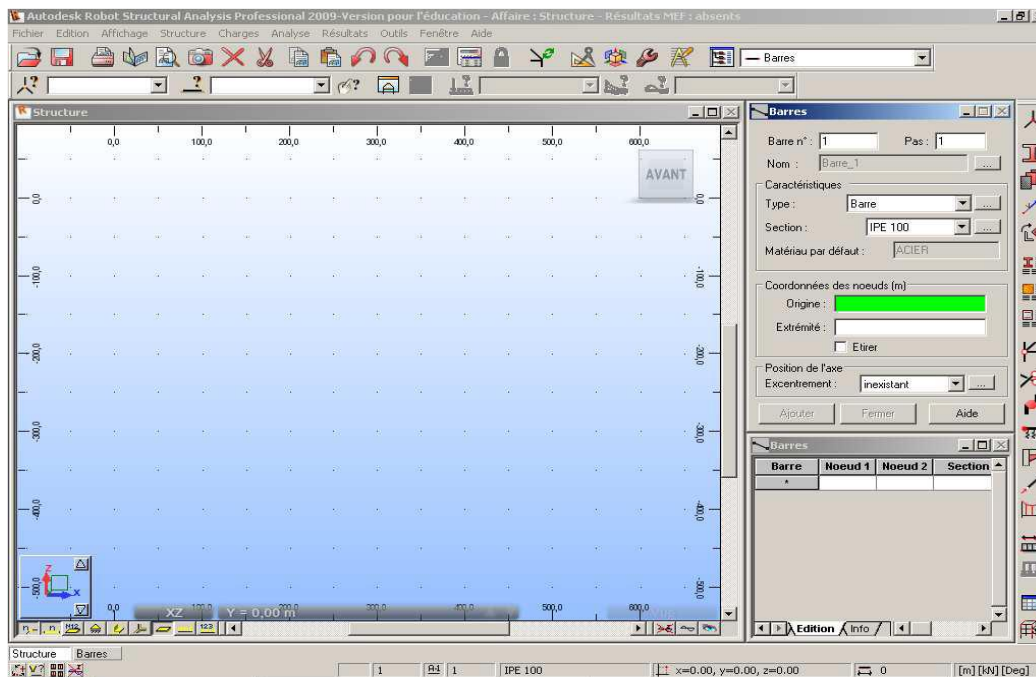
Néanmoins, les fenêtres ne sont pas protégées contre le déplacement ou la réduction. Si vous êtes loin de la configuration initiale de votre bureau, vous pouvez donc réinitialiser la configuration par défaut du bureau en allant dans le menu déroulant **Outils/Personnaliser/Réinitialiser** à partir du modèle.

Dans le système **ROBOT**, le mécanisme de bureaux prédéfinis a été créé afin de rendre la définition de la structure plus facile et plus intuitive. Evidemment, vous n'êtes pas obligés d'utiliser ce mécanisme. Toutes les opérations effectuées dans le système **ROBOT** peuvent être réalisées sans recourir aux bureaux définis.

Le choix des bureaux se fait en ouvrant la liste déroulante des bureaux et en cliquant sur le bureau choisi afin d'effectuer la tâche précise correspondante :



A titre d'exemple, vous pouvez voir la composition du bureau **Barres** :



### 5. Le réglage des préférences

Il est à noter que toutes les langues ne sont pas accessibles dans la version de base, il s'agit de modules de langues supplémentaires que vous pouvez acquérir.

## Description logiciel ROBOT

La partie correspondant à la protection du logiciel vous permet de rentrer un code faisant évoluer le logiciel (augmentation du nombre de barres, modules supplémentaires, ...) pour les versions anciennes. Pour les autres, il n'y a pas besoin de lancer le logiciel. Il suffit d'aller dans : « Démarrer / programmes / Robot structural office / tools / protection - paramètre » ou dans « Démarrer / programmes / Robot office / tools / protection paramètre ».

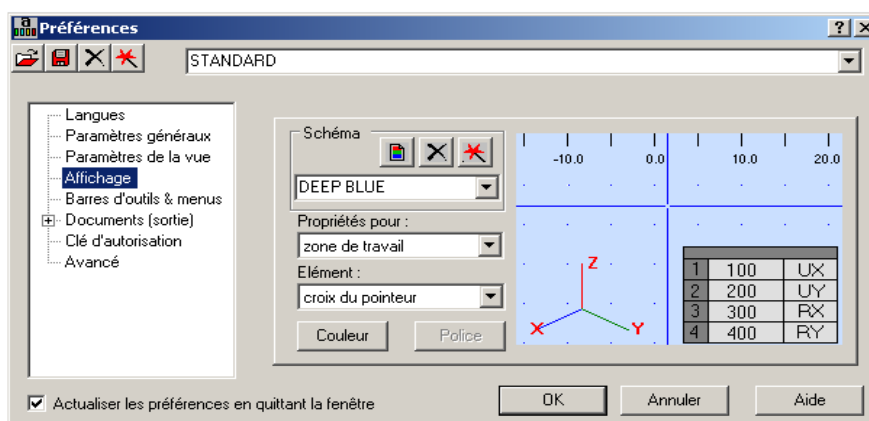
La personnalisation vous permet de changer le nom sur la CLE et non uniquement sur le poste de travail, ce nom apparaît à chaque démarrage de **ROBOT** et correspond au nom d'utilisateur apparaissant par défaut sur les notes de calcul.

Afin de définir les paramètres de travail du système **ROBOT**, vous pouvez utiliser deux options : **Préférences** et **Préférences de l'affaire**.

### 6. Les préférences

Les **Préférences** a contrario des **Préférences de l'affaire** vous permettrons de changer les paramètres gérant la forme du logiciel : couleur, polices, tailles des icônes, etc.

Dans la boîte de dialogue **Préférences** représentée sur la figure ci-dessous, vous pouvez définir les paramètres de base du logiciel. Afin d'ouvrir la boîte de dialogue, vous pouvez sélectionner dans le menu déroulant **Outils** puis **Préférences**.



La boîte de dialogue représentée ci-dessus se divise en plusieurs parties, notamment :

- La partie supérieure de la boîte de dialogue regroupe quatre icônes et le champ de sélection de fichiers de préférences. Par défaut, le nom des préférences actuelles est affiché.

Dans ce champ, vous pouvez sélectionner un fichier de préférences existant ; pour cela, cliquez sur la flèche à droite de champ et sélectionnez les préférences appropriées à vos besoins dans la liste déroulante.

- La partie gauche de la boîte de dialogue **Préférences** contient une arborescence qui affiche la liste des options que vous pouvez personnaliser. Pour cela, cliquez sur le bouton gauche de la souris sur la position que vous voulez modifier.

- Dans la partie droite de la boîte de dialogue **Préférences** se trouve la zone dans laquelle vous pouvez définir les paramètres spécifiques du logiciel, l'aspect de cette zone varie en fonction de la sélection effectuée dans l'arborescence de gauche.

### 7. Les préférences de l'affaire

Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

Tout comme les Préférences, vous y accéder dans le menu déroulant Outils.

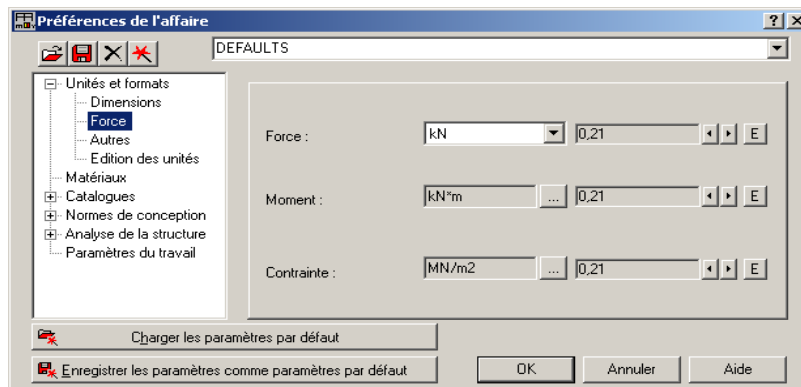
Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de Forces, Dimensions et Normes.

#### ➤ Réglage des unités

Les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique de la charpente métallique. Elles sont parfois différentes des unités « légales » (Système International SI), ces dernières étant dans certains cas inadaptées, car disproportionnées par rapport aux ordres de grandeur des valeurs couramment rencontrées.

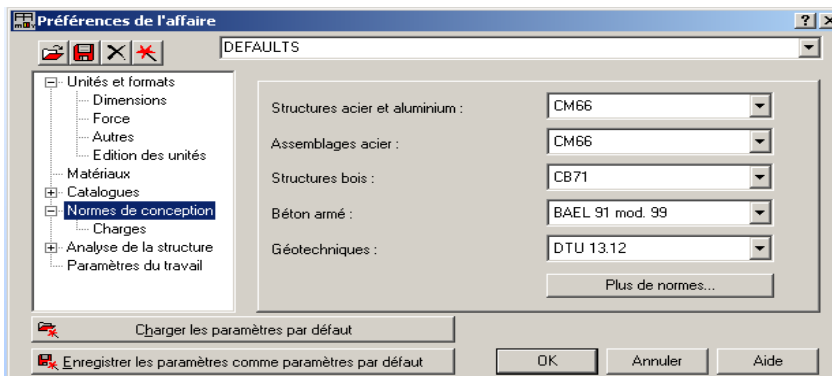
En outre, nous assimilons le déca Newtons aux kilogrammes (**1 daN = 1 kg**), alors qu'en toute rigueur **1 daN = 1.02 kg** (car **g = 9.81 m/s<sup>2</sup>**). L'erreur commise, de **2%**, est négligeable, compte tenu de la précision générale des calculs.

La fenêtre de réglage des unités est présentée sur la figure ci-dessous. Les indications à droite des entrées d'unités correspondent au nombre de chiffres après la virgule souhaitée.



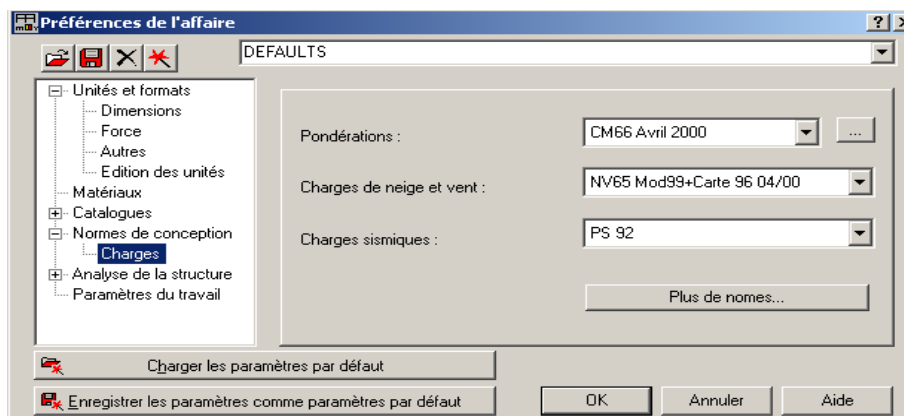
#### ➤ Réglage des normes

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après :



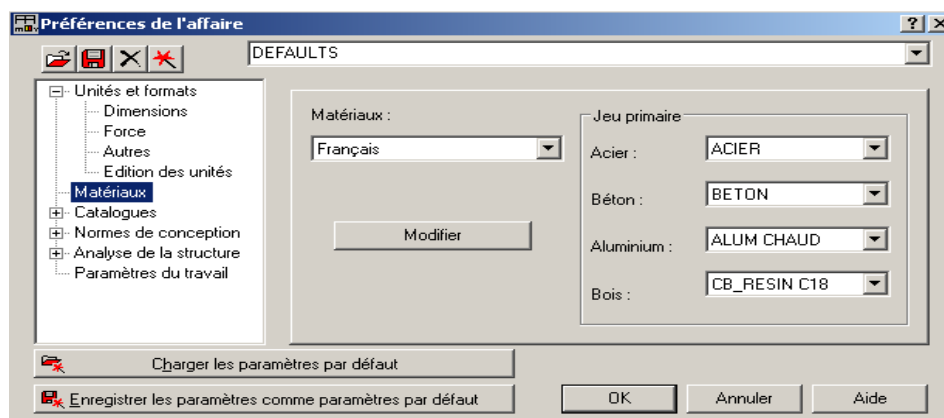
**Attention :** le chapitre **Norme de conception** cache une sous-arborescence que vous pouvez afficher en cliquant sur le petit +.

Le sous-chapitre **Charges** apparaît et permet de définir notamment les paramètres d'actions du vent et le règlement de pondération utilisé (il peut être différent de la norme de dimensionnement).



### ➤ Matériaux

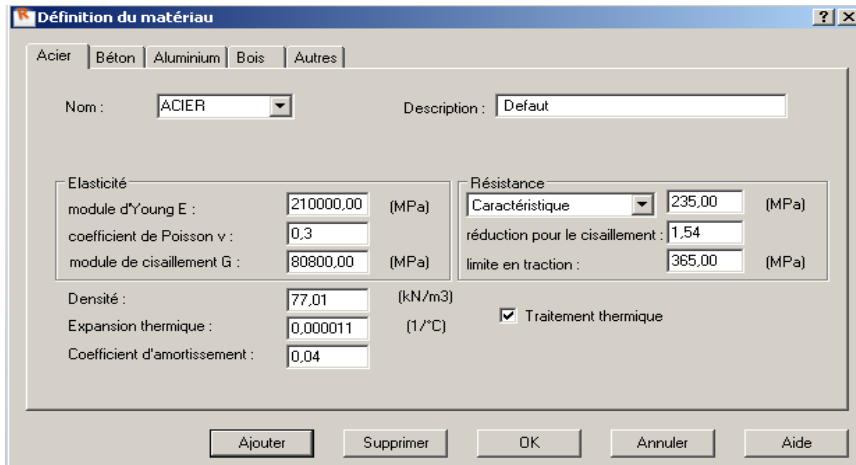
La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :  
Pour consulter :



Pour consulter les caractéristiques des matériaux, les modifier ou même rajouter un matériau, vous devez sélectionner dans l'arborescence **Matériaux** et cliquez sur le bouton **Modifier**.

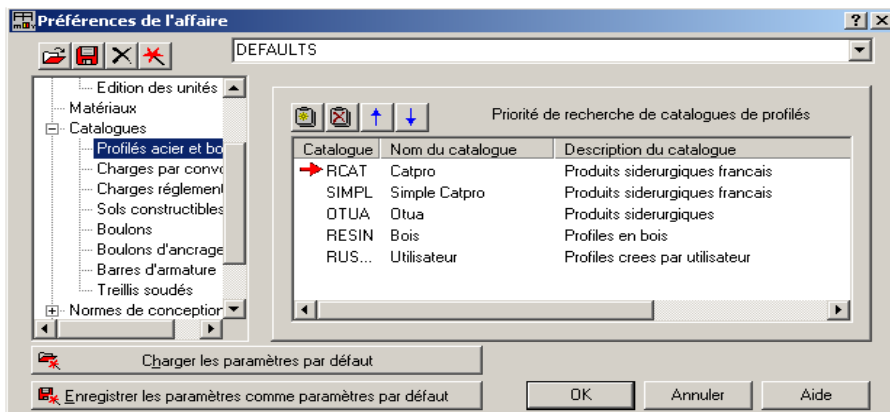
Il suffit alors de consulter ou de modifier les données en faisant **Ajouter** pour valider les modifications.

De plus, si vous souhaitez ajouter un matériau, il suffit également de modifier le nom et de valider.



### 8. Catalogue de profilés

A propos du catalogue de profilés, les bases de données listées sont accessibles dans **ROBOT** dans l'ordre spécifié à cet endroit. Vous pouvez modifier l'ordre des catalogues pour mettre par exemple votre catalogue utilisateur en premier.



### 9. Divers

D'autres éléments, moins importants pour la formation, sont également accessibles dans les **Préférences de l'affaire**, comme l'ajout de catalogues de profilés étrangers, les modifications des paramètres d'analyse de structure ou encore des paramètres de maillage éléments finis.

Pour consulter ces informations, nous vous invitons à lire l'aide en ligne ou le manuel d'utilisation. Dans tous les cas, nous vous conseillons de sauvegarder ce jeu de préférences de façon à le retrouver facilement en cas de modification ou de réinitialisation involontaire des préférences.

# CONCLUSION GENERALE

## *Conclusion générale*

---

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie mécanique.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique avec un pont roulant, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

## *Recherche Bibliographie*

---

- ❖ DTR Algérien (neige et vent).
- ❖ BROZZETTI Jacques : Eurocode 03 « calcul des structures en acier » Partie 1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments, Editions Eyrolles, Paris.
- ❖ Mémo Tech structures métallique ...HARZAD, LLONG et QUINZAIN.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiée 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
- ❖ Jean MOREL « conception et calcul des structures métalliques » selon l'Eurocode 03, Editions Eyrolles, Paris, 1994.
- ❖ Aide mémoire RDM.
- ❖ Aide mémoire de fin d'étude.
- ❖ AUTEUR : Dahmani LAHLOU : Titulaire d'un master of sciences de l'université de George Washington (USA).
- ❖ SPECIALITE : Calcul des structures métalliques.
- ❖ Arval - Px Sand Couvertures- fev 2011

### *LOGICIELS*

- ❖ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010
- ❖ AutoCAD 2009 – Français.
- ❖ Tekla Structures 19.0

## Liste des Figures & Tableaux

### Liste des Figures

<i>Figure I.1</i> : Schéma illustrant le laminage des tôles métalliques	P.05
<i>Figure I.2</i> : Phases principales du laminage à chaud	P.05
<i>Figure I.3</i> : Produits longs formés à froid	P.06
<i>Figure I.4</i> : Vue en perspective 3D	P.11
<i>Figure I.5</i> : Vue sur pignon	P.11
<i>Figure I.6</i> : Vue sur le long pan	P.11
<i>Figure I.7</i> : Vue en plan (toiture)	P.12
<i>Figure I.8</i> : Vue en coupe sur pignon	P.12
<i>Figure I.9</i> : Vue en coupe sur le long pan	P.12
<i>Figure II.1</i> : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol	P.14
<i>Figure II.2</i> : les directions principales de vent	P.15
<i>Figure II.3</i> : Hauteur de référence $Z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique	P.16
<i>Figure II.4</i> : Légendes pour les parois verticales	P.18
<i>Figure II.5</i> : Répartition des $C_{pe}$ sur les parois dans le sens V1	P.19
<i>Figure II.6</i> : Légende pour la toiture à deux versants	P.20
<i>Figure II.7</i> : Répartition des zones de vent sur la toiture	P.20
<i>Figure II.8</i> : Répartition des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens V1	P.21
<i>Figure II.9</i> : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = - 0.140$	P.24
<i>Figure II.10</i> : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = - 0.140$	P.25
<i>Figure II.11</i> : Répartition des $C_{pe}$ sur les parois dans le sens V2	P.27
<i>Figure II.12</i> : Légende pour la toiture	P.27
<i>Figure II.13</i> : Répartition des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens V2	P.28
<i>Figure II.14</i> : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = - 0.276$	P.30
<i>Figure II.15</i> : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = - 0.276$	P.31
<i>Figure III.1</i> : Disposition de la panne	P.33
<i>Figure III.2</i> : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes	P.34
<i>Figure III.3</i> : Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne	P.35
<i>Figure III.4</i> : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige	P.35
<i>Figure III.5</i> : Détail de panneau sandwich (couverture)	P.37
<i>Figure III.6</i> : Représentation de cisaillement de la panne	P.41
<i>Figure III.7</i> : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure	P.42
<i>Figure III.8</i> : Coupe transversale de l'échantignole	P.44
<i>Figure III.9</i> : Détail de panneau sandwich ( <b>bardage</b> )	P.46
<i>Figure III.10</i> : Disposition de la lisse sur le poteau	P.47
<i>Figure III.11</i> : Disposition des potelets	P.52
<i>Figure IV.1</i> : Schéma des poutres au vent	P.58
<i>Figure IV.2</i> : Palées de stabilité en verticale	P.62
<i>Figure VI.3</i> : Schéma statique de la poutre sablière	P.65

## *Liste des Figures & Tableaux*

---

<i>Figure V.1</i> : Schéma du pont roulant	P.68
<i>Figure V.2</i> : Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement	P.71
<i>Figure V.3</i> : Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	P.71
<i>Figure V.4</i> : Dispositions de charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	P.73
<i>Figure V.5</i> : Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	P.74
<i>Figure V.6</i> : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	P.75
<i>Figure V.7</i> : Définition des charges transversales $H_{T,i}$	P.77
<i>Figure V.8</i> : Définition de l'angle $\alpha$ et la distance $h$	P.78
<i>Figure V.9</i> : Schéma de la poutre de roulement	P.80
<i>Figure V.10</i> : Distance de $Q_{r \max}$ à l'excentricité de la poutre	P.81
<i>Figure V.11</i> : Dessin d'un rail et d'un crapaud	P.83
<i>Figure V.12</i> : Schémas (poutre de roulement + rail)	P.83
<i>Figure VI.1</i> : Vue de portique	P.94
<i>Figure VII.1</i> : Représentation de l'assemblage Traverse – Poteau	P.101
<i>Figure VII.2</i> : Représentation de l'assemblage Traverse – Traverse	P.106
<i>Figure VII.3</i> : Représentation de l'assemblage pied de poteau	P.111
<i>Figure VII.4</i> : Représentation de l'assemblage pied de potelet	P.116
<i>Figure VII.5</i> : Représentation de l'assemblage support poutre pont roulant – poteau	P.121
<i>Figure VII.6</i> : Représentation de l'assemblage sablière – poteau	P.126
<i>Figure VIII.1</i> : Présentation du centre de masse et Centre de torsion	P.138

## *Liste des Tableaux*

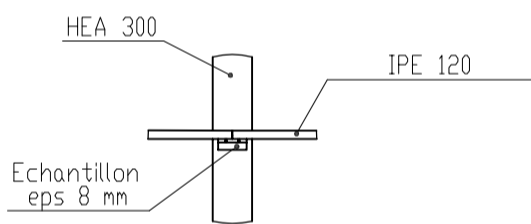
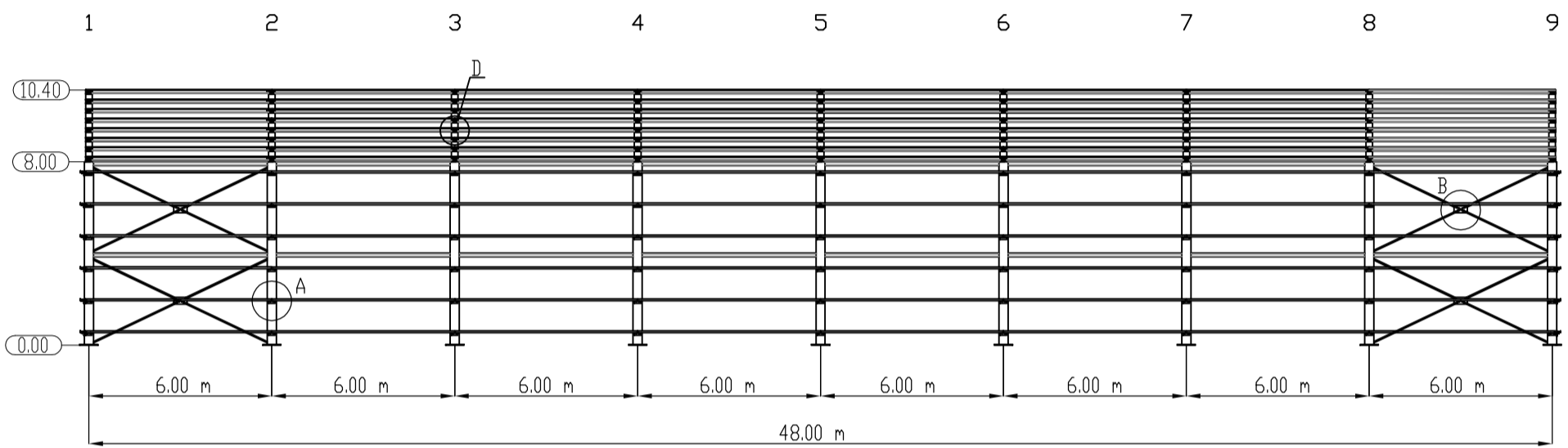
<i>Tableau II.1</i> : charge de la neige sur le sol dans chaque zone	P.13
<i>Tableau II.2</i> : coefficients de forme -toiture à deux versant	P.14
<i>Tableau II.3</i> : les valeurs de la pression dynamique	P.17
<i>Tableau II.4</i> : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1	P.19
<i>Tableau II.5</i> : Les valeurs des $C_{pe}$ sur les parois dans le sens V1	P.19
<i>Tableau II.6</i> : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1	P.21
<i>Tableau II.7</i> : Les valeurs des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens V1	P.21
<i>Tableau II.8</i> : les valeurs de $C_{pi}$ en fonction de $h/d$	P.23
<i>Tableau II.9</i> : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = - 0.140$	P.23
<i>Tableau II.10</i> : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = - 0.140$	P.24
<i>Tableau II.11</i> : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2	P.26
<i>Tableau II.12</i> : Les valeurs des $C_{pe}$ sur les parois dans le sens V2	P.26

## *Liste des Figures & Tableaux*

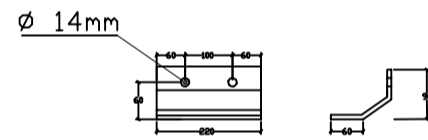
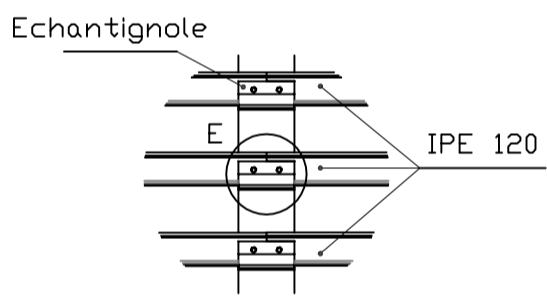
---

<b>Tableau II.13</b> : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2	P.28
<b>Tableau II.14</b> : Les valeurs des $C_{pe}$ sur la toiture dans le sens V2	P.28
<b>Tableau II.15</b> : valeurs de $C_{pi}$ en fonction de h/d	P.29
<b>Tableau II.16</b> : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec $C_{pi} = - 0.276$	P.30
<b>Tableau II.17</b> : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = - 0.276$	P.30
<b>Tableau III.1</b> : Le poids propre du panneau correspondant à chaque épaisseur (Réf : Arval - Px Sand Couvertures- fev 2011)	P.38
<b>Tableau III.2</b> : Détail de panneau sandwich ( <b>bardage</b> )	P.46
<b>Tableau III.3</b> : Le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur	P.47
<b>Tableau III.4</b> : Coefficients de flambement correspondant à la section	P.54
<b>Tableau IV.1</b> : valeurs des efforts dans les diagonales	P.63
<b>Tableau V.1</b> : Dimensions de pont roulant	P.68
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristique de pont roulant	P.68
<b>Tableau V.3</b> : Les coefficients d'amplification dynamique	P.69
<b>Tableau V.4</b> : La classe du pont roulant	P.70
<b>Tableau V.5</b> : Les charges verticales maximales sur un galet	P.72
<b>Tableau V.6</b> : Les charges verticales minimales sur un galet	P.74
<b>Tableau V.7</b> : Définition des valeurs $\lambda_{s, i, j, k}$	P.78
<b>Tableau V.8</b> : Valeurs des $\lambda_{s, i, j, k}$	P.79
<b>Tableau V.9</b> : Valeurs des $H_{s, i, j, k}$	P.80
<b>Tableau V.10</b> : Caractéristiques du rail	P.82
<b>Tableau V.11</b> : Les caractéristiques du crapaud A45	P.83
<b>Tableau V.12</b> : Résumé des charges	P.86
<b>Tableau V.13</b> : Combinaison des charges verticales (effort)	P.86
<b>Tableau V.14</b> : Combinaison des charges verticales (moments)	P.86
<b>Tableau V.15</b> : Combinaison des charges horizontales (efforts)	P.87
<b>Tableau V.16</b> : Combinaison des charges horizontales (moments)	P.87
<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristiques des sections	P.94
<b>Tableau VIII.1</b> : Facteur de qualité	P.134
<b>Tableau VIII.2</b> : poids total de la structure	P.135

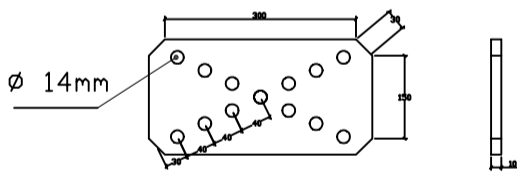
# LONG - PAN



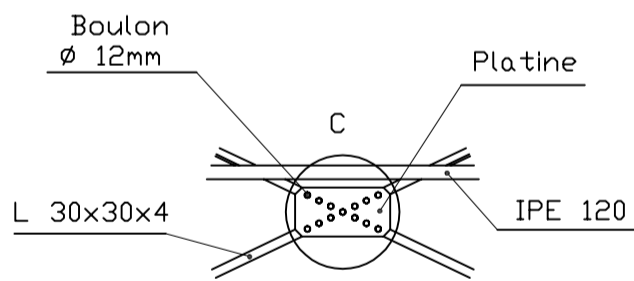
DÉTAIL A  
ECHELLE 1 : 5



DETAIL E  
ECHELLE 1 : 10

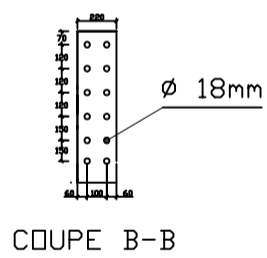
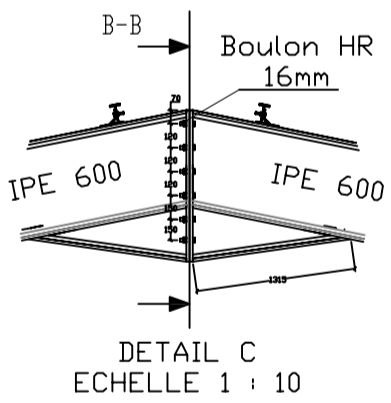
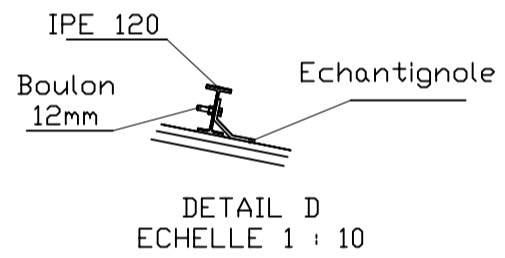
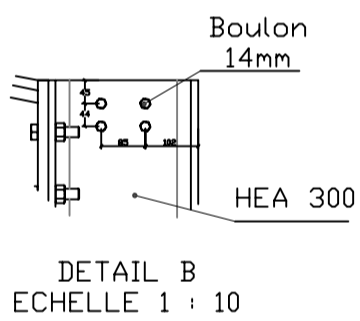
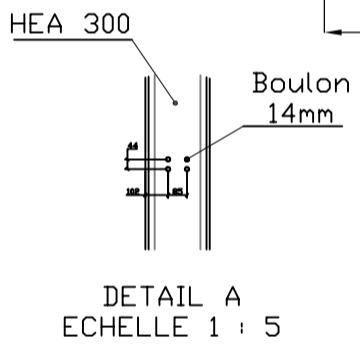
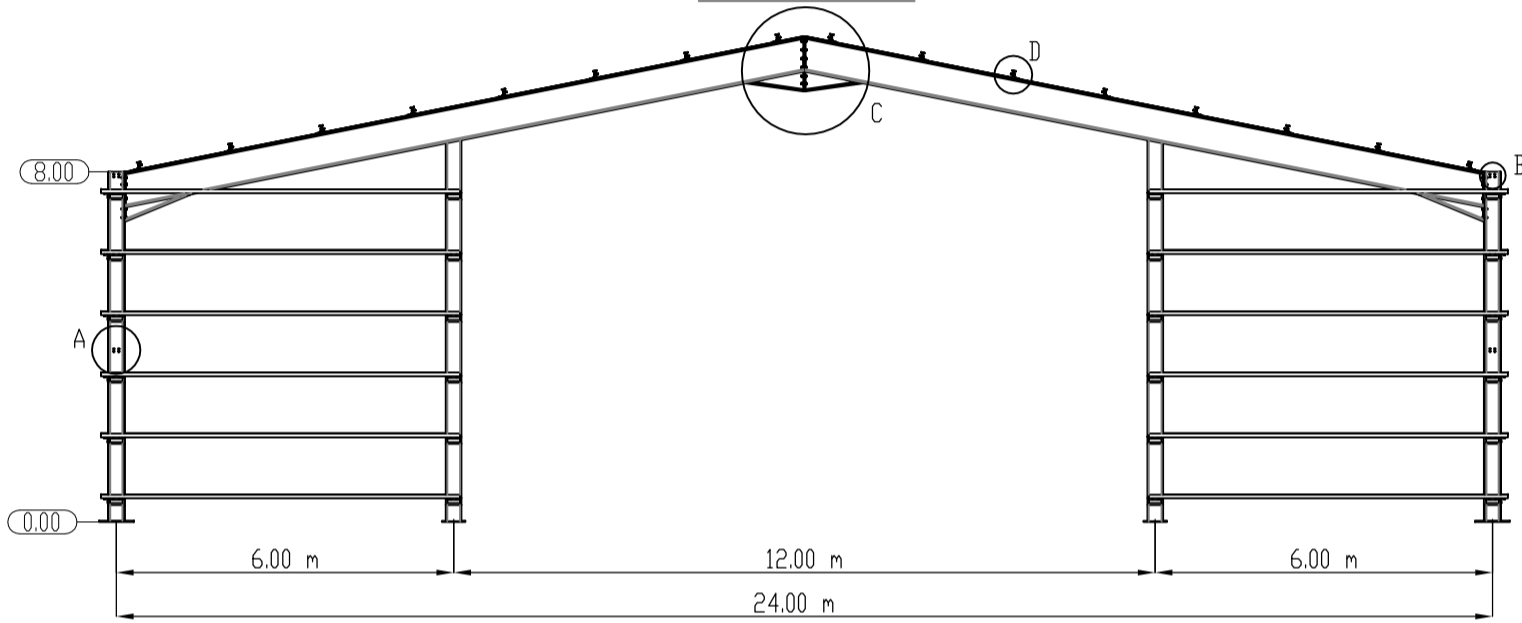


DETAIL C  
ECHELLE 1 : 10



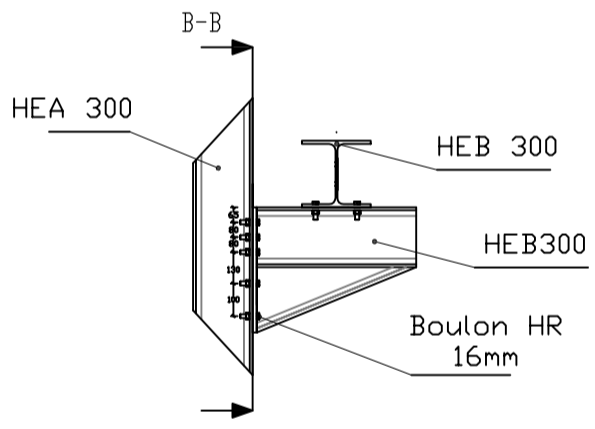
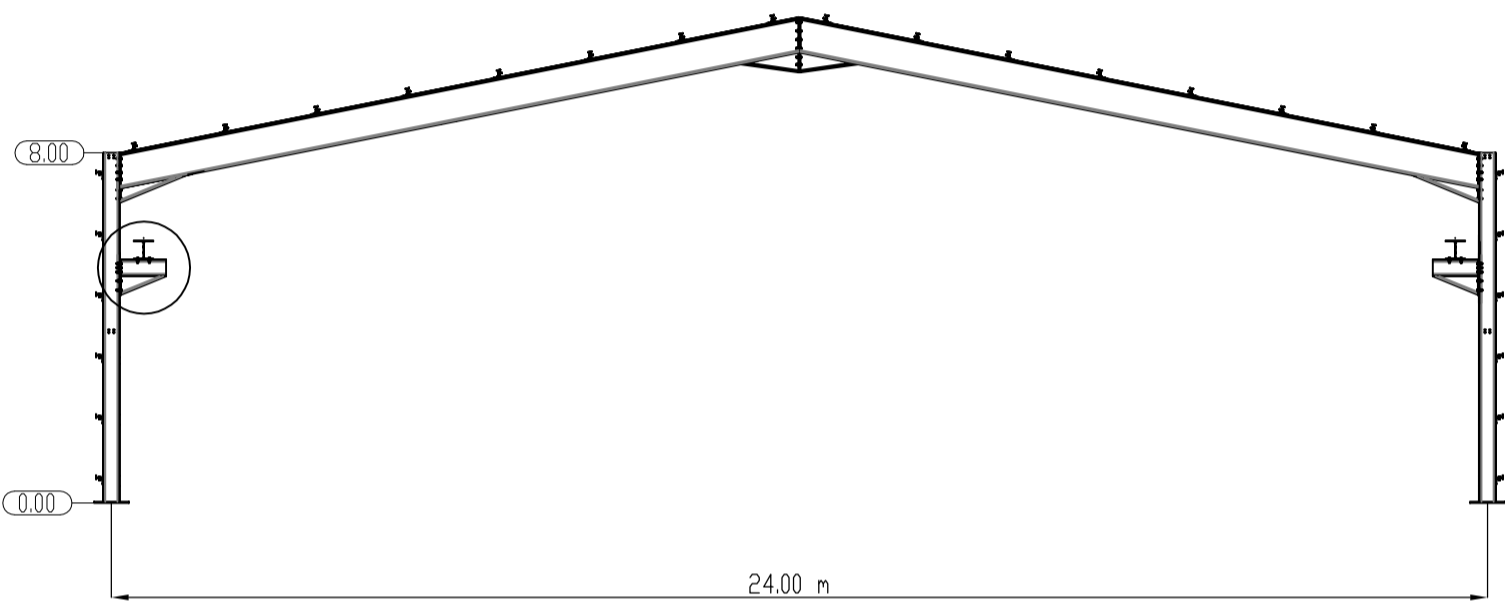
DETAIL B  
ECHELLE 1 : 5

# PINGNON 1-1

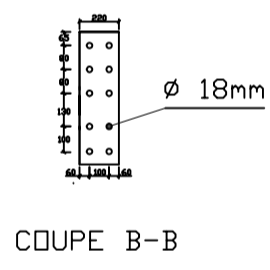


<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>	
<b>MAÎTRE DE L'OUVRAGE</b>	
<b>PROJET</b>	RÉALISATION D'UN HANGAR DE STOCKAGE
<b>WILAYA</b>	ALGER
<b>PLAN / DÉTAIL CHARPENTE MÉTALLIQUE</b>	
<b>ÉCHELLE :</b> 1/5 ; 1/10	<b>VISA :</b>
<b>DESSIN N° :</b> CM-02	<b>DATE</b>

## PINGNON 2-2

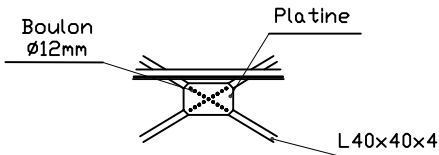
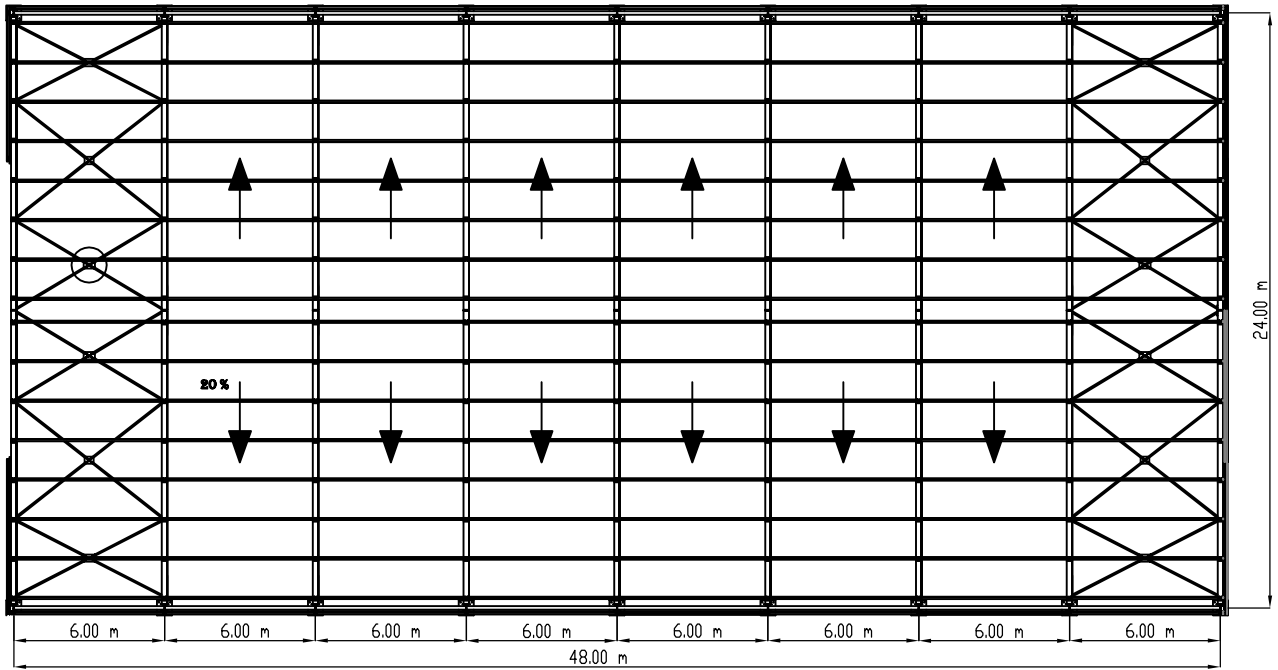


DETAIL A  
ECHELLE 1 : 10



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>			
<b>MAÎTRE DE L'OUVRAGE</b>			
<b>PROJET</b>	<b>RÉALISATION D'UN HANGAR DE STOCKAGE</b>		
<b>WILAYA</b>	<b>ALGER</b>		
<b>PLAN / DÉTAIL CHARPENTE MÉTALLIQUE</b>			
<b>ÉCHELLE : 1/10</b>			<b>VISA :</b>
<b>DESSIN N° : CM-03</b>		<b>DATE :</b>	

## VUE EN PLAN



DETAIL A  
ECHELLE 1 : 10

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MAÎTRE DE L'OUVRAGE

PROJET

RÉALISATION D'UN HANGAR DE STOCKAGE

WILAYA

ALGER

PLAN / DÉTAIL CHARPENTE MÉTALLIQUE

ÉCHELLE: 1/10

VISA:

DESSIN N° : CM-04

DATE: