

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

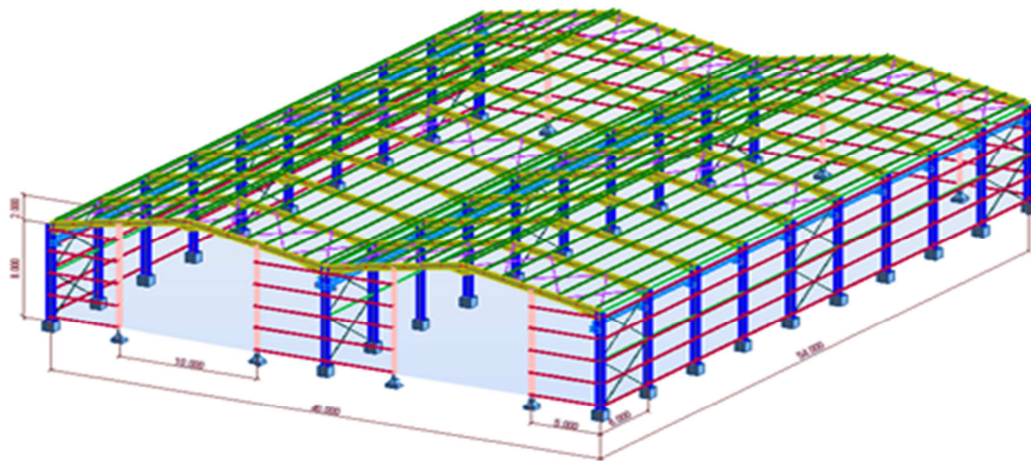


Option : Construction Mécanique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

**THÈME**

*Conception et étude d'un Double Hangar pour usage industriel  
Selon l'Eurocode 03*



**ENCADRÉ PAR :**

Mr. ZIANI Hocine

**RÉALISÉ PAR :**

Mr. REZIG Lyès

Mr. YOUNSI Hakim

**PROMOTION 2017/2018**

# 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 et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme, et nous remercions aussi Mr REZIG Mohammed pour ses conseils avisés.*

*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 nous remercions toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes parents, mon épouse 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 épouse Hanane, mes sœurs Ryma, Melissa et mon frère Ghiles;*

*La famille DJADI, CHARGUI, KHELIL ;*

*Mon camarade Hakim et tous mes amis ;*

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

*REZIG Lyes*

# **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes parents, 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 ;*

*Mes sœurs Radia, Dihia et mon frère Massi ;*

*Mon camarade Lyes, mes chers amis Ghiles, Chafaa, Ahmed, Rachid, et tous mes autres amis sans oublier personne ;*

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

**YOUNSI Hakim**

## *Notations et Symboles*

---

### *Majuscules latines*

<b>A</b>	Section brute d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
<b>A<sub>net</sub></b>	Section nette d'une pièce (cm <sup>2</sup> ).
<b>A<sub>w</sub></b>	Section de l'âme (cm <sup>2</sup> ).
<b>A<sub>p</sub></b>	Surface portante (cm <sup>2</sup> ).
<b>A<sub>s</sub></b>	Aire de la section résistante à la traction du boulon (cm <sup>2</sup> ).
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale (MPa).
<b>F</b>	Force générale (KN).
<b>F<sub>p</sub></b>	Force de calcul précontrainte(KN).
<b>F<sub>s</sub></b>	Résistance d'un boulon au glissement (N/mm <sup>2</sup> ).
<b>F<sub>t,rd</sub></b>	Résistance d'un boulon en traction (N/mm <sup>2</sup> ).
<b>F<sub>b,rd</sub></b>	Résistance a la pression diamétrale
<b>G</b>	La charge permanent (KN).
<b>I</b>	Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> ).
<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(cm).
<b>M<sub>sd</sub></b>	Moment fléchissant (KN).
<b>M<sub>rd</sub></b>	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise(KN.m).
<b>M<sub>pl</sub></b>	Moment plastique (KN.m).
<b>M<sub>cr</sub></b>	Moment critique(KN.m).
<b>N<sub>sd</sub></b>	Effort normal (KN).
<b>N<sub>t sd</sub></b>	Effort normal de traction (KN).
<b>N<sub>csd</sub></b>	Effort normal de compression (KN).
<b>N<sub>pl</sub></b>	Effort normal plastique (KN).
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime (KN).
<b>N<sub>j</sub></b>	Force d'adhérence avec le béton (KN).
<b>Q</b>	Charge d'exploitation (KN).
<b>W<sub>pl</sub></b>	Module de résistance plastique (cm <sup>3</sup> ).
<b>W<sub>el</sub></b>	Module de résistance élastique (cm <sup>3</sup> ).
<b>R</b>	Rigidité d'une barre (cm <sup>3</sup> ).
<b>C<sub>t</sub></b>	Coefficient de topographie.
<b>C<sub>r</sub></b>	Coefficient de rugosité.
<b>C<sub>p</sub></b>	Coefficient de pression.

## ***Notations et Symboles***

---

### ***Minuscules latines***

<b>B</b>	Largeur de l'âme(cm).
<b>b<sub>eff</sub></b>	Largeur efficace (cm).
<b>D</b>	Entraxe (m)
<b>d<sub>0</sub></b>	Diamètre de perçage des trous de boulon (mm).
<b>f</b>	Flèche d'une poutre (cm).
<b>f<sub>y</sub></b>	Limite d'élasticité d'un acier (MPa).
<b>f<sub>yb</sub></b>	Limite d'élasticité d'un boulon (MPa).
<b>f<sub>u</sub></b>	Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).
<b>f<sub>ub</sub></b>	Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).
<b>f<sub>ck</sub></b>	Résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton (MPa).
<b>f<sub>j</sub></b>	Résistance de contact de la liaison (MPa).
<b>h.H</b>	Hauteur(m).
<b>i</b>	Rayon de giration (cm).
<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 (cm).
<b>t<sub>w</sub></b>	Epaisseur de l'âme (cm).
<b>t<sub>f</sub></b>	Epaisseur de la semelle (cm).
<b>t<sub>wc</sub></b>	Epaisseur âme poteau (cm).
<b>t<sub>fc</sub></b>	Epaisseur âme semelle (cm).
<b>t</b>	Epaisseur platine (cm).
<b>v<sub>i</sub></b>	Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (cm).
<b>v<sub>s</sub></b>	Distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section (cm).

### ***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.

## *Notations et Symboles*

---

$\gamma_{Mw}$	Coefficient partiel de sécurité pour les assemblages soudés.
$\lambda_{LT}$	Elancement de déversement.
$\lambda$	Elancement réduit.
$\Phi_{LT}$	Rotation de déversement.
$\Phi$	Rotation.
$\alpha_{LT}$	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\alpha$	Facteur d'imperfection.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\sigma$	Contrainte normale (MPa).
$\tau_e$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité (MPa).
$E$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$	Facteur de distribution.
$\Psi$	Rapport de contrainte.
$\delta$	Flèche.

## **Sommaire**

---

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### **Chapitre I : Généralités**

I.1 – Introduction.....	2
I.2 - Matériaux utilisés en charpente métallique .....	2
I.3 - Les codes et logiciels utilisés dans les structures en acier.....	9
I.4 - Présentation de sujet .....	10
I.5- vue de la structure.....	11

### **Chapitre II : Etude climatique**

II.1- Introduction .....	13
II.2- Dimensions de l'ouvrage.....	13
II.3 - Etude du vent selon RNV99 DTR.....	13
II.4- Vent perpendiculaire au pignon V1 .....	16
II.5- Vent perpendiculaire au long pan tout est ouvert, sens V2.....	19
II.6 - Vent perpendiculaire au long pan tout est fermé, sens V3.....	22
II.7 - Vent perpendiculaire au long pan tout est ouvert, sens V4.....	23
II. 8 - Action neige .....	24
II.9 – Conclusion .....	25

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1- Dimensionnement des panneaux de couverture.....	26
III.2- Etude des pannes.....	27
III.3 - Principe de pré dimensionnement.....	31
III.4 - Dimensionnement des pannes.....	32
III.5 - Calcul de l'échantignole .....	37
III.6 - Calcul des lisses de bardage.....	38
III.7 - Calcul des potelets .....	44

### **Chapitre IV : Etude contreventements et stabilité**

IV.1- Introduction.....	50
IV.2 - Contreventement de toiture.....	50
IV.3 - Stabilité verticale .....	54
IV.4 - Pré dimensionnement de la poutre sablière .....	57

## *Sommaire*

---

### *Chapitre V : Etude du pont roulant*

V.1- Introduction .....	60
V.2 - Caractéristiques du pont roulant .....	60
V.3- Les coefficients et classement des ponts roulants .....	61
V.4 - Calcul de la poutre de roulement .....	61
V.5 - Vérification de la poutre de roulement.....	70

### *Chapitre VI : Etude du portique*

VI.1- Introduction.....	75
VI.2 - Vue de la structure .....	75
VI.3 - Calcul de portique.....	75
VI.4 - Calcul des poteaux et traverses.....	80

### *Chapitre VII : Etude des assemblages*

VII.1- Introduction .....	87
VII.2 - Calcul de l'attache diagonale-poteau.....	87
VII.3 - Assemblages avec ROBOT .....	88

### *Chapitre VIII : Etude sismique*

VIII.1- Introduction.....	101
VIII.2- La méthode statique équivalente.....	101
VIII.3 - Calcul du poids de la structure W .....	104
VIII.4 - La force sismique .....	105
VIII.5 - Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	105
VIII.6 - Vérification la stabilité de la structure selon le RPA99/V2003 .....	106

<i>Description logiciel ROBOT</i> .....	107
---	-----

<i>Conclusion générale</i> .....	115
----------------------------------	-----

*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).

L'ouvrage à étudier est un double hangar en ossature métallique à usage industriel situé à Réghaia considéré comme une zone 2

Notre mémoire est composé de huit chapitres :

Chapitre I : Généralités.

Chapitre II : Etude climatique.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaire.

Chapitre IV : Etude de contreventement.

Chapitre V : Etude du pont roulant.

Chapitre VI : Etude du portique.

Chapitre VII : Etude des assemblages.

Chapitre VIII : Etude sismique.

Enfin, nous terminons par une conclusion générale.

# *CHAPITRE I*

## *GENERALITES*

### *I.1- Introduction*

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un double hangar, de forme rectangulaire à quatre versants avec pont roulant, destiné pour usage industriel.

Notre ouvrage a les dimensions suivantes :

Longueur = 54 m, largeur = 40 m, hauteur = 10 m.

### *I.2- Matériaux utilisé en charpente métallique*

#### *I.2.1 - 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.

#### *I.2.2- 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.

#### *I.2.3-Avantages et inconvénients de l'acier*

##### ➤ *Avantages*

- 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.

#### *1.2.4- 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 : **7850Kg /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 :  **$\alpha = 12.10^{-6} /^{\circ}\text{C}$**

#### *1.2.5-Traitement mécanique*

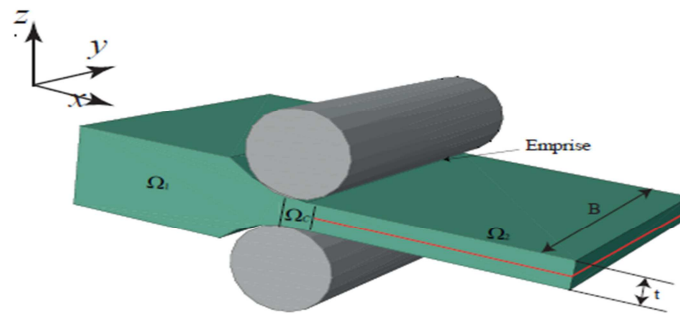
Les traitements mécaniques ont pour rôle de modifier les propriétés d'un acier. Lors d'un laminage par exemple, on observe la modification de la structure cristalline originale. Les cristaux sont fragmentés, resserrés entre eux et orientés donnant plus de cohésion à la pièce. Il résulte une différence de comportement entre les sens longitudinal et transversal, les propriétés 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.2.6- Définitions du laminage**

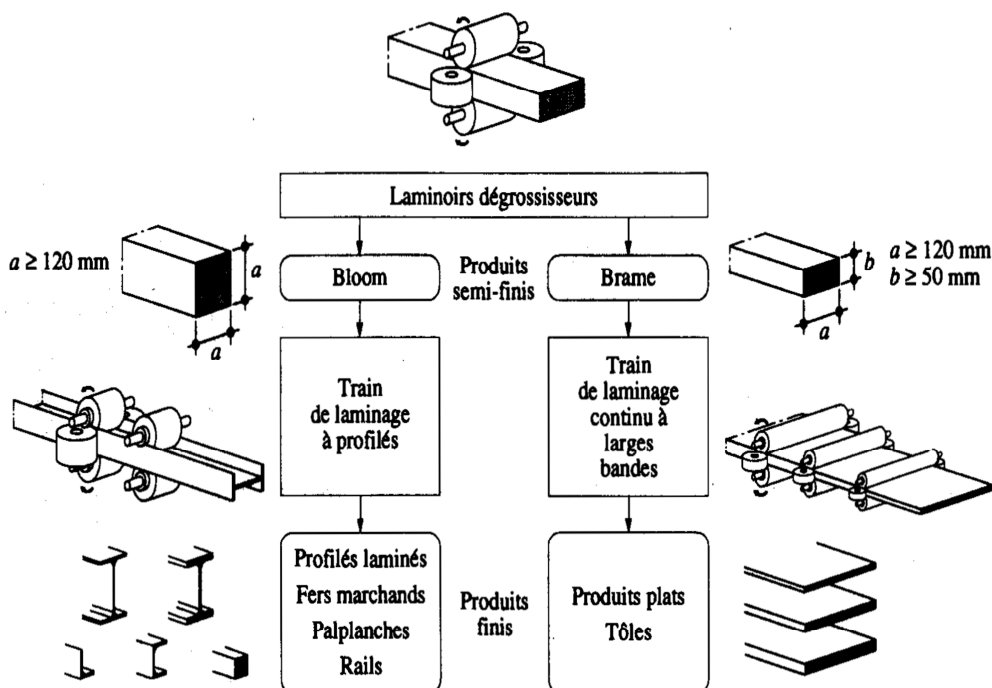
Le laminage consiste à réduire l'épaisseur d'une tôle métallique de manière continue, par passages successifs entre des cylindres de travail (**laminoir**), pour obtenir des tôles minces. La production de tôles laminées s'effectue généralement en **3** phases.



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

**I.2.6.1- 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.2.6.2- 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.

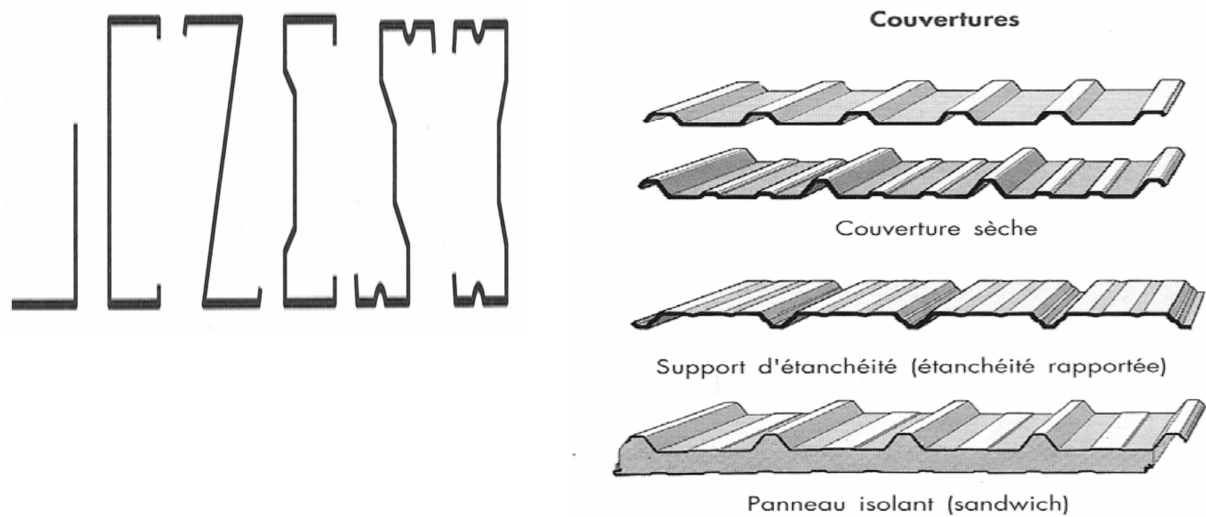
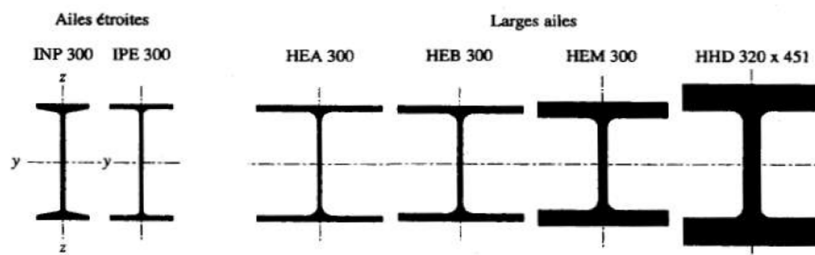


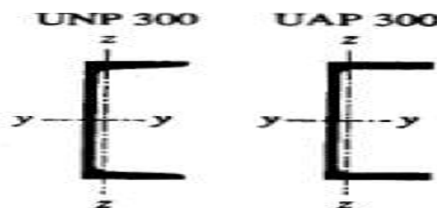
Figure I.3 :Produits longs formés à froid.

**I.2.7-Différentstypes de profilés utilisés**

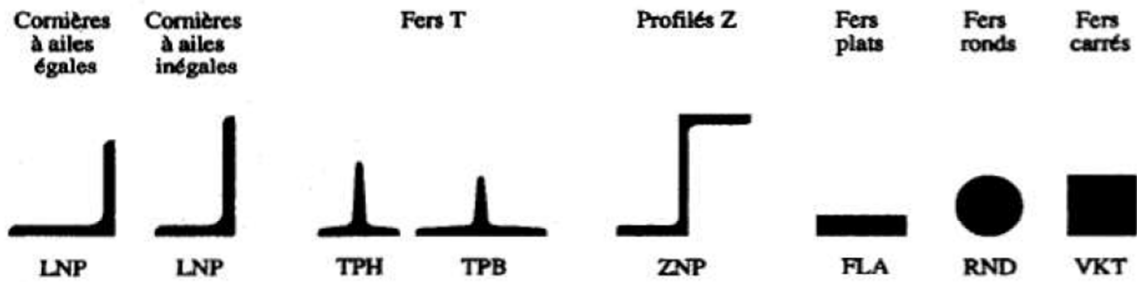
**Exemples de profilés en double té**



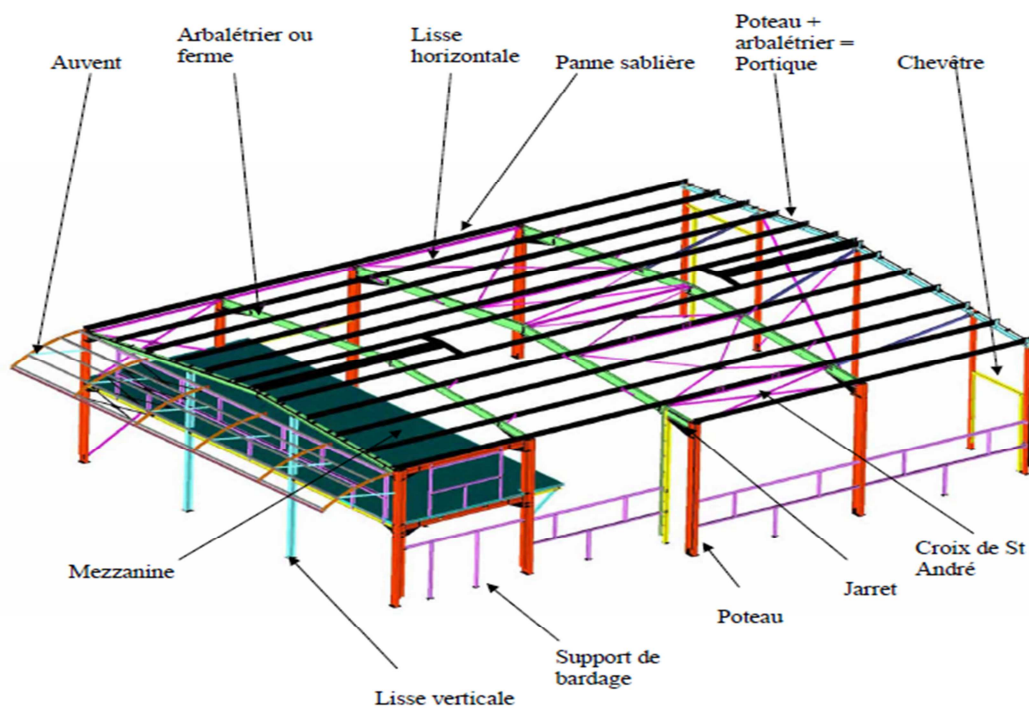
**Exemples de profilés U**



### Exemples de fers marchands



### 1.2.8-Terminologie de la charpente métallique



#### 1.2.8.1- 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).

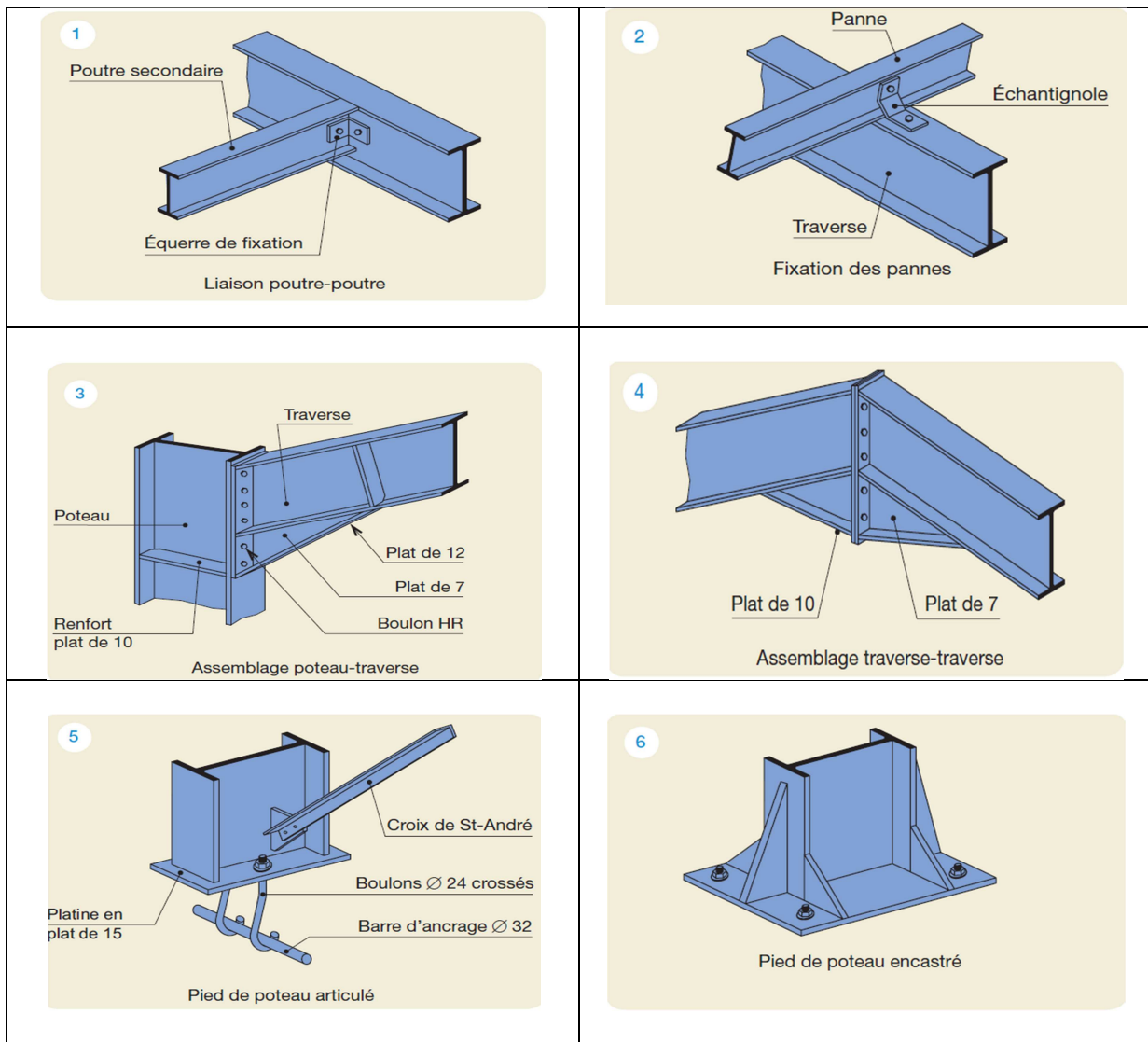
➤ *Assemblage boulonnés*

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.2.8.2- 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).

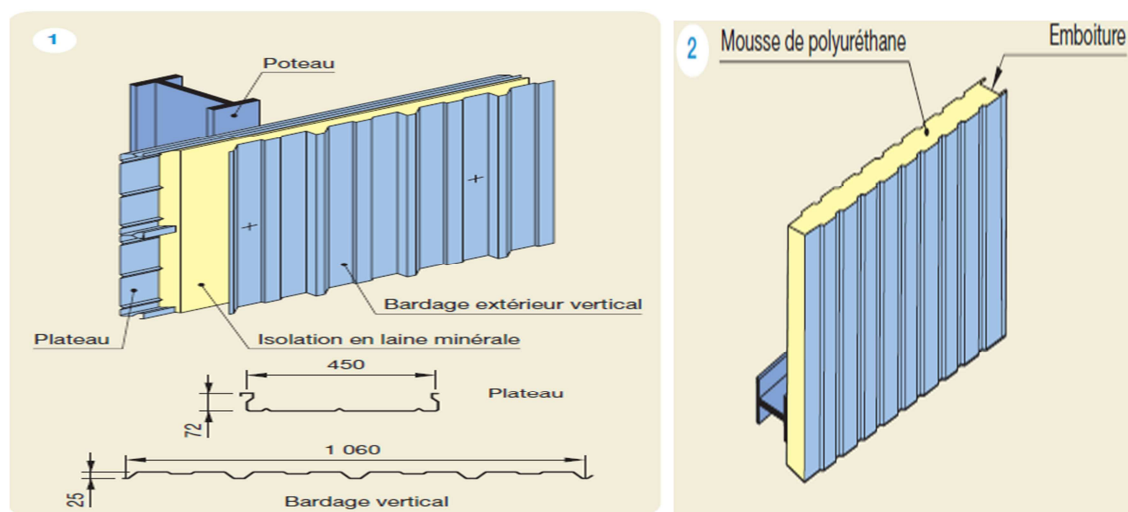
#### ➤ *Bardage double peau*

Un bardage double peau est constitué par :

Un plateau intérieur horizontal fixé sur les poteaux des portiques.

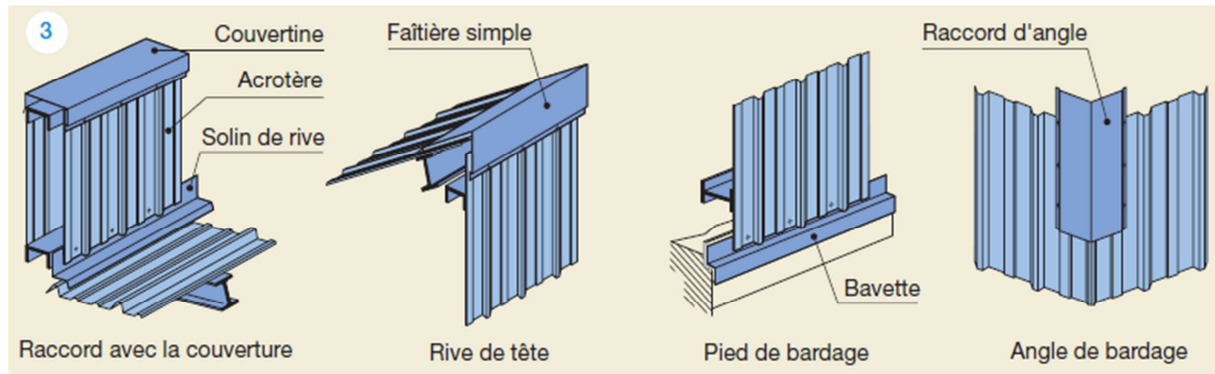
Une isolation en laine minérale d'épaisseur **60 à 100 mm**.

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**.



### 1.3-Les codes et logiciels utilisés dans les structures en acier

#### 1.3.1-Les codes 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.

##### 1.3.1.1-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**.

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

#### *1.4- Présentation du sujet*

##### *1.4.1- Introduction :*

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous présentons l'essentiel des connaissances acquises lors de nos visites aux ateliers et chantiers des travaux de construction métallique.

Notre stage a été effectué au sein d'**ICOSIUM**, qui nous a proposé un sujet portant sur l'étude et la conception d'un double hangar à usage industriel avec un pont roulant à structure porteuse indépendante situé à **Reghaia**, 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.

##### *1.4.2- Données géométriques de l'ouvrage*

Le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur **l = 54 m**
- Largeur **L = 40 m**
- Hauteur **H = 10 m**
- Hauteur au niveau de console **h = 9.5 m**
- Pente  **$\alpha = 11.30^\circ$**
- Couverture : panneau sandwich **TL 80**.
- Bardage : panneau sandwich **TL 40**.
- Matériaux utilisé : acier nuance **S235**.
- Assemblage :
  - Boulons **HR** de qualité **8.8** et **10.9**
  - Boulons ordinaire de classe **6.4**
  - Soudure **a8**

I.5- vue de la structure

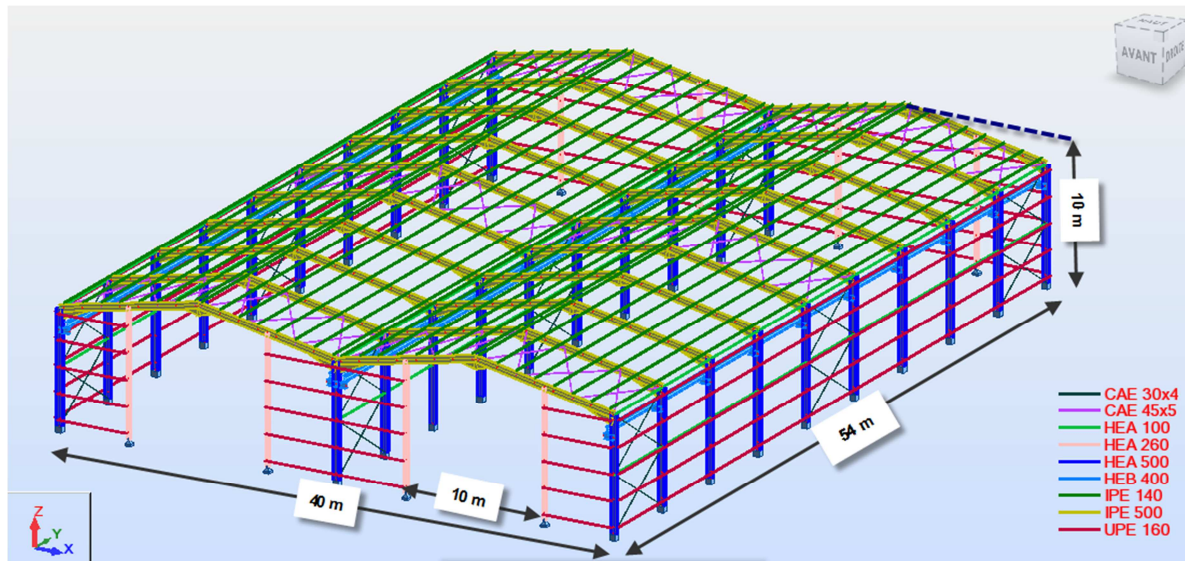


Figure I.4 : Vue en perspective 3D.

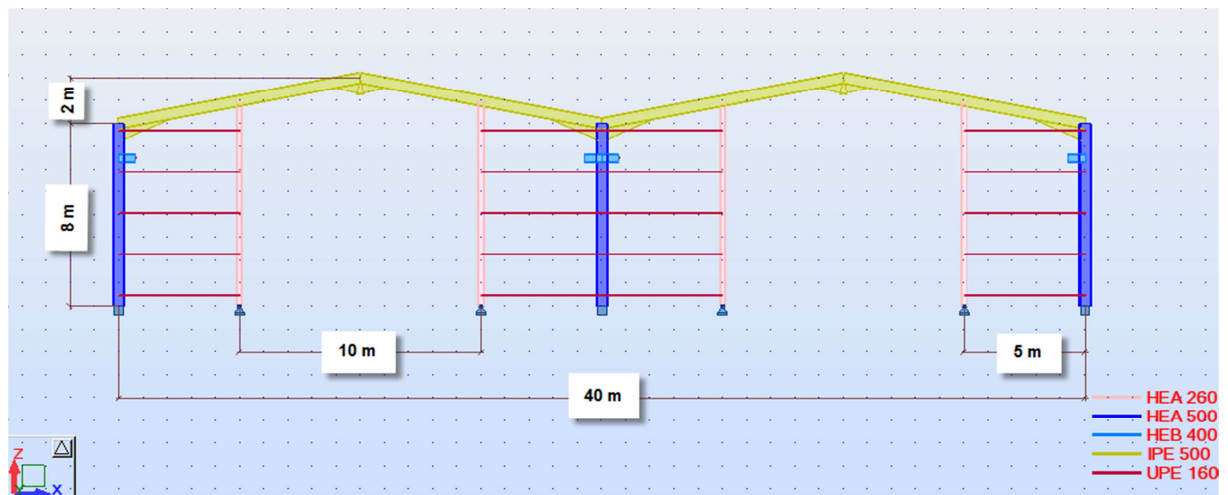


Figure I.5 : Vue sur pignon.

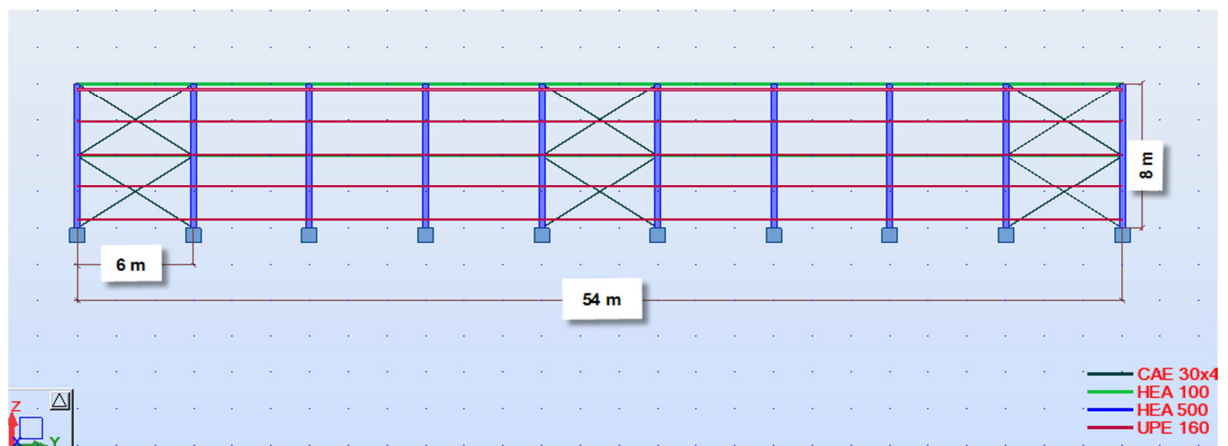


Figure I.6 : Vue sur le longpan.

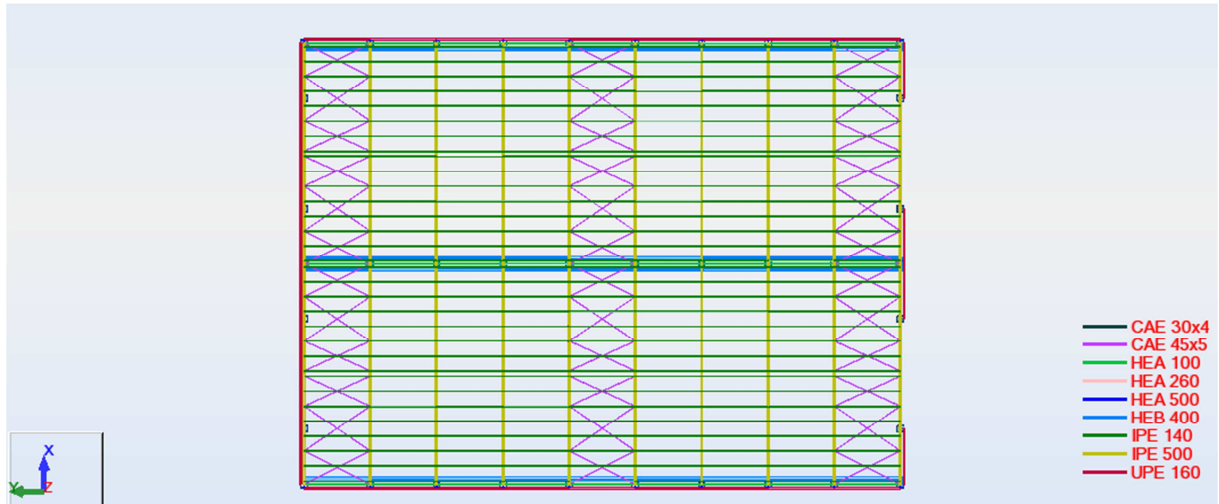


Figure I.7 : Vue en plan (toiture).

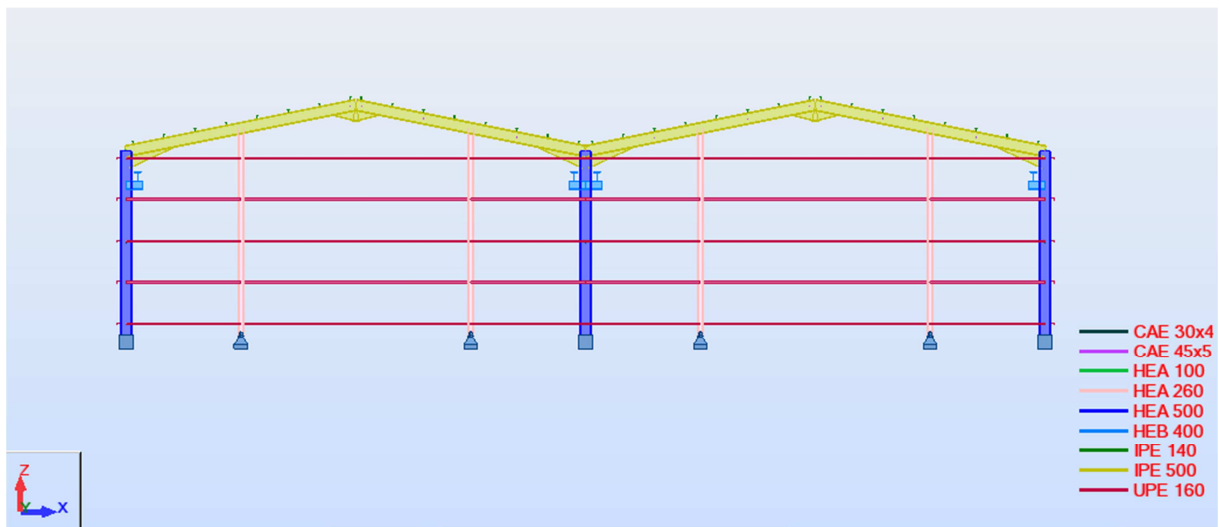


Figure I.8 : Vue en coupe sur pignon.

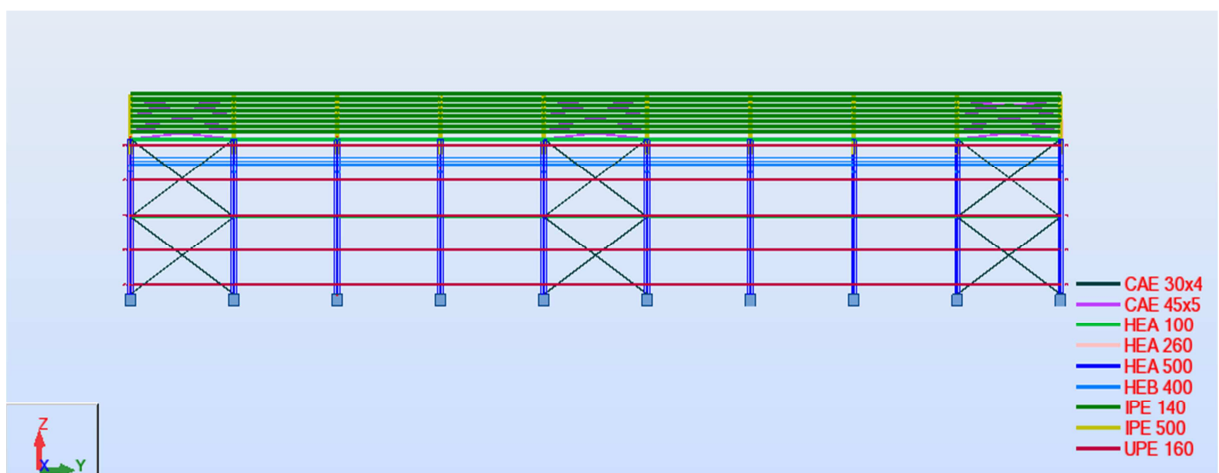


Figure I.9 : Vue en coupe sur le longpan.

# *CHAPITRE II*

## *ETUDE*

## *CLIMATIQUE*

### II.1- Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les actions du vent sur notre bâtiment. La référence pour cette étude est la réglementation Algérienne appelée "**Règles RNV 99**" dont le code de classement est le **DTR C2-47** publiée en l'an **2000**.

Ce document est d'une application obligatoire, il comporte deux parties : La première partie action de la Neige et la deuxième est réservée aux actions du vent sur les constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Pour ce qui de la neige, le **RNV** a classé le territoire national en quatre zones désignées par **A, B, C** et **D**. La zone **B** concerne le Nord sujette rarement à des épisodes de neige.

Notre hangar doit être implanté dans la banlieue de la ville de **Réghaia** qui fait partie de la zone **B**.

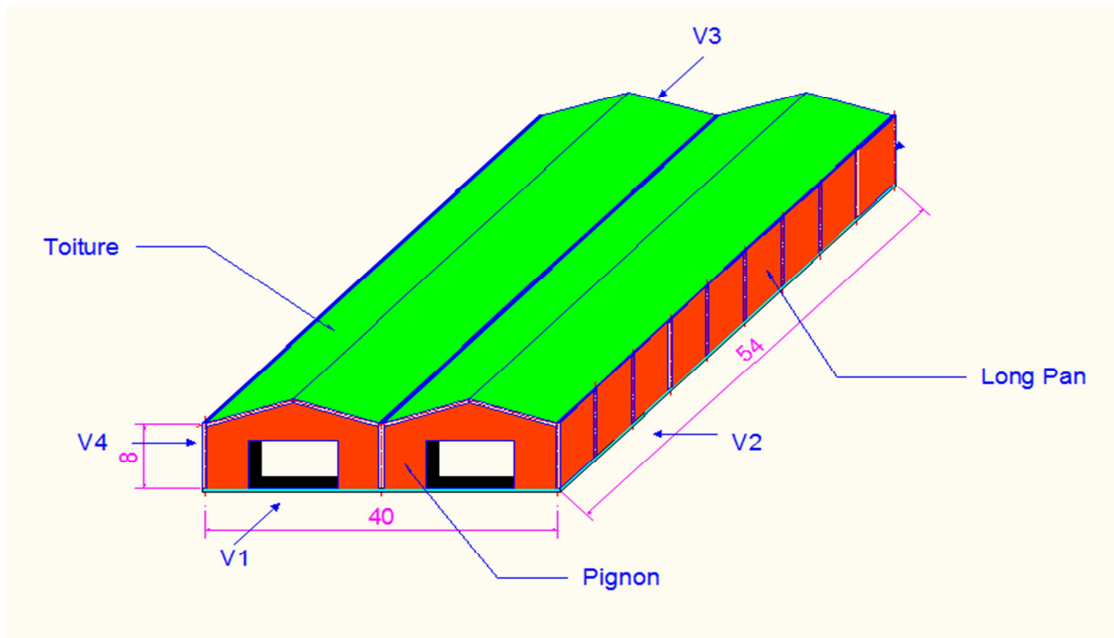


Figure II.1 : Vue de hangar

### II.2- Dimensions de l'ouvrage

- Longueur **54 m**
- Largeur **40 m**
- Hauteur **10 m**
- Toiture double versant de pente :  $\alpha = 11.30^\circ$

### II.3- Etude du vent selon RNV99 (DTR)

Le présent document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Au long pan **V2**.
- Au pignon **V1**.

### **II.3.1–Calcul des Coefficients**

#### **a. Effet de la région**

Notre structure est située dans la **zone II**, dont la pression de référence est donnée par le **tableau 2-3 du RNV99 (chapitre II-bases de calcul)** par  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

#### **b. Effet de site**

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données du **tableau 2-4** dans le **RNV99 (chapitre 2- bases de calcul)**, la catégorie de terrain est **III**

**D'où :**

Le facteur de terrain  $K_T = 0,22$

Le paramètre de rugosité  $Z = 0,3 \text{ m}$

La hauteur minimale  $Z_{min} = 8 \text{ m}$ . (**Tableau 2-4, chapitre II RNV99**).

$\varepsilon = 0,37$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$ .

#### **c. Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1$ . (**Tableau 2-5, chapitre II RNV99**).

#### **d. Coefficient dynamique $C_d$**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La valeur du coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (**Chapitre III : coefficient dynamique dans RNV99**).

$C_d = 0.92$ . Bâtiment dont la hauteur est inférieure à **15m**.

#### **➤ Vent perpendiculaire au long de pan**

**H= 10 m ; b= 40 m ;  $C_d = 0.92$**

**$Tg\alpha = C_d - 0.9 / 41.5 - 29.73$  ; Pour  $C_d = 0.92$**

**$Tg\alpha = 0.92 - 0.9 / 41.5 - 29.73 = 1.7 \times 10^{-3}$**

#### **➤ Vent perpendiculaire au pignon**

**H= 10 m ; b= 54 m ;  $C_d = 0.92$**

$$Tg\alpha = C_d - 0.9/41.5 - 29.73 ; \text{ Donc } C_d = 0.92$$

La structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les trois directions du vent. Le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 03 RNV 99.

### **II.3.2- Calcul de la pression**

#### **II.3.2.1- Détermination de la pression dynamique $q_{dy}$**

Notre construction est de hauteur totale égale à **10 m**. Il n'y a pas lieu de subdiviser le maître couple (**RNV99, page 45**).

On calcule donc la pression dynamique à mi-hauteur pour ce qui concerne les parois verticales.

#### **II.3.2.2 - Coefficient de rugosité $C_r(z)$**

Le coefficient de rugosité est calculé à l'aide de la formule 2.15 (**RNV99, page 47**).  
 $C_r(z)$  : est défini par la loi suivante :

➤ **Toiture :  $Z = 10 \text{ m}$**

$$C_r(z) = K_t \ln(Z/Z_0) ; \text{ Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$
$$C_r(10) = 0.22 \ln(10/0.3) = 0.771$$

➤ **Paroi vertical :  $Z = 8 \text{ m}$**

$$C_r(z) = K_t \ln(Z_{\min}/Z_0) ; \text{ Pour } Z_{\min} \leq Z$$
$$C_r(8) = 0.22 \ln(8/0.3) = 0.722$$

#### **II.3.2.3- Coefficient d'exposition $C_e(z)$**

Le coefficient d'exposition est calculé à l'aide de la formule 2.13 (**RNV99, page 46**).

$$C_e(Z) = C_t(Z) \times C_r(Z) \times [1 + (7 \times K_T / C_r(Z) \times C_t(Z))]$$

➤ **Toiture :  $Z = 10 \text{ m}$**

$$C_e(10) = 1 \times 0.771 \times [1 + (7 \times 0.22 / 0.772 \times 1)] = 1.781$$

➤ **Paroi vertical :  $Z = 8 \text{ m}$**

$$C_e(8) = 1 \times 0.722 \times [1 + (7 \times 0.22 / 0.722 \times 1)] = 1.633$$

**II.3.2.4- Valeur de la pression dynamique**

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  est donnée par la formule suivante :

Structure permanente :  $q_{dyn} = q_{ref} C_e(Z_j) \dots \dots \dots N/m^2$

- **Toiture : Z= 10 m**  $q_{dyn} = 375 \times 1.781 = 667,875 N/m^2$
- **Paroi vertical : Z= 8 m**  $q_{dyn} = 375 \times 1.633 = 612.375 N/m^2$

**II.4- Vent perpendiculaire au pignon VI**

**II.4.1- Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiment dépendent de la dimension de la surface chargée **A**, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées **A** de **1 m<sup>2</sup>** et **10 m<sup>2</sup>** dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés  $C_{pe,1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe,10}$  pour les coefficients globaux, respectivement. (**Chapitre 5:coefficient pression extérieure , page 64 RNV99** ).

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{dessurfacesdesouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\Sigma \text{dessurfacedetouteslesouvertures}}$$

$\mu_p = 1 \implies C_{pi} = -0.5$

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$C_{pe} = C_{pe,1}$	<b>si <math>S \leq 1 m^2</math></b>
$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$	<b><math>1 m^2 &lt; S &lt; 10 m^2</math></b>
$C_{pe} = C_{pe,10}$	<b><math>S \geq 10 m^2</math></b>

Tel que : **S**: est la surface chargée de la paroi considérée en **m<sup>2</sup>**.

- **Pour les parois verticales**

Pour cette directions du vent **b=40 m ; d= 54 m ; h= 8 m ;  $e_{min}(40 ; 2 \times 8) = 16 m$ .**

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

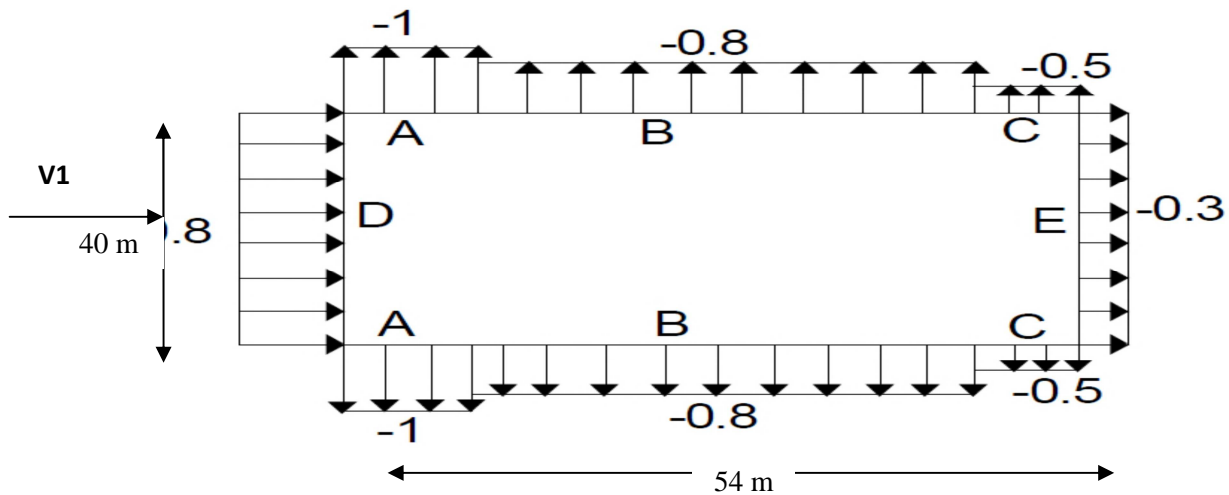


Figure II.2 : Valeurs des  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

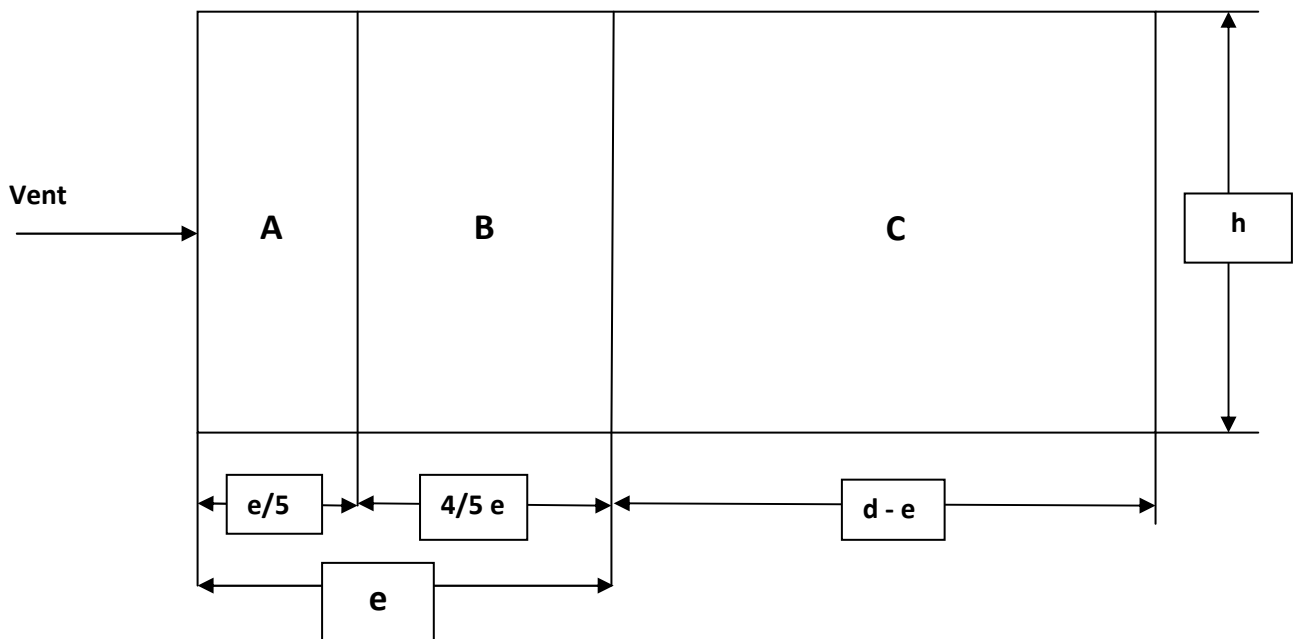


Figure II.3 : Valeurs des  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

Zone	A	B	C	D	E
Surface	25.6	102.4	304	320	320
$C_{pe}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.1 : Valeurs de surface et de coefficient  $C_{pe}$  de chaque zone de parois vertical.

➤ **Toiture**

Pour  $C_{pe}$  à une toiture à versant multiple, la direction du vent est parallèle aux génératrices, les coefficients s'obtiennent à partir de la toiture à un versant avec  $\theta = 90^\circ$ .

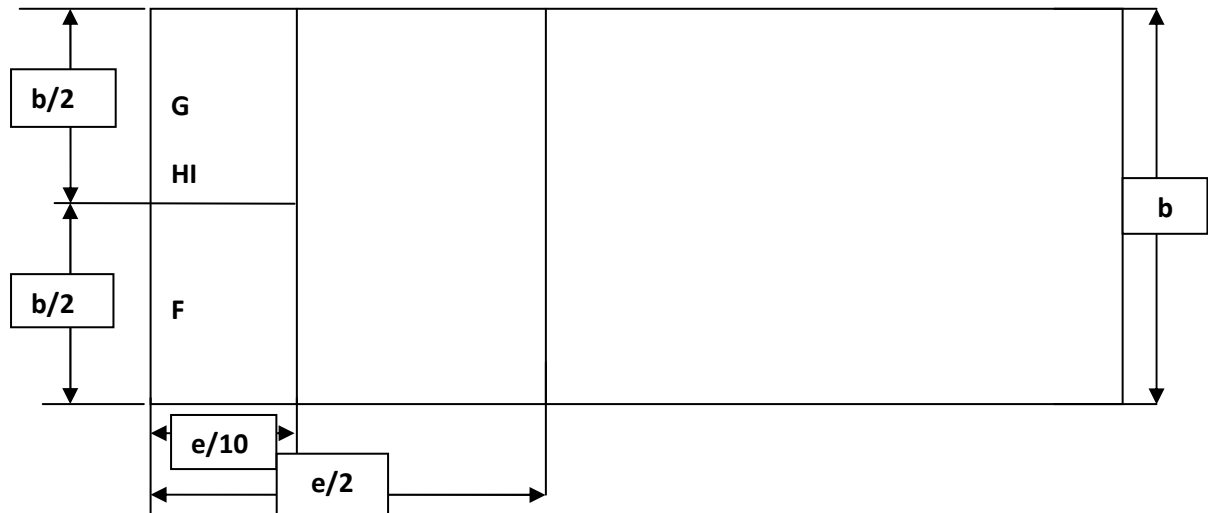


Figure II.4 : Légende pour les toitures à un versant

$$e = \text{Min} [b ; 2 \cdot h] ; e = \text{Min} [40 ; 20] ; e = 20 \text{ m}$$

$$S_F = S_G = (e/10) \cdot (b/2) = 2 \times 20 = 40 \text{ m}^2$$

zone	F			G			H			I		
surface	40 m <sup>2</sup>			40m <sup>2</sup>			320m <sup>2</sup>			1760m <sup>2</sup>		
angle	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 11.30^\circ$	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 11.30^\circ$	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 11.30^\circ$	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 11.30^\circ$
C <sub>pe</sub>	-1.6	-1.3	-1.36	-1.8	-1.9	-1.87	-0.6	-0.8	-0.75	-0.5	-0.7	-0.65

Tableau II.2 : Valeurs des C<sub>pe</sub> pour les toitures.

#### II.4.2 – Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit (cf. chapitre 5, §2.1.1) :

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

$$\mu_p = 1 \implies C_{pi} = -0.5$$

- Calcul des pressions

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l’aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ **Parois verticales**

Les résultats sont donnés dans le tableau **III.3** :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	-0.5	-0.5	-281.692
B	0.92	612.375	-0.8	-0.5	-0.3	-169.015
C	0.92	612.375	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	612.375	0.8	-0.5	0.3	169.015
E	0.92	612.375	-0.3	-0.5	0.2	112.677

**Tableau II.3** : Pression sur les parois verticales – Direction du vent V1

➤ **Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau **II.4** :

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	667,875	-1.36	-0.5	-0.86	-528.422
G	0.92	667,875	-1.87	-0.5	-1.37	-841.789
H	0.92	667,875	-0.75	-0.5	-0.25	-153.611
I	0.92	667,875	-0.65	-0.5	-0.15	-92.166

**Tableau II.4** : Pression sur la toiture – Direction du vent V1

**II.5- Vent perpendiculaire au long pan (tout est ouvert), (sens V2)**

**II.5.1 – Coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$**

➤ **Parois verticales**

On se réfère au paragraphe **1.1.2 du chapitre 5** et la **figure 5.1(RNV 99, page 64)** pour déterminer les différentes zones de pression et au **tableau 5.1 (RNV 99, page 65)** pour tirer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ .

Pour cette direction du vent :

**$d = 54 \text{ m} ; b = 40 \text{ m} ; h = 8 \text{ m}$**

**$e = \text{Min} [d ; 2 * h] ; e = \text{Min} [54 ; 2 x 8] ; e = 16 \text{ m.}$**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure **5.1**. Les valeurs de  $C_{pe, 10}$  et  $C_{pe,1}$  sont données dans le **tableau 5.1**.

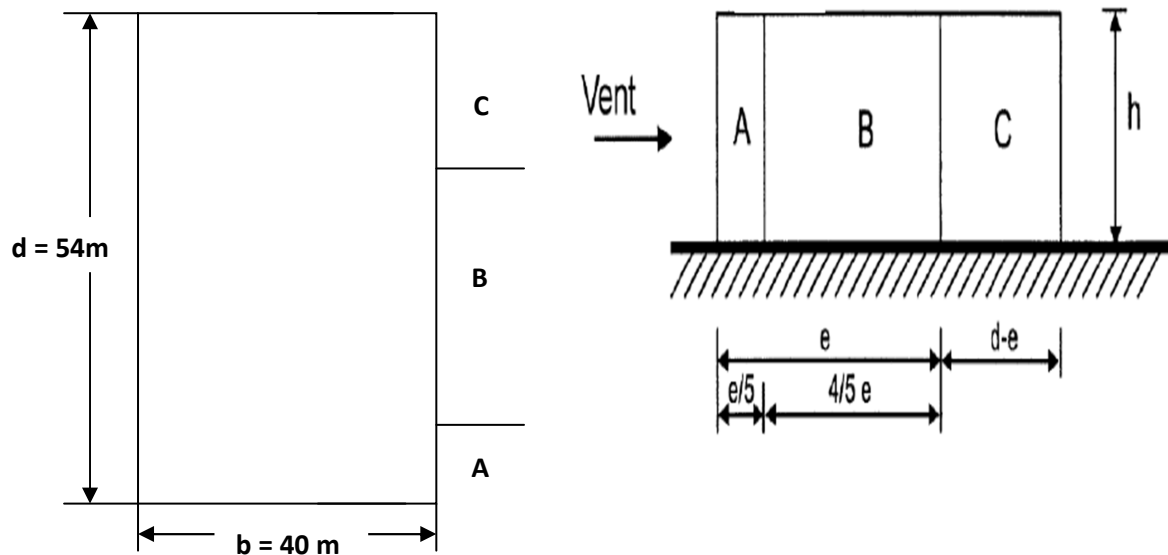


Figure II.5: Légende relative aux murs verticaux

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

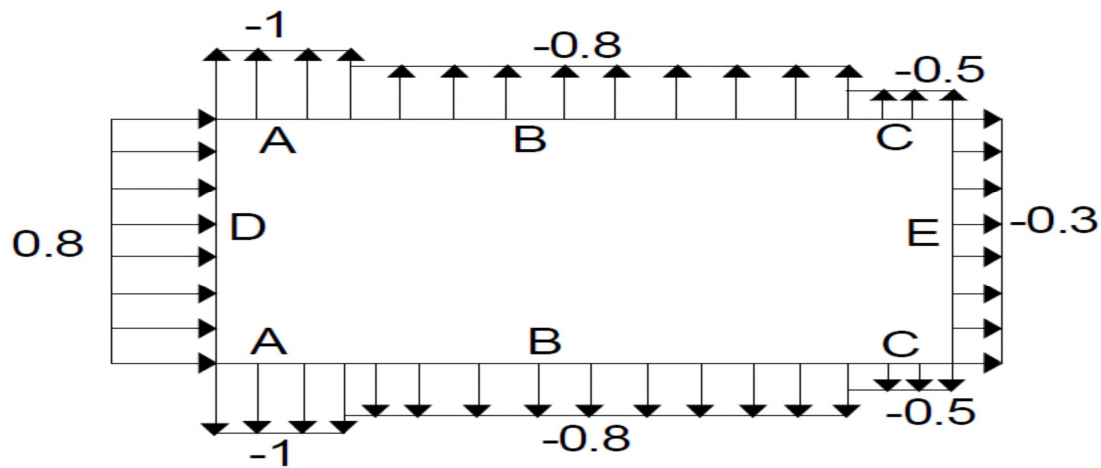


Figure II.6 : Valeurs des  $C_{pe}$  pour les parois verticales vent perpendiculaires au long pan.

➤ **Toiture**

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, pour des surfaces supérieures à  $10 \text{ m}^2$ .

On se réfère au paragraphe 1.1.8.3 fig. 5.7 page 73, la direction du vent est définie par un angle  $\Theta = 0^\circ$ .

Les différentes zones de pressions sont données par la **figure II.5**. Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients sont portées sur la figure **II.7** :

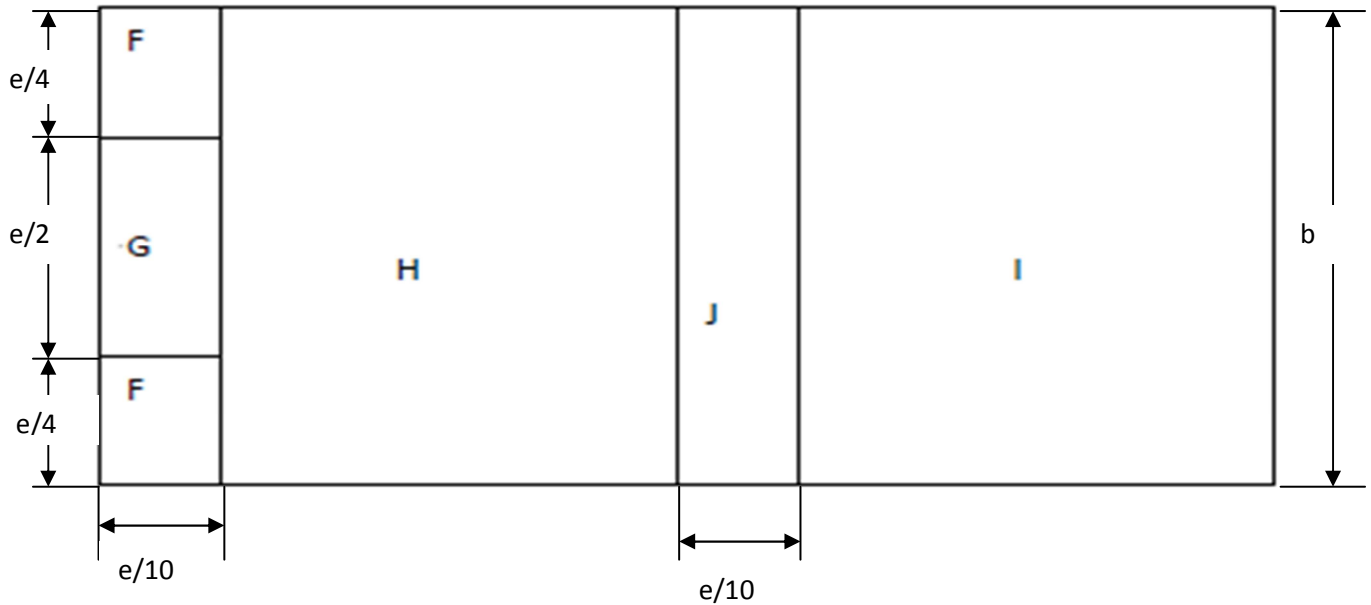


Figure II.7 : Zone de pression pour la toiture.

$$e = \text{Min} [d ; 2xh] ; e = \text{Min} [40 ; 20] ; e = 20 \text{ m}$$

$$S_F = (e/10) \times (e/2) = 2 \times 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (e/2) \times (e/10) = 10 \times 2 = 20 \text{ m}^2$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau **II.6** :

Zone	F	G	H	J	I
Surface m <sup>2</sup>	10	20	1000	80	1000
C <sub>pe</sub>	-1.7	-0.96	-0.6	-1	-0.6

Tableau II.6: Valeurs de surface et de coefficient C<sub>pe</sub> de chaque zone de la toiture

**II.5.2- Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>**

On détermine tout d’abord l’indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit (cf. chapitre 5, §2.1.1) :

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

$$\mu_p = 1 \implies C_{pi} = -0.5$$

• *Calcul des pressions*

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ *Parois verticales :*

Les résultats sont donnés dans le tableau II.7 :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	-0.5	-0.5	-281.692
B	0.92	612.375	-0.8	-0.5	-0.3	-169.015
C	0.92	612.375	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	612.375	0.8	-0.5	0.3	169.015
E	0.92	612.375	-0.3	-0.5	0.2	112.677

**Tableau II.7 :** Pression sur les parois verticales – Direction du vent V2

➤ *Toiture*

Les résultats sont donnés dans le tableau II.8 :

Les valeurs de  $C_{pe}$  une toiture a un versant correspondant à  $\theta = 0^\circ$  pour le premier versant.

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	667,875	-1.7	-0.5	-1.2	-737.334
G	0.92	667,875	-0.96	-0.5	-0.46	-282.644
H	0.92	667,875	-0.6	-0.5	-0.1	-61.444
J	0.92	667.875	-1	-0.5	-0.5	-307.222
I	0.92	667,875	-0.6	-0.5	-0.1	-61.444

**Tableau II.8 :** Pression sur la toiture – Direction du vent V2

**II.6- Vent perpendiculaire au long pan (tout est fermé), (sens V3) :**

**II.6.1- Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Nous déterminons d'abord l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit (cf. chapitre 5, §2.1.1) :

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

$$\mu_p = 0 \implies C_{pi} = 0.8$$

• *Calcul des pressions*

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ *Parois verticales*

Les résultats sont donnés dans le tableau II.9 :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	0.8	-1.8	-1014.093
B	0.92	612.375	-0.8	0.8	-1.6	-901.416
C	0.92	612.375	-0.5	0.8	-1.3	-732.400
D	0.92	612.375	0.8	0.8	0	0
E	0.92	612.375	-0.3	0.8	-1.1	-619.723

**Tableau II.9 :** Pression sur les parois verticales – Direction du vent V3

➤ *Toiture*

Les résultats sont donnés dans le tableau II.10 :

Les valeurs de  $C_{pe}$  une toiture a un versant correspondant à  $\theta = 90^\circ$  pour le premier versant.

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	667,875	-1.7	0.8	-2.5	-1536.112
G	0.92	667,875	-0.96	0.8	-1.76	-1081.423
H	0.92	667,875	-0.6	0.8	0.2	122.889
J	0.92	667.875	-1	0.8	-1.8	-1106.001
I	0.92	667,875	-0.6	0.8	-1.4	-860.223

**Tableau II.10 :** Pression sur la toiture – Direction du vent V3

**II.7- Vent perpendiculaire au long pan (tout est ouvert), (sens V4)**

**II.7.1- Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit (cf. chapitre 5, §2.1.1) :

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

$$\mu_p = 1 \implies C_{pi} = -0.5$$

• *Calcul des pressions*

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dy}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ *Parois verticales*

Les résultats sont donnés dans le tableau **II.11** :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.92	612.375	-1	-0.5	-0.5	-281.692
B	0.92	612.375	-0.8	-0.5	-0.3	-169.015
C	0.92	612.375	-0.5	-0.5	0	0
D	0.92	612.375	0.8	-0.5	0.3	169.015
E	0.92	612.375	-0.3	-0.5	0.2	112.677

**Tableau II.11** : Pression sur les parois verticales – Direction du vent V4

➤ *Toiture*

Les résultats sont donnés dans le tableau **II.12** :

ZONE	$C_d$	$Q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	667,875	-1.7	-0.5	-1.2	-737.334
G	0.92	667,875	-0.96	-0.5	-0.46	-282.644
H	0.92	667,875	-0.6	-0.5	-0.1	-61.444
J	0.92	667.875	-1	-0.5	-0.5	-307.222
I	0.92	667,875	-0.6	-0.5	-0.1	-61.444

**Tableau II.12** : Pression sur la toiture – Direction du vent V4

**II.8- Action de la neige**

**II.8.1- But**

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

**II.8.2 - Calcul des charges de neige**

Selon le **DTR**, la charge de neige est donnée par les formules suivantes :

Réghaia est en zone **B**:

**S = μ x Sk.....[kN/m<sup>2</sup>]......(Page13)**

**S** : charge caractéristique de neige.

**S<sub>k</sub>**: charge de neige sur le sol.

**μ** : coefficient d'ajustement des charges (coefficient de forme).

➤ **Charge de neige sur le sol**

Notre projet est implanté à **Réghaia** wilaya d'Alger qui est classé en zone **B** selon la classification de RNVA 99 avec une altitude d'environ **20 m**, **S<sub>k</sub>** est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad (\text{RNV 99, page 16})$$

Tel que H : altitude en **m**.

$$S_k = (0.04 \times H) + 10/100$$

$$S_k = (0.04 \times 20) + 10/100$$

$$S_k = 0.108 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Toitures à versants multiples**

Le coefficient de forme à considérer est celui correspondant à la disposition de charges produisant les effets les plus défavorables parmi les cas suivants :

Cas de toiture à deux versants égaux (cas des charges uniformément réparties).

**μ<sub>1</sub> = 0.8 (0 ≤ α = 11.30° ≤ 15°)..... (Tableau 6.3 Page 19)**

$$S_k = 0.108 \text{ kN/m}^2$$

D'où on a **S = μ x S<sub>k</sub> = 0.8 x 0.108**

$$S = 0.0864 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 8.64 \text{ daN/ m}^2$$

Avec **μ<sub>3</sub> = 0.8 + 0.8(α/30) = 1.101**       $\implies S_1 = \mu_3 \times S = 9.512 \text{ daN/ m}^2$

**Conclusion**

Le présent chapitre nous a permis d'obtenir les efforts climatiques dûs au vent et à la neige. Ces efforts serviront au calcul des portiques et des palées de stabilité.

Ils seront alors introduits dans les chapitres qui sont respectivement l'étude des portiques et l'étude des contreventements.

# *CHAPITRE III*

## *ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES*

### III.1- Dimensionnement des panneaux de couverture

#### III.1.1- 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.1.2- Panneaux couverture

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale qui sollicité 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  $W = -1.536 \text{ KN/m}^2$ .

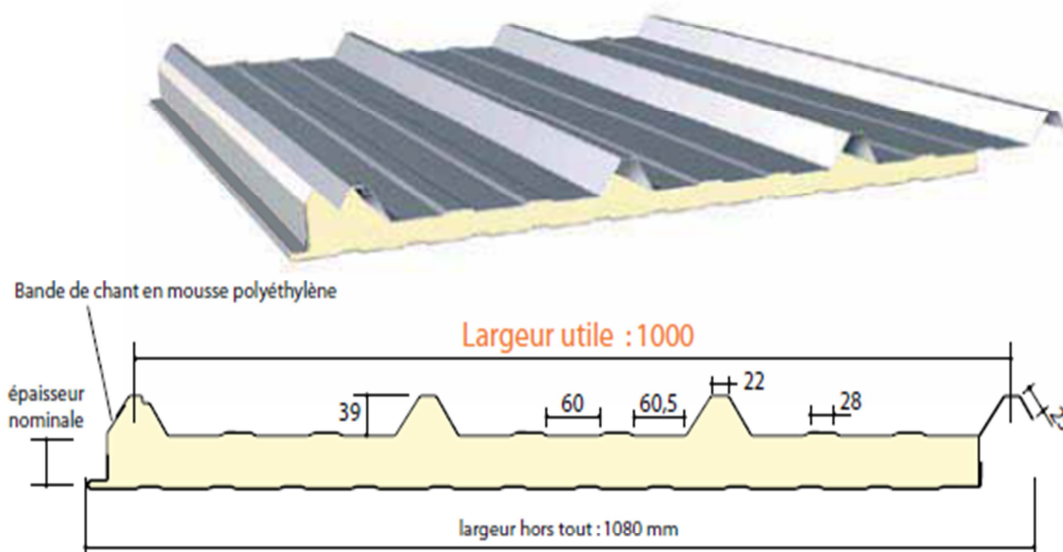


Figure III.1 : Détail de panneau sandwich (couverture).

#### III.1.3-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  $14.5 \text{ kg/m}^2$ .

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	Isolément : Indice d'affaiblissement (60mm)	R rose : 25 dB(A) - R route : 22dB(A) - R w (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.1.4- Détermination de la portée maximale

Dans notre cas la charge maximale du vent sur la toiture est  $W = -1.536 \text{ KN/m}^2$  (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 de 3m. Un entraxe  $e = 1.35 \text{ m}$ .

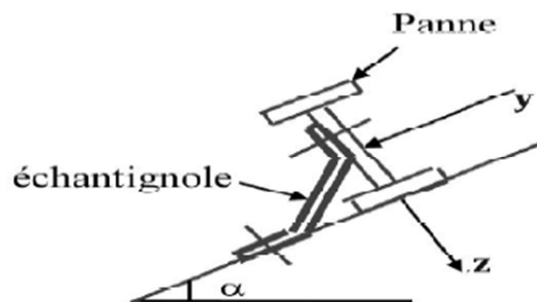
#### III.2- Etude des pannes

##### ➤ Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et 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**), ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

Dans notre structure nous utiliserons des **IPE**.



**Figure III.2** : Disposition de la panne sur la toiture.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L=6m**, incliné d'un angle  $\alpha = 11.30^\circ$  située à l'entraxe « e » égale à **1.35 m**.

➤ *Principe de calcul*

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (**Axe de grande inertie**).
- Nous prenons la combinaison la plus défavorable.

**III.2.1-Vérification des pannes de la structure**

- Portée des travées **L = 6 m**.
- Portée entre axe des pannes **d = 1.35 m**.
- Sur chaque versant de toiture, nous disposons de **8 pannes** espacées de **1.35 m**.
- Chaque panne repose sur deux appuis distants de **6 m**.

Les pannes choisies pour l'ensemble de la structure seront en profilé : **IPE 140 (Figure III.2)**.

**III.2.2- Détermination des sollicitations**

➤ *Evaluation des charges et surcharges*

**a) Les charges permanentes (G)**

- Poids propre de la couverture **TL 80** (panneaux sandwichs).....**14.5Kg/m<sup>2</sup>**.
- Poids propre d'accessoire d'attache.....**1.5Kg/m<sup>2</sup>**.
- Poids propre de la panne estimé (**IPE140**).....**13.14Kg/m**.
- Espacement entre les pannes **d = 1.38 m**.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e = 1.35 m).

$$G = (14.5 + 1.5) \times 1,35 + 13.14 = 34.74 \text{Kg/m}$$

$$G = 0.3474 \text{KN/m}$$

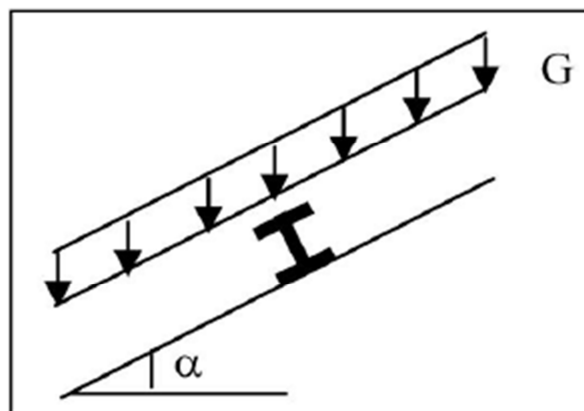


Figure III.3 :Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

### b) Surcharges d'entretien (P)

Dans le cas des toitures inaccessibles, nous considérons dans les calculs uniquement la charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de **100Kg** chacune située à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2).

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (**charges permanentes**) et les surcharges (**charges d'exploitation**), nous cherchons la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie ( $P_{eq}$ ) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal dû aux charges ponctuelles (P).

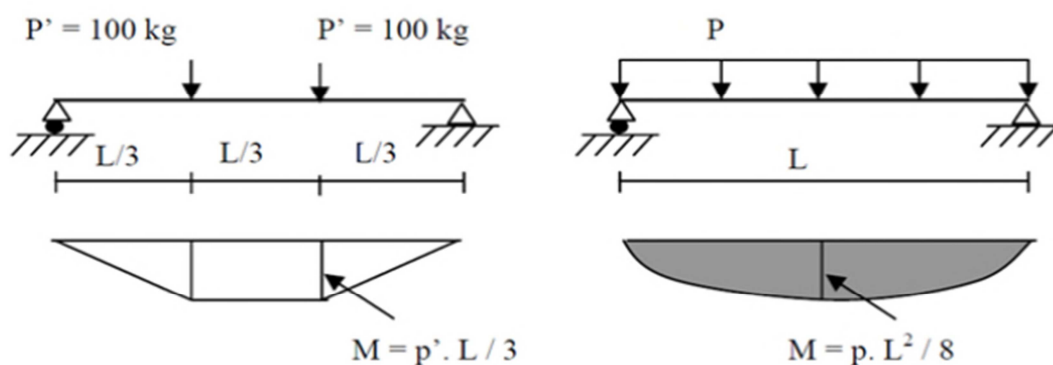


Figure III.4 :Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = PL/3$$

$$M_{\max} = 100 \times \frac{L}{3} = 200 \text{Kg.m}$$

$$M_{\max} = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (**charges permanentes**) et les surcharges (**charges d'exploitation**), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles ( $P_{eq}$ ).

$$M_{\max} = PL/3 = PL^2/8$$

$$P = 8 \times M_{\max} / L^2 = 8 \times 200 / 6^2 = 44.44 \text{kg /m}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{KN/m}$$

### c) Surcharges climatiques

#### ➤ Surcharge du vent (W)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable dont le  $C_{pi} = 0.8$  zone F tel que la charge considérée est :  $q_j = -1536.112 \text{ N/m}^2$  (Chapitre II, tableau II.10).

D'où:

$$W = (-1.536 \times 1.38) = -2.119 \text{ KN/m}$$

$$W = -2.119 \text{ KN/m}$$

➤ *Surcharge due à la neige (S)*

La charge maximale due à la neige est  $S = 0.951 \text{ KN/m}^2$

D'où:

$$S = (0.951 \times 1.35) = 1.283 \text{ KN/ml}$$

$$S = 1.283 \text{ KN/m}$$

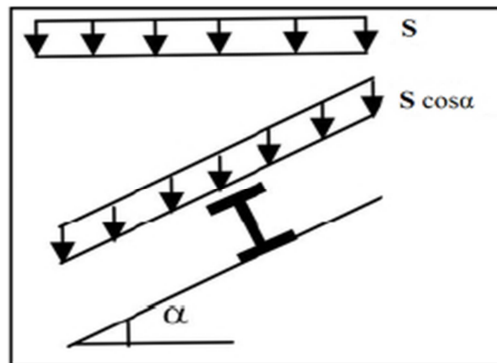


Figure III.5 : Schéma statique de la panne sous surcharge de la neige.

Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.347 \text{ KN/m.}$$

$$W = -2.119 \text{ KN/m.}$$

$$S = 1.312 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/m.}$$

a) *Décomposition des charges*

➤ *Suivant l'axe Z-Z :*

$$G_z = G \cos \alpha = 0.340 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.435 \text{ KN/m}$$

$$W_z = W = -2.119 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 1.286 \text{ KN/m}$$

➤ *Suivant l'axe Y-Y :*

$$G_y = G \sin \alpha = 0.067 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.340 \text{ KN/m}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 1.005 \text{ KN/m}$$

**III.2.3- Les combinaisons d'actions**

**a) Condition de résistance ELU (état limite ultime)**

➤ **Suivant l'axe z-z**

$$C_{omb\ 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.111 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 2.388 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 3} = G_z + 1.5W = -2.833 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 4} = G_z + 1.35W + S_z = -1.234 \text{ KN/m}$$

**Suivant l'axe y-y**

$$C_{omb\ 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.870 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.873 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 3} = 1.35G_y = 0.363 \text{ KN/m}$$

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

$$Q_{uz} = G_z + 1.5 W = -2.838 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.597 \text{ KN/m}$$

**b) Condition de flèche ELS (état limite service)**

➤ **Suivant l'axe z-z**

$$C_{omb\ 1} = G_z + Q_z = 0.775 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 2} = G_z + S_z = 1.626 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 3} = G_z + W = -1.779 \text{ KN/m}$$

➤ **Suivant l'axe y-y**

$$C_{omb\ 1} = G_y + Q_y = 0.407 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 2} = G_y + S_y = 1.072 \text{ KN/m}$$

$$C_{omb\ 3} = G_y + W = -2.052 \text{ KN/m}$$

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

$$Q_{sz} = G_z + W = -1.779 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sy} = G_y + S_y = 1.072 \text{ KN/m}$$

**III.3- 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.3.1 - 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)

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200} \rightarrow I_y = \frac{5 Q_{sz} 200 L^3}{384 E} = \frac{5 \times 1.779 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 476.51 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 476.51 \text{ cm}^4$

Donc on opte pour un **IPE140** avec :

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont :

**h=140mm. P = 13.14 kg/m.**

**b = 73mm. A = 20.1cm<sup>2</sup>.**

**t<sub>w</sub> = 4.7mm. t<sub>f</sub> = 6.9mm**

#### ➤ Les combinaisons les plus défavorables

- A l'ELU

**Q<sub>uz</sub> = -2.838KN/m**

**Q<sub>uy</sub> = 1.597KN/m**

- A l'ELS

**Q<sub>sz</sub> = -1.779KN/m.**

**Q<sub>sy</sub> = 1.072KN/m.**

### III.4 - Dimensionnement des pannes

#### III.4.1- Condition de la flèche (l'ELS)

##### a) Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z

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

➤ *Suivant l'axe Z-Z :*

$$f_z = \frac{5 \times 1.779 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 2.64 \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.64 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ *Suivant l'axe Y-Y*

$$f_z = \frac{5 \times 1.072 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 1.59 \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.59 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

### III.4.2- 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 :

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

Avec

$\alpha = 2$ .....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*

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{uz} L^2}{8} = \frac{2.838 \times 6^2}{8} = 12.771 \text{ KN.m}$$

➤ *Axe Y-Y*

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uy}L^2}{8} = \frac{1.597 \times 3^2}{8} = 1.796 \text{ KN.m}$$

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 :**  $d/t_w = 112,2/5 = 4.7 \leq 72\epsilon$   
 Et :  $\epsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \epsilon = 1 \Rightarrow$  **Ame de classe 1.**
- **Semelle :**  $c/t_f = b/2/t_f = 36.5/6.9 = 5,28 \leq 10\epsilon = 10 \Rightarrow$  **Semelle de classe 1.**

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

$$W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 19.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 88.3 \times 235 / 1 = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = W_{plz} \times f_y / \gamma_{m0} = 19.2 \times 235 / 1 = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{12.771}{20.75} \right]^2 + \left[ \frac{1.796}{4.53} \right]^1 = 0.775 \leq 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.

*b) Vérification au cisaillement*

Pour la vérification au cisaillement nous utilisons la condition suivante :

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

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

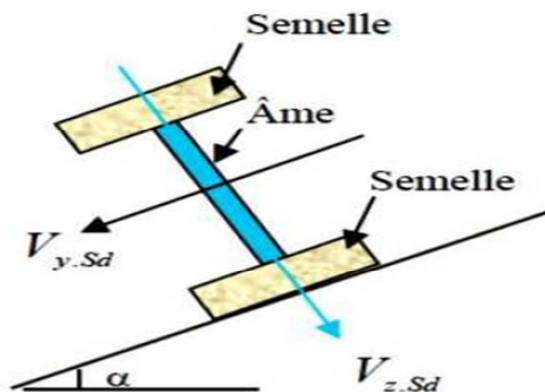


Figure III.6 : Représentation de cisaillement de la panne.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{uz} L}{2} = \frac{2.838 \times 6}{2} = 8.514 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 7.64 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 103.65 \text{ KN}$$

D'ou:

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

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

$$V_{y,sd} = \frac{Q_{sy} L}{2} = \frac{1.072 \times 6}{2} = 3.216 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 8.76 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 118.86 \text{ KN}$$

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

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 des cédantes 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.

Nous rappelons 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 III.7).



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

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

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

$\beta_w = 1$  .....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.

$M_{sd}$ : Moment sollicitant.

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

Nous avons : le profilé est de classe 01  $\Rightarrow \beta_w = 1$ .

Et :  $\gamma_{m1} = 1.1$

**Remarque**

$M_{sdy}$  sera calculé sous l'action du vent.

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} L^2}{8} = \frac{2.838 \times 6^2}{8} = 12.771 \text{ KN.m}$$

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

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

Pour une poutre constante et doublement symétrique, nous pouvons utiliser la formule approximative ci-après :

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

$l$ : longueur de maintien latéral.

Telle que :  $l = 3000\text{mm}$  ;  $I_z = 16.5 \text{ mm}^4$  ;  $h = 140 \text{ mm}$  ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 6.9 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/16.5}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{3000^2 \times 6.9^2}{140^2 \times 16.5^2} \right) \right]^{0.25}} = 114.19$$

$\lambda_{LT} = 114.19$

D'où  $\bar{\lambda}_{LT} = \lambda_{LT}/93.3 \Longrightarrow \epsilon = 1.221,2 > 0,4 \Longrightarrow$  il ya risque de déversement.

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

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

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

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

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

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

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

$$M_{brd} = 29.40 \text{ KN.m} > M_{sd} = 12.74 \text{ KN.m}$$

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

### III.5 - Calcul de l'échantignole

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

Le principal effort de résistance de l'échantignole 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 :

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

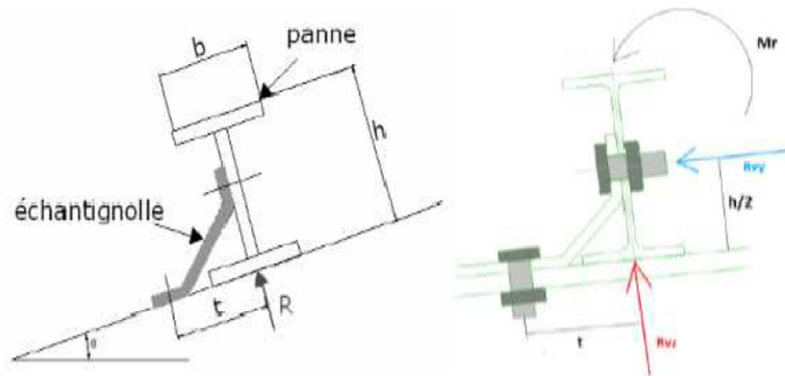


Figure III.8 : Coupe transversale de l'échantignole.

Pour un IPE 140 : b = 7.3 cm et h = 14 cm

7.3 cm ≤ t ≤ 10.95 cm → on adopte : t = 8 cm

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

La combinaison la plus défavorable :

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

$$G_z = 0.340 \text{ KN/m}$$

$$P_{uz} = G_z + 1.5 W_z = 0.340 + 1.5 \times -2.119 = -2.838 \text{ KN/m}$$

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

$$P_{uz} = -2.838 \text{ KN/m}$$

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

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

$$R = P_{uz} \times L = 2.833 \times 6 = 17.028 \text{ KN} \longrightarrow R = 17.028 \text{ KN}$$

➤ *La condition à vérifiée*

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignole. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement **M<sub>R</sub>** ne dépasse pas le moment de pliage.

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

**Avec :  $M_R = R \times t$**

Pour notre cas, nous avons un **IPE 140**.

$$M_R = R \times t = 17.028 \times 0.08 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 1.36 \text{ KN.m}$$

**M<sub>pliage</sub>**: est le moment résistant au pliage de l'échantignole.

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

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

Pour une section rectangulaire :

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

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

Nous adoptons une échantignole d'épaisseur **e = 11mm**.

**III.6 - 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.6.1 -Panneaux bardage

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie  
 Fixations apparentes

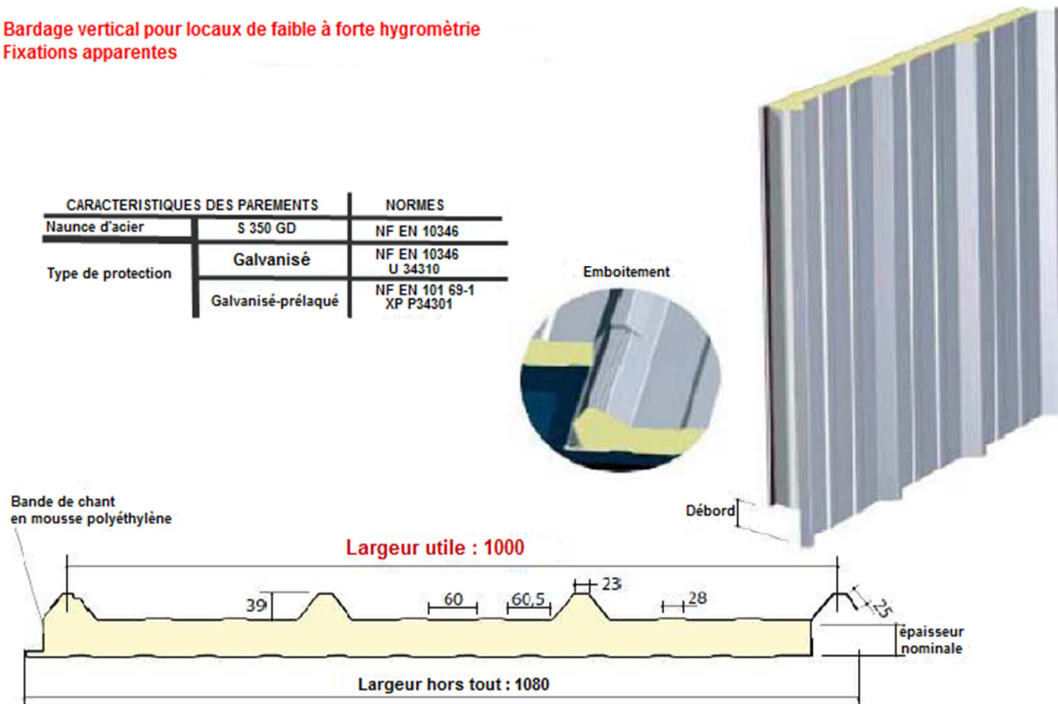


Figure III.9 :Détail du panneau sandwich (bardage).

III.6.2 - Détermination de poids propre de bardage

D'après le tableau III.2 nous choisissons un panneau de bardage de **60mm** d'épaisseur, 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 du panneau sandwich (bardage).

III.6.3-Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge maximale du vent sur les parois verticales est **W = - 101.40 KN/m<sup>2</sup>**. (Une décompression).

Nous supposons que le panneau de bardage repose sur plusieurs appuis (lisses). A l'aide du tableau III.3 nous déterminons 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	74		86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

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

$W = - 101.40 \text{ daN/m}^2$  Cette valeur est vérifiée pour une charge utile  $108 \text{ daN/m}^2$  ce qui correspondant à un entraxe maximal de **380cm** et une épaisseur de **60 mm** ; cas du panneau reposant sur plusieurs appuis.

Nous prenons un entraxe entre les lisses  $e=1.5\text{m}$ .

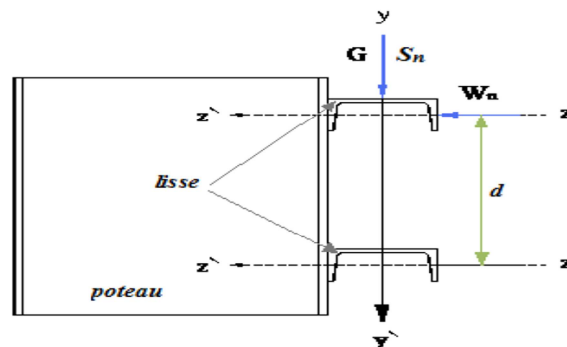


Figure III.10: Disposition de la lisse sur le poteau.

➤ *Données de calcul*

- Chaque lisse repose sur **2 appuis**.
- La portée entre axes des lisses  $e = 1.5\text{m}$  (espace entre 2 lisses).
- Nous disposons de **5 lignes** de lisses sur chaque paroi.

III.6.4 - 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 (**UPE 120**).....**12.10 Kg/m**

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

$e$  : espacement entre les lisse  $e = 1.5 \text{ m}$

$$G_p = (13.7+1.5) \times 1.5 + 12.10 = 34.90 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0.349 \text{ KN/m}$$

**b) La surcharges climatique dû au vent**

Nous calculons les lisses de bardage avec la valeur obtenue : **W= 101.40 daN/m<sup>2</sup>**  
**(Voir chapitre II).**

**D'où:**  $W = 1.014 \times e = 1.014 \times 1.5 = 1.521 \text{ KN/m}$

**1) Charges appliquées à l'ELU**

$$Q_{uy} = (1.35G) = 0.741 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uz} = (1.5W) = 2.281 \text{ KN/m}$$

**2) Charges appliquées à l'ELS**

$$Q_{sy} = 0.349 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sz} = 1.521 \text{ KN/m}$$

**III.6.5-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):**

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

$$f_z = \frac{5 Q_{sz} L^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.521 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times I_y \leq f_{adm}$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.521 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} = 407.41 \text{ cm}^4$$

**Donc :  $I_y \geq 407.41 \text{ cm}^4$**

**Donc : nous adoptons un UPE 140.**  
**Avec  $I_y = 599.5 \text{ cm}^4$  et  $P = 14.5 \text{ kg/m}$**

➤ **Vérification de la condition de flèche**

La charge G devient alors

$$G = (13.7 + 1.5) \times 1.5 + 14.5 = 37.3 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.373 \text{ KN/m}$$

➤ *La combinaison à l'ELU*

$$Q_{u_y} = (1.35 G) = 1.35 \times 0.373 = 0.503 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u_y} = 0.503 \text{ KN/m}$$

➤ *La combinaison à l'ELS*

$$Q_{s_y} = 0.361 \text{ KN/m}$$

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

$$f_z = \frac{5 Q_{s_z} L^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.521 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times 599.5 = 2.03 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \text{ (Vérifiée)}$$

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

$$f_z = \frac{5 Q_{s_z} L^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.521 \times 10^{-2} \times 600^4 / 384 \times 21000 \times 78.70 = 15.53 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

(Non Vérifiée)

Donc nous adoptons des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit:

$$f_z = \frac{5 Q_{s_z} \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 E I_y} = 5 \times 1.521 \times 10^{-2} \times 300^4 / 384 \times 21000 \times 78.70 = 0.97 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

(Vérifiée)

**III.6.6 -Condition de la résistance (ELU)**

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

a) *Vérification à la flexion bi-axiale*

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

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

$$Q_{u_y} = (1.35G) = 0.503 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u_z} = (1.5W) = 2.281 \text{ KN/m}$$

- **Axe Z-Z**

$$M_y = \frac{Q_{u_z} \times L^2}{8} = 2.281 \times 6^2 / 8 = 10.264 \text{ KN.m}$$

• **Axe Y-Y**

$$M_z = \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = 0.503 \times 6^2 / 8 = 2.263 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = (98.8 \times 23.5) \times 10^{-2} / 1.1 = 21.107 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = (33.2 \times 23.5) \times 10^{-2} / 1.1 = 7.092 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera

$$\left[ \frac{10.264}{21.107} \right]^2 + \left[ \frac{2.263}{7.092} \right]^1 = 0.55 \leq 1$$

**Donc la résistance du moment est vérifiée.**

**b) Vérification au cisaillement**

Pour cette vérification, nous utilisons la condition suivante : ..... [EC.3 p158]

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

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{uzxL}}{2} = 2.281 \times 6 / 2 = 6.843 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{8.25 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 111.933 \text{ KN}$$

D'où  $V_{z.sd} = 6.843 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 111.933 \text{ KN}$

→ **Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.**

**c) Vérification au déversement**

- Calcul de l'élanement réduit

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

$$\lambda_{LT} = \frac{78.70 / 2.07}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{78.70 / 2.07}{14 / 0.9} \right)^2 \right]^{0.25}} = 33.47$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{33.47}{93.3 \varepsilon} \right) \times [1]^{0.5} = 0.35 < 0.4$$

Donc la vérification au déversement est inutile.

→ Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'UPE 140.

### III.7 - Calcul des potelets

Les potelets sont des éléments en profilé 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.7.1 - Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

##### a) Charges permanentes G

- Poids du bardage.....13.7 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (UPE 140).....14.5Kg/m
- Poids propre d'accessoire d'attaches.....1.5Kg/m<sup>2</sup>
- L'entraxe des potelets est de  $e= 10\text{ m}$

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

- H= hauteur du potelet **H= 9 m**

##### b) Surcharge climatique W

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

$$W= 101.40\text{ daN/m}^2$$

#### III.7.2 -Le pré dimensionnement du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

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

$$q_{ws} = 101.40 \times 10 = 1014\text{ daN/m}$$

$$q_{ws} = 10.14\text{ KN/m}$$

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

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

Et la flèche admissible :  $f_{adm} = L/200 = 900 / 200 = 4.5 \text{ cm}$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 10.14 \times 10^{-2} \times 900^4}{384 \times 21000 \times 4.5} = 9166.74 \text{ cm}^4$$

AN:  $\rightarrow I_y \geq 9166.74 \text{ cm}^4$

Ce qui correspond à un **HEA 260** dont  $I_y = 10455 \text{ cm}^4$  et le poids/m = **68.2 daN/m**

➤ *Les charges permanentes*

- Poids de bardage .....  $G_1 = 13.7 \text{ kg/m}^2$
- Poids des lisses .....  $G_2 = 14.5 \times 6 = 87 \text{ Kg/m}$
- Poids propre du **HEA 260** .....  $G_3 = 68.2 \text{ kg/m}$

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

$$G = [(613.8) + (870) + (43.5 + 9 + 15.4)]$$

$$G = 15.51 \text{ KN/m}$$

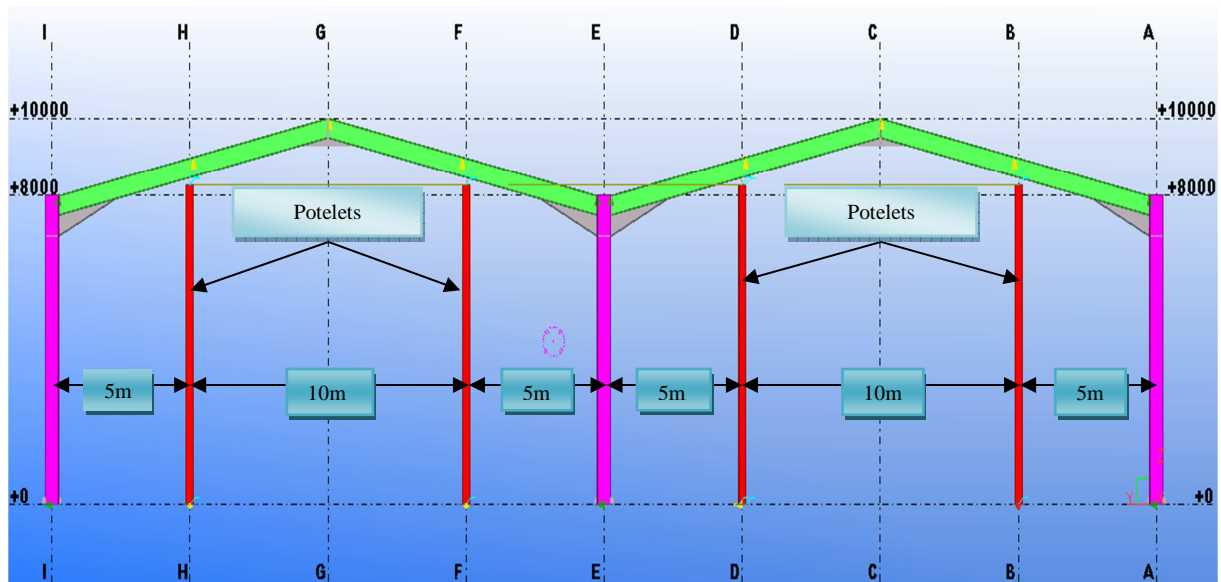


Figure III.11 : Disposition des potelets.

III.7.2 - Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU

➤ Pour cette vérification on utilise la condition suivante

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

Avec:

$$N_{y.sd} = 1.35 G = 1.35 (15.51) = 20.93 \text{ KN} \longrightarrow N_{y.sd} = \mathbf{20.93 \text{ KN}}$$

$$M_{sdy} = q_w l^2/8 = 10.14 (10^2)/8 = 1014 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{sdy} = \mathbf{1014 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sdz} = \mathbf{0}$$

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<sub>ky</sub> = 9 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<sub>kz</sub> = 1.5 m**

Pour le **HEA 260**, les rayons de giration sont :

$$i_y = \mathbf{11 \text{ cm}}$$

$$i_z = \mathbf{6.5 \text{ cm}}$$

b) Calcul des élancements

$$\lambda_y = L_{ky} / i_y \longrightarrow \lambda_y = \mathbf{81.81}$$

$$\lambda_z = l_{kz} / i_z \longrightarrow \lambda_z = \mathbf{23.07}$$

c) Calcul de l'élancement critique

Acier S235

$$\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = \mathbf{1}$$

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

d) Calcul des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{81.81}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.87 > 0.2 \longrightarrow \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{23.07}{93.3} \times \sqrt{1} = 0.24 > 0.2 \longrightarrow \text{il ya un risque de flambement.}$$

Avec :  $\sqrt{\beta_w}=1$  HEA 260 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 Eurocode3**:

Pour un **HEA 260** : **h = 250 mm, b = 260 mm, t<sub>f</sub>= 7.5mm.**

**Donc :  $\frac{h}{b} = 0.96 < 1.2$  et  $t_f = < 40$  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  $\Psi_{\min}$ :**

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

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

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34 (0.87 - 0.2) + 0.87^2] = 0.992$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.992 + [0.992^2 + 0.87^2]^{0.5}} = 0.43 \quad \longrightarrow \quad \chi_y = 0.43$$

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

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

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.24 - 0.2) + 0.24^2] = 0.538$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.538 + [0.538^2 + 0.24^2]^{0.5}} = 0.89 \quad \longrightarrow \quad \chi_y = 0.88$$

$$\chi_{\min} = \min (0.43 ; 0.88)$$

**Donc :  $\chi_{\min} = 0.43$**

**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.

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

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

$$\mu_y = 0.87 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{919.8 - 836.4}{836.4} \longrightarrow \mu_y = -1.11 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.11) \times 27.49}{0.43 \times 86.8 \times 23.5} = 1.03 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{919.8 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 196.5 \text{ KN.m}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{868 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 185.4 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{ply}} + \frac{K_y M_{y, sd}}{W_{ply} M_{ply}} \leq 1 \longrightarrow \frac{20.93}{0.43 (185.4)} + \frac{1.04 \times 1014}{919.8 (196.5)} = 0.26 \leq 1$$

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

### III.7.3 - 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  $\lambda_{LT}$ .

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

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

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

- D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articulés à ses extrémités, nous avons :

$C_1$  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  $K_w=1$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{250}{2} = -12.5 \text{ cm}$$

Sous le vent (-), puisque l'orientation de repère est vers la semelle comprimée.

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

$$Z_g = Z_a - Z_s = -12.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 52.37 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 516.4 \text{ cm}^6$$

$$L = 9 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$I_z = 3668 \text{ cm}^4$$

Donc

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 3668}{(1 \times 900)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{516.4}{3668} + \frac{(1 \times 9)^2 \times 0.4 \times 52.37}{\pi^2 \times 3668} + (0.459 \times 9 - 12.5)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times 9 - 12.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 94.52 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 919.8 \times 0.235}{94.52}} = 1.51 > 0.4 \longrightarrow \text{il ya risque de déversement.}$$

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

La vérification à faire est :

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

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

$$M_{brd} = 0.699 \times 1 \times 919.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 1373.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 1014 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 1373.5 \text{ KN.m}$$

- Le profile HEA 260 est vérifier au déversement.

### Conclusion

D'après les calculs des profilés de notre structure et les vérifications effectuées, nous avons obtenues les résultats suivants:

Les pannes : **IPE 140**

Les lisses de bardages : **UPE 160**

Les potelets : **HEA 260**

# *CHAPITRE IV*

## *CONTREVENTEMENTS ET STABILITE*

IV.1- Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d’assurer la stabilité de l’ossature en s’opposant à l’action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu’aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

➤ Calcul de force de frottement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{54}{40} = 1.35 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{54}{10} = 5.4 > 3 \end{array} \right.$$

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  $\longrightarrow F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 66.7 \times 0.04 \times (54 \times 10.2 \times 4) = 5878.13 \text{ daN}$

**$F_{fr} = 58.7813 \text{ KN}$**

Pour parois verticales  $\longrightarrow F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 61.2 \times 0.04 \times (54 \times 8 \times 2) = 2115.07 \text{ daN}$

**$F_{fr} = 21.1507 \text{ KN}$**

La force de frottement totale =  $5878.13 + 2115.07 = 7993.2 \text{ daN} = 79.932 \text{ KN}$

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.

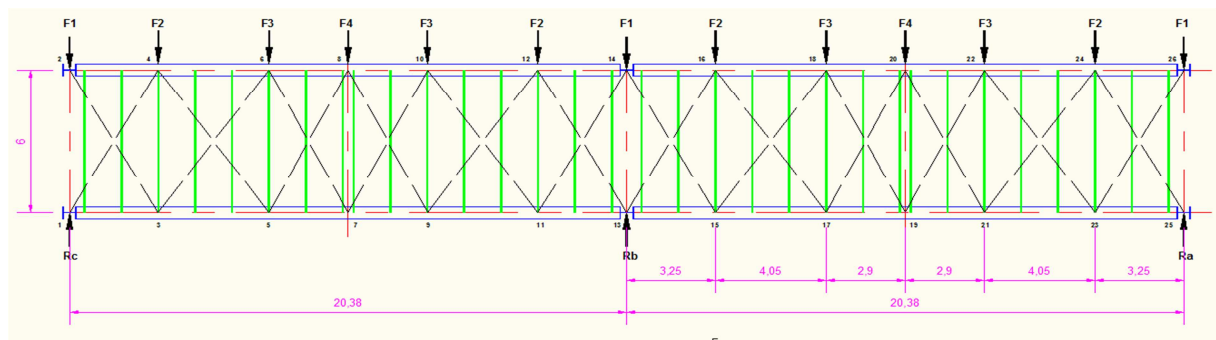


Figure IV.1 : Schéma des poutres au vent.

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

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

$$F_{fy} = 7993.2 \text{ daN} = 79.932 \text{ KN}$$

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2} \quad \text{avec } l_1 = 1.625 \text{ m}, l_2 = 3.65 \text{ m}, l_3 = 3.475 \text{ m et } l_4 = 2.9 \text{ m}$$

$$S_1 = h_1 \times \frac{l_1}{2} = 8 \times \frac{1.625}{2} = 6.5 \text{ m}^2 \qquad S_2 = h_2 \times \frac{l_2}{2} = 8.63 \times \frac{3.65}{2} = 15.74 \text{ m}^2$$

$$S_3 = h_3 \times \frac{l_3}{2} = 9.43 \times \frac{3.475}{2} = 16.38 \text{ m}^2 \qquad S_4 = h_4 \times \frac{l_4}{2} = 9.99 \times \frac{2.9}{2} = 14.48 \text{ m}^2$$

➤ **La force de frottement au niveau de la toiture**

$$F_{fr} = 7993.2 \text{ daN} = 79.932 \text{ KN}$$

n = 7 nœuds

$$\text{Donc : } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{7993.2}{7} = 1141.88 \text{ daN} = 11.4188 \text{ KN}$$

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

$$F_1 = (16.9 \times 6.5) + 1141.88 = 1251.73 \text{ daN} = 12.5173 \text{ KN}$$

$$F_2 = (16.9 \times 15.74) + 1141.88 = 1407.88 \text{ daN} = 14.0788 \text{ KN}$$

$$F_3 = (16.9 \times 16.38) + 1141.88 = 1418.7 \text{ daN} = 14.187 \text{ KN}$$

$$F_4 = (16.9 \times 14.48) + 1141.88 = 1386.59 \text{ daN} = 13.8659 \text{ KN}$$

**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 :

$$\sum F_y = 0 \implies R_a - F_1 + F_d \sin \alpha = 0$$

$$F_d = \frac{-R_a + F_1}{\sin \alpha}$$

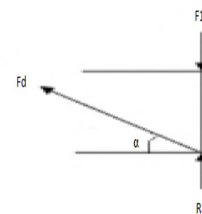
➤ **Calcul de  $R_a, R_b, R_c$**

$$R_a = R_c = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 4771.6 \text{ daN} = 47.716 \text{ KN}$$

$$R_b = 9543.2 \text{ daN} = 95.432 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de  $\alpha$**

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{6}{3.25} \right) \longrightarrow \alpha = 61.55^\circ$$



$$F_d = \frac{4771.6 - 1251.73}{\sin 61.55^\circ} = 4003.34 \text{ daN} = 40.0334 \text{ KN}$$

Les diagonales les plus sollicitées sont 11 → 14 et 14 → 15

$$N_{11-14} = \frac{R_b - F_4}{2 \cos \alpha} = 8560.82 \text{ daN} = 85.6082 \text{ KN}$$

**IV.2.3-Section des diagonales**

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{8560.82 \times 1.1}{2350} = 4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une cornière : **L (45 x 45 x 5)** de section **A = 4.25 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**

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

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

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

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

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \quad f_u = 360 \text{ N/mm}^2, \quad A = 4.25 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{net} = A - 2(t \times d_0) = 425 - 2(4 \times 14) = 313 \text{ mm}^2$$

**Calcul de N<sub>Pl</sub>, N<sub>u</sub> et N<sub>net</sub>**

$$N_{Pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{425 \times 235}{1.1} = 9079.54 \text{ daN} = 90.7954$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 313 \times 36}{1.25} = 8112.96 \text{ daN} = 81.1296 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{313 \times 235}{1.1} = 6686.81 \text{ daN} = 66.8681 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 4003.34 \text{ daN} \leq N_{net} = 6686.81 \text{ daN} = 66.8681 \text{ KN}$$

Donc la diagonale **L 45 x 45 x 5** est vérifiée à la traction.

**IV.2.5 -Vérification des montants (panne intermédiaire)**

Le montant est sollicité à un effort de compression **N<sub>t,sd</sub>**, et à un effort de flexion du au poids propre de la panne qui est donnée par la combinaison suivante :

$$n = G + 1.5W$$

➤ *Classe de la section*

Semelle (effort de compression uniforme)

$$C = (b - t_w - 2r) = 54.3 \text{ mm.}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.86 \leq 10\varepsilon$$

➤ *L'âme en flexion*

$$d = h - t_f - 2r = 119.1$$

$$\frac{d}{t_w} = 25.3472 \varepsilon$$

**Donc profilé de classe I.**

Charge climatique de vent  $\longrightarrow W = -101.4 \text{ daN/m} = -1.014 \text{ KN/m}$

Toiture et accessoires ( $G_1$ )  $\longrightarrow G_1 = (14.7 + 1.5) \times 1.35 = 21.87 \text{ daN/m} = 0.2187 \text{ KN/m}$

Poids propre de la panne ( $G_2$ )  $\longrightarrow G_2 = 13.14 \text{ daN/m} = 0.1314 \text{ KN/m}$

$G_t = G_1 + G_2 = 35.01 \text{ daN/m} = 0.3501 \text{ KN/m}$

$n = G_t + 1.5W = 35.01 + 1.5(-101.4) = 117.09 \text{ daN/m} = 1.1709 \text{ KN}$

Il faut vérifier que :

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

**Avec :**

$$N_{Sd} = R_b = 9543.2 \text{ daN} = 95.432 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = \frac{n l^2}{8} = 526.90 \text{ daN.m} = 5.269 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = 35036.36 \text{ daN} = 350.3636 \text{ KN}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 2075.05 \text{ daN.m} = 20.7505 \text{ KN.m}$$

Alors

$$\frac{9543.2}{35036.36} + \frac{526.9}{2075.05} = 0.52 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition de résistance est vérifiée.}$$

**Vérification au flambement**

Il faut vérifier que :

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

Calcul de  $\bar{\lambda}_y$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.52 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = 1.11$$

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

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

$$\chi_y = 0.69$$

Calcul de  $k_y$

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

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

**$K_y = 1.81$**

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

**Donc: IPE 140** 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 négligent les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues.

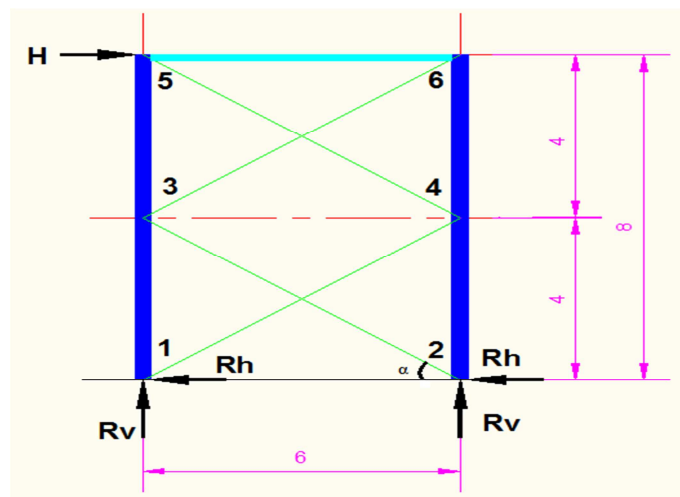


Figure IV.2 : Palées de stabilité en verticale.

IV.3.1- Détermination des efforts

Réaction de la poutre au vent :  $H = R - F_1 = 4771.6 - 1251.73 = 3519.87 \text{ daN} = 35.1987 \text{ KN}$

➤ Calcul des réactions

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \implies H - 2 R_h = 0 \implies R_h = \frac{3519.87}{2} = 1759.93 \text{ daN} = 17.5993 \text{ KN}$$

$$\sum M/l = 0 \implies R_v \times L = H \times h \implies R_v = \frac{3519.87 \times 8}{6} = 4693.16 \text{ daN} = 46.9316 \text{ KN}$$

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

Nœud 1

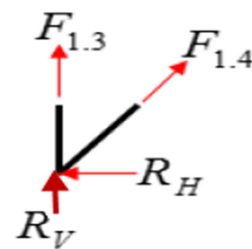
$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \implies N_{1-4} \cos\alpha - R_h = 0$$

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

Calcul de  $\alpha$ :

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

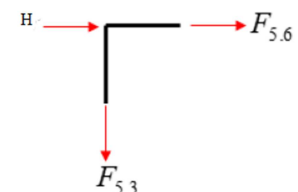
$$D'où : \begin{cases} N_{1-4} = \frac{1759.93}{\cos 33.69^\circ} = 2115.17 \text{ daN} = 21.1517 \text{ KN} \\ N_{1-3} = -586.43 \text{ daN} = -5.8643 \text{ KN} \end{cases}$$



Nœud 5

$$\sum F_{\text{ext}/x} = 0 \implies N_{5-6} + H = 0 \implies N_{5-6} = -35.1987 \text{ KN}$$

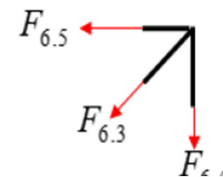
$$\sum F_{\text{ext}/y} = 0 \implies N_{5-3} = 0 \text{ KN}$$



Nœud 6

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

$$\implies N_{6-3} = \frac{3519.87}{\cos 33.69^\circ} = 4230.35 \text{ daN} = 42.3035 \text{ KN}$$



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

Les diagonales	1-4	3-2	3-6	5-4
Compression	/	-21.1517	/	-42.3035
traction	21.1517	/	42.3035	/

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**

$$N_{sd} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$N_{sd} = 42.3035 \text{ KN}$$

**D'où:  $A \geq 198 \text{ mm}^2$**

On adopte une cornière : **L (30x 30 x 4)**  $\Rightarrow A = 224 \text{ mm}^2$ .

• **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  $\varnothing = 12\text{mm}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 46.53 \text{ KNN.}$$

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

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

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

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

$$N_{sd} = 42.3035 \text{ KN} \leq N_{pl} = 46.53 \text{ KN}$$

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

➤ **Vérification des diagonales au flambement :**

$$N_{sd} = 42.3035 \text{ KN}$$

➤ **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

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

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

$$i_y = 20.98$$

$$i_z = 7.24$$

**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'élancement est supérieure à 0.2, donc y'a pas de risque de flambement.

On doit satisfaire la condition suivante :

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

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

**$\varphi_{lt} = 0.53$**

$\chi_{lt} = 1.03$

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

$N_{sd} = 42.3035 \text{ KN} \leq N_{brd} = 49.2901 \text{ KN}$ , 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.

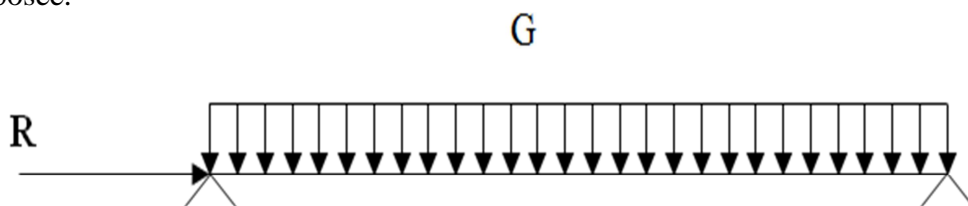


Figure VI.3: Schéma statique de la poutre sablière.

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

$$F_1 = 12.51 \text{ KN}$$

$$R = R_A = R_B = 47.71 \text{ KN}$$

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.

$$N_{\max} = R - F_1 = 4771.6 - 1251.73 = 35.19 \text{ KN}$$

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

$$A \geq \frac{35.19}{23.5} = 1.49 \text{ cm}^2$$

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 adopte des profiles 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 :

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

➤ **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

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

$$N_{sd} = R = 47.71 \text{ KN}$$

• Calcul de  $N_{ply.rd}$  et  $M_{ply.rd}$

$$N_{ply.rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{21.2 \times 23.5}{1} = 498.2 \text{ KN}$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83.01 \times 23.5}{1} = 1950.73 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b) selon l'axe y-y}$$

**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  $k_y$  :

$$K_y = 1 + \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{1.41 \times 47.71}{0.6612 \times 21.2 \times 23.5} = 1.20 < 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour un **HEA100**.

# CHAPITRE V

ETUDE

DU

PONT ROULANT

V.1- Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de la halle **54 m** de portée abritant un pont roulant de **15 T (de puissance)**.

**Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

**La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

**La poutre de roulement** : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

V.2 - Caractéristiques de pont roulant :

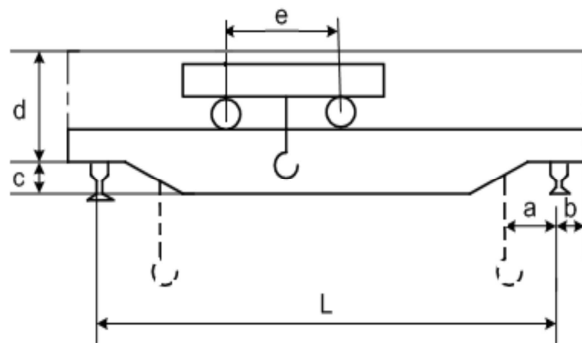


Figure V.1 : Schéma 2D du pont roulant

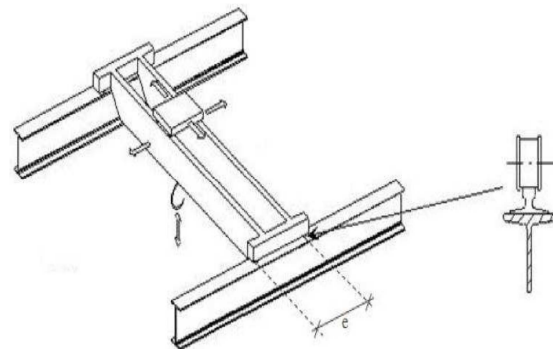


Figure V.2 : Schéma 3D du pont roulant

Soit le pont roulant avec la portée de **20 m**.

	L (m)	a <sub>min</sub> (m)	b (m)	C (m)	e (m)	d (m)
Pont roulant	20	1.2	0.35	0.60	3	2

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques des ponts roulants.

	Puissance (t)	Vitesse (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translation	Pont	Palan	total
Pont roulant	15	6	30	60	19.5	5	24.5

Tableau V.2 : Caractéristiques des ponts roulants.

V.3- Les coefficients et classement des ponts roulants :

Groupe du pont roulant	C	Chemin de roulement $\psi_1$	Support de chemin de roulement $\psi_2$	Classement			
				A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>
I	0.2	1.05	1	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>
II		1.15	1.05	A <sub>3</sub>	B <sub>2</sub>		C <sub>2</sub>
III		1.25	1.1		B <sub>2</sub>		C <sub>3</sub>

Tableau V.3 : Les coefficients et classement de pont roulant.

• *Suivant les conditions d'utilisation :*

**A :** Utilisation occasionnelle non régulière avec périodes de repos.

**B :** Utilisation régulière en service intermittent.

**C :** Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge :

- Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faible charge.
- Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.
- Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

**C :** Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

**Ψ :** Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

V.4 - Calcul de la poutre de roulement :

Le groupe de ce pont roulant est catégorie **II** :

V.4.1- Réactions des galets d'un pont roulant :

a) Charges verticales :

**R<sub>max</sub>** : charge maximale statique.

**R<sub>min</sub>** : Charge minimale statique.

**R<sub>1max</sub>** : charge maximale dynamique.

**R<sub>1min</sub>** : charge minimale dynamique.

b) Charge horizontale longitudinale :

**R<sub>2max</sub>** : charge maximale.

**R<sub>2min</sub>** : charge minimale.

c) Charge horizontale transversale :

**R<sub>3max</sub>** : charge maximale.

**R<sub>3min</sub>** : charge minimale.

Charge (KN)	max $\Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} (L - a)$	min $\Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} a$
R	285.5	109.5

Forces verticales des galets		
R <sub>1</sub>	$\Psi_1 \times R_{\max} = 1.15 \times 285.5$	$\Psi_1 \times R_{\min} = 1.15 \times 109.5$
	328.325	125.925
Réactions horizontales longitudinales		
R <sub>2</sub>	$C \times R_{\max} = 0.2 \times 285.5$	$C \times R_{\min} = 0.2 \times 109.5$
	57.1	21.9
Réactions horizontales transversales		
R <sub>3</sub>	Chariot au milieu de la portée du pont	
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[ 1.047 (N + K) + B \right] \frac{1}{e} + 0.02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$	66.64
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[ 1.047 (N + K) + B \right] \frac{1}{e} + 0.02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$	61.42
	Chariot à distance minimale du chemin de roulement	
	$\pm \left\{ 0.0052 (N + K + 5B) \frac{1}{e} + 0.02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$	43.35
	$\pm \left\{ 0.0052 (N + K + 5B) \frac{1}{e} + 0.02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$	38.09

Tableau V.4 : Les réactions Max et Min.

V.4.2 - Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

Le pré dimensionnement de la poutre se fait par la condition de flèche, qui est limitée à  $\frac{1}{750}$  de la portée considérée. La poutre est pré dimensionnée suivant La flèche verticale.

a) Provoquée par la réaction d'un galet à une distance  $x_i$  donnée par la formule suivante:

$$x_i = \left( \frac{1}{2} - \frac{e}{4} \right) = \left( \frac{6}{2} - \frac{3}{4} \right) = 2.25 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad x_i = 2.25 \text{ m}$$

b) La longueur de travée six (6) m (sur deux appuis simple) comme indique sur le chemin :

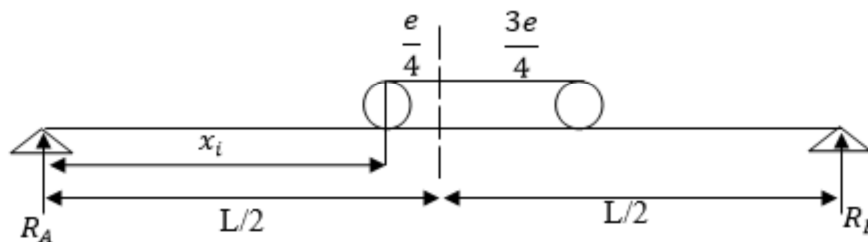


Figure V.3 : La longueur de travée sur deux appuis simple.

$$Et : F_{adm} = \frac{1}{750} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm} \longrightarrow F_{adm} = 0.8 \text{ cm}$$

$$F_{max} = \frac{R_{max}}{2} \times \frac{L - e [3L^2 - (L - e)^2]}{48 E I_y} \leq F_{adm} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L - e) [3L^2 - (L - e)^2]}{48 E F_{max}}$$

$$I_y \geq \frac{28550}{2} \times \frac{(600 - 300) [3(600)^2 - (600 - 300)^2]}{48 \times 21 \times 10^6 \times 0.8} = 52575.335 \text{ cm}^4$$

- Soit un **HEB 400** dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 57680 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 2884 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 721.3 \text{ cm}^3$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$A = 197.8 \text{ cm}^2$$

$$P = 155 \text{ kg/m}$$

$$t_w = 13.5 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$r = 27 \text{ mm}$$

$$I_t = 355.7$$

$$i_y = 17.08 \text{ cm}$$

$$i_z = 7.40 \text{ cm}$$

#### V.4.3 - Détermination des efforts dans les poutres de roulement :

- a) Calcul le moment fléchissant Max et effort tranchant Max :

➤ Sous  $R_y$  :

- Calcule les réactions d'appui :

$R_a$ (KN)	$R_b$ (KN)
123.1	90.5

Le moment Max est obtenu pour  $x_i = \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25 \text{ cm}$

$$M_{max} = \frac{R_y}{1} \left(1 - \frac{e}{4}\right) \times \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{4}\right)$$

$$M_{max} = \frac{R_y}{2l} \left(1 - \frac{e}{4}\right)^2 = 276.97 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{max} = 276.97 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

A la section  $i$  :

$$T_i = R_a = \frac{R_y}{2l} \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{4}\right) = 123.1 \text{ KN}$$

Le galet au droit de l'appui :

$$T_{\max} = \frac{R_y}{2l} (2l - e) = 246.2 \text{ KN}$$

b) Sous charge permanente :

Choix du rail

D'après tableau III (Recommandation CTICM), charges admissibles sur un galet est :

$R_{y\max} = 16.41 \text{ t}$ , on utilise des profils spéciaux en acier A 75 dont les caractéristiques sont données par les recommandations du C T I C M, article 3.302.1.

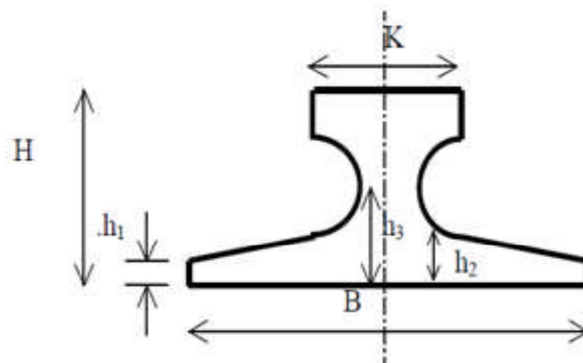


Figure V.4 : les caractéristiques de rail de pont.

$K = 75 \text{ mm}$

$H = 85 \text{ mm}$

$B = 200 \text{ mm}$

$h_1 = 1 \text{ mm}$

$h_2 = 15.4 \text{ mm}$

$h_3 = 22 \text{ mm}$

➤ Calcule le poids propre :

- Poids du rail  $G_1 = 56.6 \text{ Kg/m}$

- Poids propre de la poutre  $G_2 = 155 \text{ Kg/m}$

- 10 % poids des cales, boulons .....  $G_3 = (155 + 56.6) 0.1 = 21.16 \text{ Kg/m}$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 56.6 + 155 + 21.16 = 232.76 \text{ Kg/m}$$

$$G = 232.76 \text{ Kg/m}$$

➤ Calcule des moments :

a) a mi- travée :

$$M_{\max} = \frac{G L^2}{8} = \frac{(232.76) (6)^2}{8} = 1047.42 \text{ Kg.m}$$

b) a distance  $x_i = 2.25m$  :

$$M_{\max} = \frac{G L}{2} x_i - \frac{G x_i^2}{2} = \frac{(232.76)(6)}{2} (2.25) - \frac{(232.76) (2.25)^2}{2} = 981.956 \text{ Kg.m}$$

➤ Effort tranchant :

a) A la section i :

$$T_i = R_a - G x_i = \frac{G L}{2} - G x_i = R_a - G x_i = \frac{(232.76)(6)}{2} - 232.76 (2.25) = 174.57 \text{ KN}$$

b) Le galet au droit de l'appui :

$$T_{\max} = \frac{G L}{2} = \frac{(232.76)(6)}{2} = 698.28 \text{ KN}$$

c) Sous la section horizontale transversale :

➤ Remarque :

- La réaction verticale est appliquée avec une excentricité de 1/4 de la largeur du rail, et la réaction transversale excentrée de la mi-hauteur de la poutre de roulement plus la hauteur du rail. Ces excentricités provoquent un moment de torsion qui sollicite la poutre de roulement

- La réaction longitudinale est appliquée au droit du galet moteur.

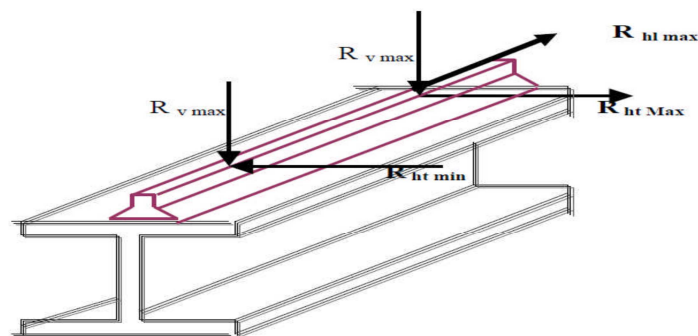


Figure V.5 : les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement.

Le moment de torsion va être remplacé par un couple de forces appliquées sur les semelles.

Pour avoir un moment de torsion maximum, on prend  $R_{ht \text{ Max}}$  dans le sens où elle provoque un moment qui s'ajoute au moment dû à  $R_{v \text{ max}}$ .

Telle que :  $M_T = R_v \times W + R_{ht} \times a$

Ce moment sera disposé en deux forces horizontales  $H_1$  et  $H_2$  appliquée dans l'axe de la semelle supérieure et inférieure.

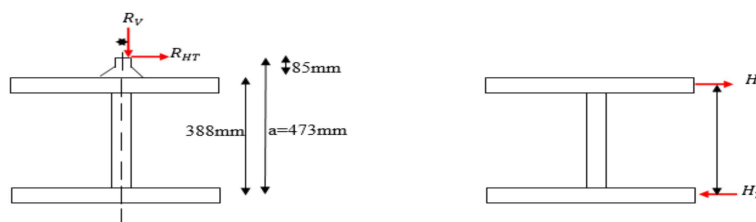


Figure V.6 : les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement.

Ces forces provoquent une flexion dans un plan horizontale.

$W = 18.75\text{mm}$  et  $a = 473\text{mm}$

Donc:  $\sum M_1 = \sum M_2 = R_v \times W + R_{ht} \times a = H1 (400 - 24)$

Avec:  $\begin{cases} R_{HT} = 6664 \text{ kg} \\ R_v = 32832.5\text{kg} \end{cases}$

Donc :

$H_1(\text{KN})$	$H_2(\text{KN})$
10020	3356

➤ *Calcule les réactions d'appui :*

$R_a(\text{KN})$	$R_b(\text{KN})$
3757.5	2618.5

Le moment Max est obtenu pour :  $x_i = \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25 \text{ m}$

$M_{\max} = \frac{H_1}{2l} \left(1 - \frac{e}{2}\right) \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{4}\right) \longrightarrow M_{\max} = \frac{10020}{2(6)} \left(6 - \frac{3}{2}\right) (2.25) = 8454.375 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 8454.375 \text{ KN.m}$

➤ *Effort tranchant :*

a) *A la section i :*

$T_i = R_a = \frac{H_1}{2l} \left(1 - \frac{e}{4}\right) \longrightarrow T_i = R_a = \frac{10020}{2(6)} \left(6 - \frac{3}{4}\right) = 3757.5 \text{ KN}$   
 $T_i = 3757.5 \text{ KN}$

b) *Le galet au droit de l'appui :*

$T_{\max} = \frac{H_1}{2l} (2l - e) \longrightarrow T_{\max} = \frac{10020}{2(6)} (2(6) - 3) = 7515 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 7515 \text{ KN}$

d) *Sous efforts due au freinage longitudinal :*

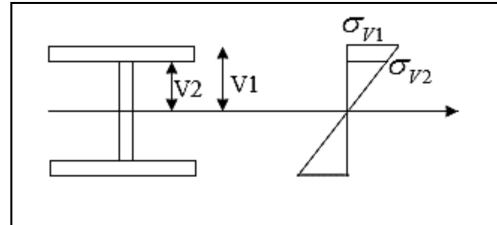
$R_{HC} = C \times R_{\max}$   
 $R_{HC} = 0.2 \times 28550 \longrightarrow R_{HC} = 5710 \text{ Kg}$

V.4.4- Calcul des contraintes dans les sections les plus sollicitées :

V.4.4.1- Contrainte normale :

a) Sous charge  $R_v$  (réaction des galets) :

$$\begin{cases} \sigma_{v1} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s1}} \\ \sigma_{v2} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s2}} \end{cases}$$



Avec :

$$\begin{cases} W_{ely}^{s2} = I_y / V_1 = 57680 / 20 = 2884 \text{ cm}^3 \\ W_{ely}^{s2} = I_y / V_{21} = 57680 / (20 - 2.4) = 3277.27 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{v1} = \frac{2769750}{2884} = 960.38 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{v2} = \frac{2769750}{3277.27} = 845.14 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{v1} = 960.38 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{v2} = 845.14 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

b) Sous charge poids propre :

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s1}} = \frac{104742}{2884} = 36.31 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{p2} = \frac{M_{\max}}{W_{ely}^{s2}} = \frac{104742}{3277.27} = 31.96 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{p1} = 36.31 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{p2} = 31.96 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

c) Sous charge horizontale transversale :

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{\max}}{W_{elz}} = \frac{845400}{721.3} = 1172.05 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \sigma_{HT} = 1172.05 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Sous charge horizontale longitudinale :

$$\sigma_{HL} = \frac{R_{HL}}{A}$$

Avec :

A : section de la membrure supérieure de la poutre de roulement.

Donc :  $A = \frac{A_{\text{totale}}}{2} = \frac{197.8}{2} = 98.9 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 98.9 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{HT} = \frac{R_{HL}}{A} = \frac{5710}{98.9} = 57.73 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \sigma_{HT} = 57.73 \text{ Kg/cm}^2$$

## V.4.4.2- Contrainte tangentielle :

a) Sous charge  $R_v$  (réaction des galets) :

- Appui :  $\tau = \frac{T_{\max}}{A_{\text{ame}}} = \frac{24620}{1.35 \times 35.2} = 518.10 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau = 518.10 \text{ Kg/cm}^2$

- Au droit du moment Max :  $\tau'_v = \frac{T_i}{A_{\text{ame}}} = \frac{12310}{1.35 \times 35.2} = 259.05 \text{ Kg/cm}^2$

$$\longrightarrow \tau'_v = 259.05 \text{ Kg/cm}^2$$

## b) Sous charge poids propre :

- Appui :  $\tau_p = \frac{T_{\max}}{A_{\text{ame}}} = \frac{698.28}{1.35 \times 35.2} = 14.70 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_p = 14.70 \text{ Kg/cm}^2$

- Au droit du moment Max :  $\tau'_p = \frac{T_i}{A_{\text{ame}}} = \frac{174.570}{1.35 \times 35.2} = 3.673 \text{ Kg/cm}^2$

$$\longrightarrow \tau'_p = 3.673 \text{ Kg/cm}^2$$

## c) Sous charge horizontale transversale :

- Appui :  $\tau_{\text{HT}} = \frac{T_{\max}}{(2/3)A_{\text{semelle}}} = \frac{7515}{(2/3)(30 \times 2.4)} = 156.56 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_{\text{HT}} = 156.56 \text{ Kg/cm}^2$

- Au droit du moment Max :  $\tau_{\text{HT}} = \frac{T_i}{(2/3)A_{\text{ame}}} = \frac{3757}{(2/3)(30 \times 2.4)} = 78.27 \text{ Kg/cm}^2$

$$\longrightarrow \tau_{\text{HT}} = 78.27 \text{ Kg/cm}^2$$

## d) Sous charge horizontale longitudinale:

$$\tau_{\text{HL}} = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

## ➤ Remarque :

Puisque  $\sigma_{\text{HT}} = 1172.05 \text{ Kg/cm}^2$  est jugée exécutive, donc une poutre constituée (appelé poutre de frein) est nécessaire dans ce cas, pour empêcher au déversement de la poutre de roulement.

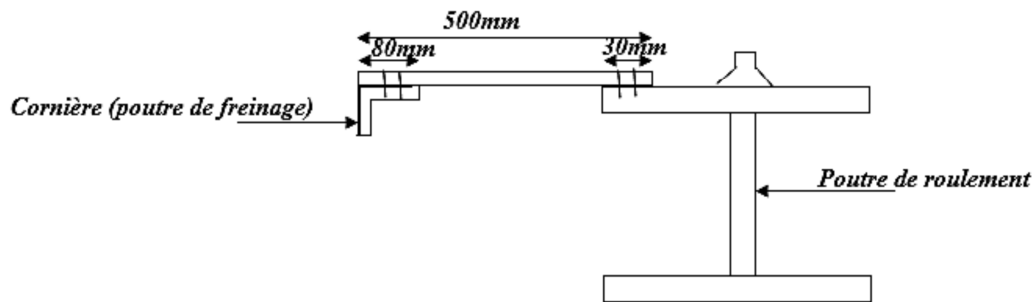


Figure V.7 : chemin en 2d de la poutre de roulement.

➤ **Redimensionnement de la cornière (poutre de freinage) :**

• **Charge permanâtes :**

Poids totale de tôle =  $\frac{1}{2} \times e_t \times e \times 1 \times 0.5$

$$G = \frac{1}{2} \times 7850 \times 6 \times 10^{-3} \times 0.5$$

$$G = 11.775 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 G L^4}{384 E I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 G L^4}{384 E f_{\max}} = \frac{5 \times 11.77 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3} = 31.54 \text{ cm}^4 \longrightarrow I_y = 31.54 \text{ cm}^4$$

On prendre une cornière **L 80x 80 x 5** :

$$I_y = 48.11 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 8.24 \text{ cm}$$

$$t_f = 5 \text{ mm}$$

$$I_z = 48.11 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 8.24 \text{ cm}$$

$$L = 80 \text{ mm}$$

$$A = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$P = 6.11 \text{ Kg/ml}$$

➤ **Vérification (avec le poids propre de L80 x 80 x 5) :**

$$\text{Avec: } G_s = 6.11 + 11.775 = 17.885 \text{ Kg/ml} \longrightarrow G_s = 17.885 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 G L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 17.88 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 48.11} = 2.96 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \implies \text{c'est vérifier.}$$

➤ **Calcul de la section résultante :**

• **Calcul le centre de gravite :**

$$\sum S_i = 7.79 + (0.6 \times 50) + (30 \times 2.4) + (17.6 \times 1.35) = 133.55 \text{ cm}^2$$

$$Z_G = \frac{\sum S_i \times Z_i}{\sum S_i} = \frac{1}{133.55} [(30 \times 2.4 \times 15) + (17.6 \times 1.35 \times 15) + (0.6 \times 50 \times 52) + (7.79 \times 73.)]$$

$$\longrightarrow Z_G = 26.70 \text{ cm}$$

- *Calcul de moment d'inertie / YY :*

$$I_{yy} = [(\frac{2.4 \times 30^3}{12} + (30 \times 24) (2670 - 15)^2) + ((\frac{17.6 \times 1.35^3}{12} + (2670 - 15)^2) + (\frac{0.6 \times 50^3}{12} + (0.6 \times 50) (2670 - 15)^2) + (4811 + 7.79) (2670 - 73)^2] = 60712.355 \text{ cm}^4$$

**Donc:  $I_{yy} = 60712.355 \text{ cm}^4$**

*Calcul Wely:*

$$W_{elz} = \frac{I_{yy}}{Z_G} \longrightarrow W_{elz} = \frac{60712355}{26.70} = 2273.87 \text{ cm}^3 \longrightarrow W_{elz} = 2273.87 \text{ cm}^3$$

- *Calcul  $\sigma_{HT}$  pour la section composée :*

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{max}}{W_{ellycom}} \longrightarrow \sigma_{HT} = \frac{845400}{227387} = 371.79 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \sigma_{HT} = 371.79 \text{ Kg/cm}^2$$

**V.5-Vérification de la poutre de roulement :**

**V.5.1-Vérification a la résistance :**

*a) Sous contrainte normale:*

$$1.35 \sigma_{p1} + 1.5 \sigma_{v1} \leq f_y \dots\dots\dots(1)$$

**AN:**

$$(1.35 \times 36.31) + (1.5 \times 1.15 \times 960.38) = 1705.674 \text{ Kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2$$

**1705.674 Kg/cm<sup>2</sup> < f<sub>y</sub> = 2350 Kg/cm<sup>2</sup> ..... c'est verifie.**

$$1.35 \sigma_{p1} + 1.5 (\sigma_{v1} + \sigma_{HT} + \sigma_{HL}) \leq f_y \dots\dots\dots (2)$$

**AN:**

$$1.35 \times 36.31 + 1.5(960.38 + 371.789 + 57.73) = 2133 \text{ Kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2$$

**2133 Kg/cm<sup>2</sup> < f<sub>y</sub> = 2350 Kg/cm<sup>2</sup> ..... c'est verifie.**

*b) Sous contrainte tangentielle :*

$$1.35 \tau_{p1} + 1.5 \tau_{v1} \leq 0.58 f_y \dots\dots\dots(1)$$

AN:

$$1.35 \times 14.70 + 1.5 \times 1.15 \times 518.1 = 913.57 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_y = 1363 \text{ Kg/cm}^2$$

**913.57 Kg/cm<sup>2</sup> < f<sub>y</sub> = 1363 Kg/cm<sup>2</sup>..... c'est vérifiée.**

$$1.35 \tau_{p1} + 1.5 (\tau_{v1} + \tau_{HT} + \tau_{HL}) \leq 0.58 f_y \dots \dots \dots (2)$$

AN:

$$1.35 \times 14.70 + 1.5 (518.1 + 0 + 156.56) = 1031.835 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_y = 1363 \text{ Kg/cm}^2$$

**1031.835 Kg/cm<sup>2</sup> < f<sub>y</sub> = 1363 Kg/cm<sup>2</sup>..... c'est vérifiée.**

**c) INTERACTION (contrant normale + contrainte tangentielle):**

On doit vérifier :

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 4 \tau_x^2} \leq f_y$$

Avec :  $\sigma_x = 1.35 \sigma_{p2} + 1.5 \emptyset \sigma_{v2} \longrightarrow \sigma_x = 1501.01 \text{ Kg/cm}^2$

$$\tau_x = 1.35 \tau_{p2} + 1.5 \emptyset \tau_{v2}$$

- *Calcule  $\tau_{p2}$  et  $\tau_{v2}$  :*

➤ *Sous charge poids propre(p):*

$$\tau_{p2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y} \longrightarrow \tau_{p2} = \frac{174.57 \times (2.4 \times 30 \times 18.8)}{1.35 \times 57680} = 3.035 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_{p2} = 3.035 \text{ Kg/cm}^2$$

➤ *Sous charge R<sub>v</sub> (réaction des galets (p) :*

$$\tau_{v2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y} \longrightarrow \tau_{v2} = \frac{12310 \times (2.4 \times 30 \times 18.8)}{1.35 \times 57680} = 213.99 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_{v2} = 213.99 \text{ Kg/cm}^2$$

**Donc :  $\tau_x = (1.35 \times 3.035) + (1.5 \times 1.15 \times 213.99) = 373.23 \text{ Kg/cm}^2$**

$$\tau_x = 373.23 \text{ Kg/cm}^2$$

**Donc :  $\sqrt{\sigma_x^2 + 4 \tau_x^2} = \sqrt{1501.01^2 + 4 \times 373.23^2} = 1676.375 \text{ Kg/cm}^2 \leq f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2$**

**1676.375 Kg/cm<sup>2</sup> ≤ f<sub>y</sub> = 2350 Kg/cm<sup>2</sup>..... c'est vérifier.**

V.5.2 - Vérification au voilement :

La vérification au voilement est nécessaire dans le cas suivants :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour les âmes sans raidisseurs} & \frac{d}{t_w} > 69 \varepsilon \\ \text{Pour les âmes avec raidisseurs} & \frac{d}{t_w} < 69 \varepsilon \sqrt{K_r} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_r = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{si } \frac{a}{d} < 1 \\ K_r = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{si } \frac{a}{d} \geq 1 \end{array} \right.$$

- Cas âme sans raidisseur :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 24}{13.5} = 26.07 < 69 \varepsilon = 69 \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

Donc : pas de vérification au voilement.

V.5.3 - Vérification à la flèche :

- Poids des galets A 75 = 56 Kg/ml
- Poids propre de HEB 400 = 155 Kg/ml
- Poids propre de la plaque = 11.77 Kg/ml

Donc :  $G = 56.6 + 155 + 11.77 = 223.37 \text{ Kg/ml} \longrightarrow G = 223.37 \text{ Kg/ml}$

V.5.3.1 - Flèche verticale :

a) Sous poids propre (G) :

$$f_g = \frac{5 G L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 223.37 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.03 \text{ cm} \longrightarrow f_g = 0.03 \text{ cm}$$

b) Sous charge  $R_{vmax}$  :

$$f_{RV} = \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L-e)[(3L^2 - (L-e)^2)]}{48 \times E \times I_y}$$

$$f_{RV} = \frac{28550}{2} \times \frac{(600-300)[(3 \times 600^2 - (600-300)^2)]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.729 \text{ cm} \longrightarrow f_{RV} = 0.729 \text{ cm}$$

**Donc:**  $F = f_{RV} + f_g \longrightarrow F = 0.729 + 0.03 = 0.75 < f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$

**F = 0.75 < f<sub>adm</sub> = 0.8 cm ..... c'est vérifier.**

**V.5.3.2 - Flèche horizontale :**

$$F_{HT} = \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L-e)[(3L^2 - (L-e)^2)]}{48 \times E \times I_z}$$

$$f_{HT} = \frac{43346}{2} \times \frac{(600-300)[(3 \times 600^2 - (600-300)^2)]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 10820} = 0.59 \text{ cm} \longrightarrow f_{HT} = 0.729 \text{ cm}$$

**Donc:**  $f_{HT} = 0.59 < f_{adm} = 0.8 \text{ cm ..... c'est vérifier.}$

**V.5.4 - Vérification a la fatigue :**

**On a :**  $\sigma_f$  = contrainte normale due a la température.

**Avec :**  $\sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

**V.5.4.1-Sous Contrainte normales :**

$$\sigma_p + \phi \sigma_v + \sigma_{HT} + \sigma_{HL} \leq \sigma_f$$

**AN:**

$$36.31 + 1.15 \times 960.38 + 371.789 + 57.73 = 1570.26 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_f = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$\longrightarrow$  **C'est vérifier.**

**V.5.4.2 - Sous Contrainte tangentielle :**

$$\tau_p + \phi \tau_v + \tau_{HT} + \tau_{HL} \leq 0.58 \sigma_f$$

**AN:**

$$14.70 + 1.15 \times 518.1 + 156.56 + 0 = 767.075 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0.58 \sigma_f = 928 \text{ Kg/cm}^2$$

$\longrightarrow$  **C'est vérifier.**

**V.5.4.3 - Sous Contrainte équivalente :**

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 + \sigma_y \sigma_z + 3 \tau^2} \leq \sigma_f$$

**Avec:**

$\sigma_y$ : contrainte due à la compression locale sur l'âme.

$\tau$  : contrainte tangentielle correspondant à la compression locale.

**a) Détermination de la contrainte de compression locale :**

$$\sigma_y = \frac{R_{vmax}}{L \times t_w}$$

**Où :** L : longueur fictive de réparation de la pression définie par le C.T.I.C.M comme suit:

$$L = 50 + 2 h_r$$

**Avec :** h<sub>r</sub> : hauteur de rail.

$$L = 50 + 2 \times 85 = 220 \text{ mm} = 22 \text{ cm} \longrightarrow L = 22 \text{ cm}$$

tw : l'épaisseur de l'âme.

$$\sigma_y = \frac{328.325}{22 \times 1.35} = 11.05 \text{ KN/cm}^2 \longrightarrow \sigma_y = 11.05 \text{ KN/cm}^2$$

**b) Détermination contrainte tangentielle correspondant à la compression locale :**

$$\tau = 0.2 \sigma_y = 0.2 \times 11.05 = 2.21 \text{ KN/cm}^2 \longrightarrow \tau = 2.21 \text{ KN/cm}^2$$

**c) Détermination contrainte normale :**

$$\sigma_z = 0.29 \text{ KN/cm}^2$$

Donc la contrainte équivalente :

$$\sigma_c = \sqrt{0.29^2 + 11.05^2 + (0.29 \times 11.05) + 3 (2.21)^2} = 11.56 \text{ KN/cm}^2$$

Donc:  $\sigma_c = 11.56 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_f = 16 \text{ KN/cm}^2$  ..... c'est vérifier.

*CHAPITRE VI*

*ETUDE  
DU  
PORTIQUE*

### VI.1-Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par la palée de stabilité, nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (portique auto stable), qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, exploitation, sismique et climatique) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'action les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses).Elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le portique constitue de fait un axe central, aussi bien pour l'étude que pour l'exploitation des ouvrages.

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT**, les notes de calcul sont données par famille. En s'intéressant pour chaque famille à l'élément le plus sollicité.

### VI.2 - Vue de la structure



Figure VI.1 : Vue du portique.

### VI.3 - Calcul du portique :

#### VI.3.1 - Propriétés des profilés :

• *Caractéristiques de la section:*

HEA 500		IPE 500	
Barre n° : 1    Section : HEA 500		Barre n° : 4    Section : IPE 500	
Dimensions :		Dimensions :	
HY [cm]	HZ [cm]	HY [cm]	HZ [cm]
30,0	49,0	20,0	50,0
Caractéristiques sectionnelles :		Caractéristiques sectionnelles :	
AX [cm <sup>2</sup> ]	IX [cm <sup>4</sup> ]	IY [cm <sup>4</sup> ]	IZ [cm <sup>4</sup> ]
197,54	336,00	86974,80	10367,10
Caractéristiques du matériau :		Caractéristiques du matériau :	
E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]
210000,0	80800,00	0,30	0,00
RO [kN/m <sup>3</sup> ]	Re [MPa]		
77,010	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 500	1A3	197,54	132,21	59,75	336,00	86974,80	10367,10
IPE 500	4A7	115,52	63,49	50,99	89,00	48198,50	2141,69

• *Nœuds*

Noeud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	Encastrement
2	0,0	8,00	
3	20,00	0,0	Encastrement
4	20,00	8,00	
5	40,00	0,0	Encastrement
6	40,00	8,00	
7	10,00	10,00	
8	30,00	10,00	

• *Barre*

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Type de barre	Élément de construction
1	1	2	HEA 500	ACIER S235	Poteau de rive	Barre
2	3	4	HEA 500	ACIER S235	Poteau de rive	Barre
3	5	6	HEA 500	ACIER S235	Poteau central	Barre
4	2	7	IPE 500	ACIER S235	Poutre	Barre
5	7	6	IPE 500	ACIER S235	Poutre	Barre
6	6	8	IPE 500	ACIER S235	Poutre	Barre
7	8	4	IPE 500	ACIER S235	Poutre	Barre

• *Matériaux*

Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m3]	Re [MPa]
Acier S235	210000,00	80800,00	0,30	0,00	77,010	235,00

• *Métre*

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]	Surf. peinture [m2]
ACIER S235						
HEA 500	3	8,00	155,12	1240,99	3723	50,63
IPE 500	4	10,20	90,72	925,32	3701	71,14
Total par section						
HEA 500	3	24,00	155,12	3722,96	3723	50,63
IPE 500	4	40,80	90,72	3701,27	3701	71,14
Jarret_1					374	7,71
Jarret_2					196	4,00
Totaux nets:					7995	133,48

• *Charge*

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
1:G	poids propre	1A7	' PZ Moins Coef=1,00
1:G	charge uniforme	4A7	' PZ=-0,347[kN/m]
1:G	charge uniforme	4A7	' PZ=-0,907[kN/m]
1:G	force nodale	2 4 6	' FZ=-2,964[kN]
1:G	force nodale	2 4 6	' FZ=-1,338[kN]
1:G	force nodale	2 4	' FZ=-2,238[kN]
1:G	force nodale	2 4	' FZ=-97,500[kN]
1:G	force nodale	6	' FZ=-195,000[kN]
2:Q	charge uniforme	4A7	' PZ=-0,444[kN/m]
2:Q	force nodale	2 4	' FZ=-75,000[kN]
2:Q	force nodale	6	' FZ=-150,000[kN]
3:W1	charge uniforme	4A7	' PZ=2,074[kN/m]
4:W2	charge uniforme	1 2	' PZ=-1,521[kN/m] local
5:S	charge uniforme	4A7	' PZ=-1,283[kN/m]

• *Combinaisons*

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
9 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.35+2*1.50
10 (C)	1.35(G+Q+S)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2+5)*1.35
11 (C)	1.35(G+Q+W1)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2+3)*1.35
12 (C)	1.35(G+Q+W2)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	(1+2+3)*1.35
13 (C)	G+1.5W1	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.00+3*1.50
14 (C)	G+1.5W2	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.00+4*1.35
15 (C)	G+W1	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+3)*1.00
16 (C)	G+W2	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+4)*1.00
17 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+2)*1.00
18 (C)	G+S	Combinaison linéaire	ELS	permanente	(1+5)*1.00
19 (C)	G+0.9(Q+S)	Combinaison linéaire	ELS	permanente	1*1.00+(2+5)*0.90
20 (C)	G+0.9(Q+W1)	Combinaison linéaire	ELS	permanente	1*1.00+(2+3)*0.90
21 (C)	G+0.9(Q+W2)	Combinaison linéaire	ELS	permanente	1*1.00+(2+4)*0.90
22 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+7)*1.00
23 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*1.00+7*-1.00
24 (C) (CQC)	G+Q+EZ	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2+8)*1.00
25 (C) (CQC)	G+Q-EZ	Combinaison linéaire	ACC	permanente	(1+2)*1.00+8*-1.00
26 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	1*0.80+7*1.00
27 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	1*0.80+7*-1.00
28 (C) (CQC)	0.8G+EZ	Combinaison linéaire	ACC	permanente	1*0.80+8*1.00
29 (C) (CQC)	0.8G-EZ	Combinaison linéaire	ACC	permanente	1*0.80+8*-1.00

• *Réactions (extrêmes globaux)*

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
<b>MAX</b>	37,952	598,508	183,790
<b>Noeud</b>	1	5	1
<b>Cas</b>	22 (C) (CQC)	10 (C)	22 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			
<b>MIN</b>	-37,829	-43,373	-183,264
<b>Noeud</b>	3	5	3
<b>Cas</b>	23 (C) (CQC)	3	23 (C) (CQC)

• *Déplacements (extrêmes globaux)*

	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
MAX	1,4	0,5	0,002
Noeud	4	8	2
Cas	22 (C) (CQC)	3	22 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-1,4	-1,3	-0,002
Noeud	2	8	4
Cas	23 (C) (CQC)	10 (C)	23 (C) (CQC)

• *Efforts (extrêmes globaux)*

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	598,508	48,030	183,790
Barre	3	6	1
Noeud	5	6	1
Cas	10 (C)	10 (C)	23 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-43,373	-48,030	-183,264
Barre	3	5	2
Noeud	5	6	3
Cas	3	10 (C)	22 (C) (CQC)

• *Contraintes (extrêmes globaux)*

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S min(My) [MPa]	Fx/Sx [MPa]
MAX	67,920	30,298	51,772	-0,000	30,298
Barre	3	3	1	3	3
Noeud	5	5	1	5	5
Cas	22 (C) (CQC)	10 (C)	23 (C) (CQC)	15 (C)	10 (C)
Mode					
MIN	-2,196	-45,634	0,000	-51,772	-2,196
Barre	3	3	3	1	3
Noeud	5	5	5	1	5
Cas	3	7	15 (C)	23 (C) (CQC)	3
Mode		CQC			

• *Chargement*

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	G	permanente	Statique linéaire
2	Q	d'exploitation	Statique linéaire
3	W1	vent	Statique linéaire
4	W2	vent	Statique linéaire
5	S	neige	Statique linéaire
6	Modale		Modale
7	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
8	EZ	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
9	1.35G+1.5Q	permanente	Combinaison linéaire
10	1.35(G+Q+S)	permanente	Combinaison linéaire
11	1.35(G+Q+W1)	permanente	Combinaison linéaire
12	1.35(G+Q+W2)	permanente	Combinaison linéaire
13	G+1.5W1	permanente	Combinaison linéaire
14	G+1.5W2	permanente	Combinaison linéaire
15	G+W1	permanente	Combinaison linéaire
16	G+W2	permanente	Combinaison linéaire
17	G+Q	permanente	Combinaison linéaire
18	G+S	permanente	Combinaison linéaire
19	G+0.9(Q+S)	permanente	Combinaison linéaire
20	G+0.9(Q+W1)	permanente	Combinaison linéaire
21	G+0.9(Q+W2)	permanente	Combinaison linéaire
22	G+Q+EX	permanente	Combinaison linéaire
23	G+Q-EX	permanente	Combinaison linéaire
24	G+Q+EZ	permanente	Combinaison linéaire
25	G+Q-EZ	permanente	Combinaison linéaire
26	0.8G+EX	permanente	Combinaison linéaire
27	0.8G-EX	permanente	Combinaison linéaire
28	0.8G+EZ	permanente	Combinaison linéaire
29	0.8G-EZ	permanente	Combinaison linéaire

VI.4- Calcul des poteaux et traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteau\_de\_rive  
L = 0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 23 G+Q-EX (1+2)\*1.00+7\*-1.00

**MATERIAU :**

ACIER S235 fy = 235.000 MPa fyb = 235.000 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.00 cm <sup>2</sup>	Az=74.72 cm <sup>2</sup>	Ax=197.54 cm <sup>2</sup>
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm <sup>4</sup>	Iz=10367.10 cm <sup>4</sup>	Ix=336.00 cm <sup>4</sup>
tf=2.3 cm	Wely=3549.99 cm <sup>3</sup>	Welz=691.14 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N.sd = 212.090 kN	My.sd = 183.790 kN*m	
Nc.rd = 4642.143 kN	Mply.rd = 928.034 kN*m	
Nb.rd = 2281.103 kN	Mny.rd = 928.034 kN*m	Vz.sd = -37.952 kN
		Vplz.rd = 1013.754 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :

Ly = 8.00 m      Lambda\_y = 0.81  
 Lfy = 16.00 m      Xy = 0.79  
 Lambda y = 76.25      ky = 1.00



en z :

Lz = 8.00 m      Lambda\_z = 1.18  
 Lfz = 8.00 m      Xz = 0.49  
 Lambda z = 110.43      kz = 0.99

**FORMULES DE VERIFICATION :**

My.sd/Mny.rd = 183.790/928.034 = 0.20 < 1.00 (5.23)  
 Nsd/(Xmin\*A\*fy/gM1)+ky\*My.sd/(Wply\*fy/gM1) = 0.29 < 1.00 (5.51)  
 Vz.sd/Vplz.rd = 0.04 < 1.00 (5.20)

**Profil correct !!!**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 2 Poteau\_de\_rive

**POINT :** 1

**COORDONNEE :** x = 0.00

L = 0.00 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 22 G+Q+EX (1+2+7)\*1.00

**MATERIAU :**

ACIER S235 fy = 235.000 MPa fyb = 235.000 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 500**

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.00 cm <sup>2</sup>	Az=74.72 cm <sup>2</sup>	Ax=197.54 cm <sup>2</sup>





**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :

$L_y = 8.00 \text{ m}$

$L_{fy} = 8.00 \text{ m}$

$\lambda_y = 38.13$

$\lambda_{y} = 0.41$

$X_y = 0.95$

$k_y = 1.04$



en z :

$L_z = 8.00 \text{ m}$

$L_{fz} = 8.00 \text{ m}$

$\lambda_z = 110.43$

$\lambda_z = 1.18$

$X_z = 0.49$

$k_z = 0.99$

**FORMULES DE VERIFICATION :**

$M_{y.sd}/M_{ny.rd} = 164.131/928.034 = 0.18 < 1.00 \text{ (5.23)}$

$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y / gM1) + k_y \cdot M_{y.sd} / (W_{ply} \cdot f_y / gM1) = 0.37 < 1.00 \text{ (5.51)}$

$V_{z.sd}/V_{plz.rd} = 0.03 < 1.00 \text{ (5.20)}$

**Profil correct !!!**

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 4 Poutre

**POINT :** 1

**COORDONNEE :** x = 0.00

L = 0.00 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 22 G+Q+EX (1+2+7)\*1.00

**MATERIAU :**

ACIER S235  $f_y = 235.000 \text{ MPa}$   $f_{yb} = 235.000 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 500**

$h = 100.0 \text{ cm}$

$b = 20.0 \text{ cm}$

$t_w = 1.0 \text{ cm}$

$t_f = 1.6 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$A_y = 64.00 \text{ cm}^2$

$I_y = 236344.37 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 4670.46 \text{ cm}^3$

$gM1 = 1.00$

$A_z = 98.74 \text{ cm}^2$

$I_z = 3212.64 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 321.26 \text{ cm}^3$

$A_x = 196.89 \text{ cm}^2$

$I_x = 131.82 \text{ cm}^4$

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

$N_{sd} = 27.122 \text{ kN}$

$N_{c.rd} = 4626.915 \text{ kN}$

$N_{b.rd} = 1882.327 \text{ kN}$

$M_{y.sd} = -128.278 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ely.rd} = 1097.557 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ny.rd} = 1097.557 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{b.rd} = 330.895 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{z.sd} = 27.247 \text{ kN}$

$V_{plz.rd} = 1339.624 \text{ kN}$

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$ID_{inf} = 10.20 \text{ m}$

$C1 = 2.11$

$C2 = 0.00$

$M_{cr} = 461.944 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$XLT = 0.30$

$kLT = 1.00$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

$L_z = 10.20 \text{ m}$

$L_{fz} = 5.10 \text{ m}$

$\lambda_z = 118.19$

$\lambda_z = 1.26$

$X_z = 0.41$

$k_z = 1.01$

**FORMULES DE VERIFICATION :**

$N_{sd}/(A \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{yd}) = 0.12 < 1.00 \quad (5.38)$   
 $N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_{y}/g_{M1}) + k_{y} \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{y}/g_{M1}) = 0.13 < 1.00 \quad (5.53)$   
 $N_{sd}/(X_{z} \cdot A \cdot f_{y}/g_{M1}) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_{y}/g_{M1}) = 0.40 < 1.00 \quad (5.54)$   
 $V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.02 < 1.00 \quad (5.20)$

*Profil correct !!!*

**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 5 Poutre

**POINT :** 3

**COORDONNEE :** x = 1.00

L = 10.20 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 10 1.35(G+Q+S) (1+2+5)\*1.35

**MATERIAU :**

ACIER S235 fy = 235.000 MPa fyt = 235.000 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 500**

h=100.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=64.00 cm <sup>2</sup>	Az=98.74 cm <sup>2</sup>	Ax=196.89 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=236344.37 cm <sup>4</sup>	Iz=3212.64 cm <sup>4</sup>	Ix=131.82 cm <sup>4</sup>
tf=1.6 cm	Wely=4670.46 cm <sup>3</sup>	Welz=321.26 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N.sd = 41.625 kN	My.sd = -166.828 kN*m	
Nc.rd = 4626.915 kN	Mely.rd = 1097.557 kN*m	
Nb.rd = 1882.327 kN	Mny.rd = 1097.557 kN*m	Vz.sd = -48.030 kN
		Vplz.rd = 1339.624 kN
	Mb.rd = 362.157 kN*m	

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

	C1 = 2.37	Mcr = 519.268 kN*m	kLT = 0.99
ID_inf=10.20 m	C2 = 0.00	XLT = 0.33	

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

Lz = 10.20 m	Lambda_z = 1.26
Lfz = 5.10 m	Xz = 0.41
Lambda z = 118.19	kz = 1.01

**FORMULES DE VERIFICATION :**

$N_{sd}/(A \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{yd}) = 0.16 < 1.00 \quad (5.38)$   
 $N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_{y}/g_{M1}) + k_{y} \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{y}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (5.53)$   
 $N_{sd}/(X_{z} \cdot A \cdot f_{y}/g_{M1}) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_{y}/g_{M1}) = 0.48 < 1.00 \quad (5.54)$   
 $V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.04 < 1.00 \quad (5.20)$

*profil correct !!!*

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 6 Poutre

**POINT :** 1

**COORDONNEE :** x = 0.00

L = 0.00 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 10 1.35(G+Q+S) (1+2+5)\*1.35

**MATERIAU :**

ACIER S235  $f_y = 235.000$  MPa  $f_{yb} = 235.000$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 500**

h=100.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=20.0 cm

Ay=64.00 cm<sup>2</sup>

Az=98.74 cm<sup>2</sup>

Ax=196.89 cm<sup>2</sup>

tw=1.0 cm

Iy=236344.37 cm<sup>4</sup>

Iz=3212.64 cm<sup>4</sup>

Ix=131.82 cm<sup>4</sup>

tf=1.6 cm

Wely=4670.46 cm<sup>3</sup>

Welz=321.26 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N.sd = 41.625 kN

My.sd = -166.828 kN\*m

Nc.rd = 4626.915 kN

Mely.rd = 1097.557 kN\*m

Nb.rd = 1882.327 kN

Mny.rd = 1097.557 kN\*m

Vz.sd = 48.030 kN

Vplz.rd = 1339.624 kN

Mb.rd = 362.157 kN\*m

Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

ID\_inf=10.20 m

C1 = 2.37

Mcr = 519.268 kN\*m

kLT = 0.99

C2 = 0.00

XLT = 0.33

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



0.5



en z :

Lz = 10.20 m

Lambda\_z = 1.26

Lfz = 5.10 m

Xz = 0.41

Lambda z = 118.19

kz = 1.01

**FORMULES DE VERIFICATION :**

$N_{sd}/(A \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{yd}) = 0.16 < 1.00$  (5.38)

$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_y \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_y/gM1) = 0.17 < 1.00$  (5.53)

$N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_y/gM1) = 0.48 < 1.00$  (5.54)

$V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.04 < 1.00$  (5.20)

**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 7 Poutre

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00

L = 10.20 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 22 G+Q+EX (1+2+7)\*1.00

MATERIAU :

ACIER S235 fy = 235.000 MPa fyt = 235.000 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 500

h=100.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=64.00 cm <sup>2</sup>	Az=98.74 cm <sup>2</sup>	Ax=196.89 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=236344.37 cm <sup>4</sup>	Iz=3212.64 cm <sup>4</sup>	Ix=131.82 cm <sup>4</sup>
tf=1.6 cm	Wely=4670.46 cm <sup>3</sup>	Welz=321.26 cm <sup>3</sup>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N.sd = 27.165 kN	My.sd = -128.107 kN*m	
Nc.rd = 4626.915 kN	Mely.rd = 1097.557 kN*m	
Nb.rd = 1882.327 kN	Mny.rd = 1097.557 kN*m	Vz.sd = -18.186 kN
	Mb.rd = 329.721 kN*m	Vplz.rd = 1339.624 kN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

	C1 = 2.10	Mcr = 459.854 kN*m	kLT = 1.00
ID_inf=10.20 m	C2 = 0.00	XLT = 0.30	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

Lz = 10.20 m	Lambda_z = 1.26
Lfz = 5.10 m	Xz = 0.41
Lambda z = 118.19	kz = 1.01

FORMULES DE VERIFICATION :

$$N_{sd}/(A \cdot f_{yd}) + M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_{yd}) = 0.12 < 1.00 \quad (5.38)$$

$$N_{sd}/(X_{min} \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_y \cdot M_{y, sd}/(W_{ely} \cdot f_y/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (5.53)$$

$$N_{sd}/(X_z \cdot A \cdot f_y/gM1) + k_{lt} \cdot M_{y, sd}/(X_{lt} \cdot W_{ely} \cdot f_y/gM1) = 0.40 < 1.00 \quad (5.54)$$

$$V_{z, sd}/V_{plz, rd} = 0.01 < 1.00 \quad (5.20)$$

Profil correct !!!

# *CHAPITRE VII*

*ETUDE*

*D'ES*

*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 de l'attache diagonale-poteau**

Soit à attacher la diagonale sur le poteau avec des boulons ordinaires M12 de classe 8.8, en utilisant des goussets.

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont :

$d = 10 \text{ mm}$  : diamètre de la partie non filetée de la vis.

$f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$  : la résistance à la rupture par traction des boulons.

Les caractéristiques du gousset sont :

$e_1 \geq 1.2d_0 = 14.4 \longrightarrow$  soit  $e_1 = 30 \text{ mm}$ .

$p_1 \geq 2.2d_0 = 26.4 \longrightarrow$  soit  $p_1 = 50 \text{ mm}$ .

$e_2 \geq 1.5d_0 = 18 \longrightarrow$  soit  $e_2 = 25 \text{ mm}$ .

$m = 2$  : nombre de plans de cisaillement.

$n = 2$  : nombre de boulons.

$d_0 = 12 \text{ mm}$  : diamètre de trou de boulon.

**Vérification au cisaillement des boulons**

On doit vérifier que :  $N_{sd1} \leq F_{vRd}$ ..... (EC03 tab 6.5.2)

$N_{sd} = 42.3035 \text{ KN} \longrightarrow N_{sd1} = F_{vSd} = \frac{N_{sd}}{m \times n} = 10.575 \text{ KN}$ .

$F_{vRd}$  : résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{vSd}$  : effort de cisaillement appliqué sur le boulon.

$F_{vRd} = 0.6 \frac{A \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 43 \text{ KN} > N_{sd1}$  .....condition vérifiée

**Vérification à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :

$F_{vSd} \leq F_{BRd} = 2.5 \alpha f_u \frac{d \times t}{\gamma_{Mb}}$

$F_{BRd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale.

$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min ( 0.83 ; 1.13 ; 2.22 ; 1 ) = 0.83$

$F_{BRd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 36 \times 12 \times 6}{1.25} = 43.02 \text{ KN} > N_{sd}$  .....condition vérifiée

**Vérification du gousset à la traction**

La résistance du gousset à la traction est donnée par :

$N_{t,Rd} = \min [ N_{pl,rd} ; N_u ; N_{net,rd} ] \geq N_{sd}$

$$N_{Pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 198.01 \text{ mm}^2$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} \geq N_{sd} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m2}}{0.9 \times f_u} + d_0.t = 296.81 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{sd} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} + d_0.t = 270.01 \text{ mm}^2$$


Si la surface de gousset A = t.b, telque :

b : largeur de la plaque.

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq \frac{198.01}{6} = 33 \text{ mm.} \\ b \geq \frac{296.81}{6} = 49.46 \text{ mm.} \\ b \geq \frac{198.01}{6} = 45 \text{ mm.} \end{array} \right. \quad \text{D'où on prend : } b \geq 49.46 \text{ mm.}$$

VII.3- Assemblages avec robot :



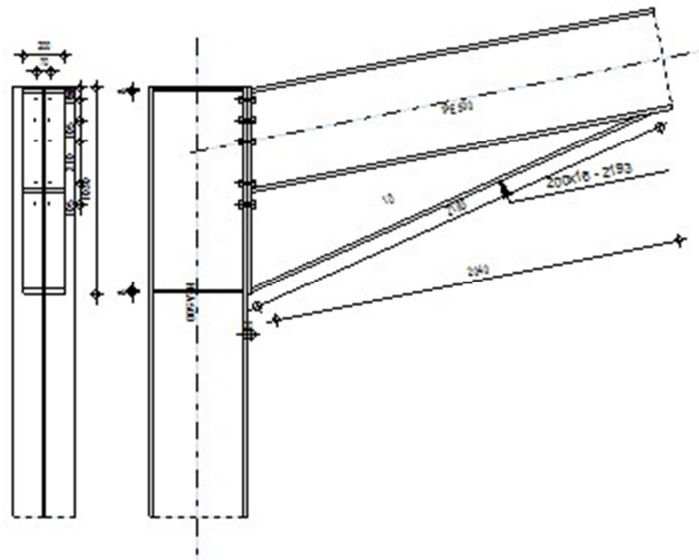
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

**Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau**

ENV 1993-1-1:1992

OK

Ratio  
**0,39**



**GENERAL**

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage : Angle de portique  
 Noeud de la structure : 4  
 Barres de la structure : 2, 7

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé : HEA 500

Barre N°: 2

 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER S235

 $f_{yc} = 235,000$  [MPa] Résistance**POUTRE**

Profilé : IPE 500

Barre N°: 7

 $\alpha = 11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER S235

 $f_{yb} = 235,000$  [MPa] Résistance**BOULONS** $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

 $F_{tRd} = 113,040$  [kN] Résistance du boulon à la traction $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons $h_1 = 58$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'aboutEcartement  $e_i = 70$  [mm]Entraxe  $p_i = 105;105;210;105$  [mm]**PLATINE** $h_p = 1030$  [mm] Hauteur de la platine $b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER S235

 $f_{yp} = 235,000$  [MPa] Résistance**JARRET INFERIEUR** $w_d = 200$  [mm] Largeur de la platine $t_{fd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile $h_d = 500$  [mm] Hauteur de la platine $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme $l_d = 2040$  [mm] Longueur de la platine $\alpha = 24,2$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER S235

 $f_{ybu} = 235,000$  [MPa] Résistance**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur** $h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur $b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER S235

 $f_{ysu} = 235,000$  [MPa] Résistance**Inférieur** $h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{ysu} = 235,000$  [MPa] Résistance

**SOUDES D'ANGLE**

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 12$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 8$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{rd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas : 30 : ELU /15/ 1\*1.33 + 2\*1.42 + 5\*1.42  
 $M_y = 143,314$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = -53,478$  [kN] Effort tranchant  
 $F_x = -31,866$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

**EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	953	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
2	848	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
3	743	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
4	533	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
5	428	249,745	0,000	0,000	0,000	113,040

$d_i$  – 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

$B_{tRd} = 113,040$  [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]  
 $M_y \leq M_{Rd}$  143,314 < 365,511 **vérifié** (0,39)  
 Effort tranchant admissible [J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]  
 $F_y \leq F_{Rd}$  53,478 < 527,869 **vérifié** (0,10)  
 Effort axial admissible [5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]  
 $F_x \leq N_{Rd}$  31,866 < 2467,970 **vérifié** (0,01)

**RESISTANCE DES SOUDES**

$A_w = 284,19$  [cm<sup>2</sup>] Aire de toutes les soudes  
 $A_{wy} = 134,06$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudes horizontales  
 $A_{wz} = 150,13$  [cm<sup>2</sup>] Aire des soudes verticales  
 $I_{wy} = 345234,72$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie du système de soudes par rapport à l'axe horiz.  
 $\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -16,772$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure  
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -16,772$  [MPa] Contraintes dans la soudure verticale  
 $\tau_{\parallel} = -3,562$  [MPa] Contrainte tangentielle  
 $\beta_w = 0,80$  Coefficient de corrélation  
 $\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{Mw})$  33,545 < 365,000 **vérifié** (0,09)

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	33,545 < 365,000	vérifié	(0,09)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{Mw})$	32,672 < 365,000	vérifié	(0,09)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	16,772 < 292,000	vérifié	(0,06)


**RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT**

$V_{pIRd} = 921,594$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

**RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} = 949,732$ [kN]	Résistance de calc. pour l'écrasement	[J.3.5.1.1]
$F_{bRd} = 0,000$ [kN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.5.1.3]
$F_{cwc} = 739,852$ [kN]	Compression de l'âme du poteau	[J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$F_{twc} = 949,732$ [kN]	Traction de l'âme du poteau	[J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$V_{wpRd} = 724,817$ [kN]	Cisaillement de l'âme du poteau	[J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]


**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,39



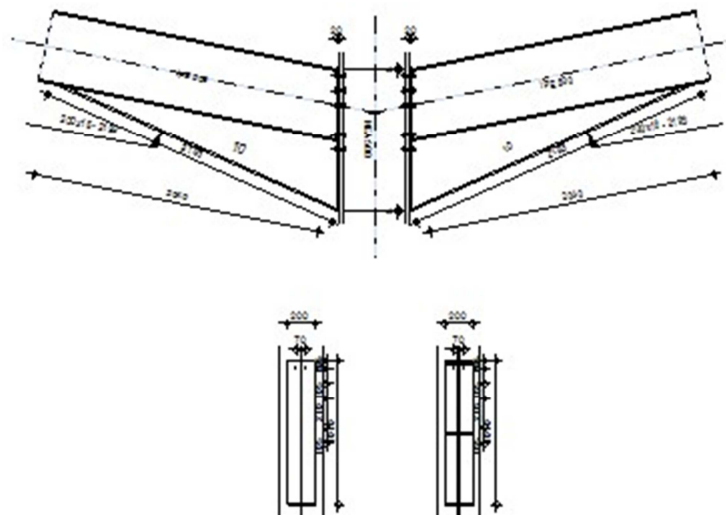
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

**Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau**

ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
**0,48**



**GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poteau - poutre - bilatéral  
 Noeud de la structure : 6  
 Barres de la structure : 3, 5, 6

**GEOMETRIE**

**POTEAU**

Profilé : HEA 500  
 Barre N°: 3  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yc} = 235,000$  [MPa] Résistance

**COTE DROITE**

**POUTRE**

Profilé : IPE 500  
 Barre N°: 5  
 $\alpha = 11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yb} = 235,000$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 113,040$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 58$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 105;105;210;105$  [mm]

**PLATINE**

$h_p = 1010$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yp} = 235,000$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 500$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 2040$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha = 24,2$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{ybu} = 235,000$  [MPa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU**

**Supérieur**

$h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER S235  
 $f_{ysu} = 235,000$  [MPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
Matériau : ACIER S235  
 $f_{ysu} = 235,000$  [MPa] Résistance

**COTE GAUCHE****POUTRE**

Profilé : IPE 500  
Barre N°: 6  
 $\alpha = -11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 500$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fb} = 200$  [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  
Matériau : ACIER S235  
 $f_{yb} = 235,000$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 113,040$  [kN] Résistance du boulon  
 $n_h = 2,00$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5,00$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 58$  [mm] Niveau du premier boulon  
Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 105;105;210;105$  [mm]

**PLATINE**

$h_p = 1010$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 $f_{yp} = 235,000$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$t_{fd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $\alpha = 24,2$  [Deg] Angle d'inclinaison  
Matériau : ACIER S235  
 $f_{ybd} = 235,000$  [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 : 30: ELU /15/  $1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42$   
 $M_{yR} = 169,322$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_{zR} = -56,079$  [kN] Effort tranchant  
 $F_{xR} = -31,866$  [kN] Effort axial

$M_{yL} = 169,322$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_{zL} = -56,079$  [kN] Effort tranchant  
 $F_{xL} = -31,866$  [kN] Effort axial

## RESULTATS

### COTE DROITE

#### EFFORTS PAR BOULON

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	933	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
2	828	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
3	723	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
4	513	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
5	408	249,745	0,000	0,000	0,000	113,040

$d_i$  – 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

$B_{tRd} = 113,040$  [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]
$M_y \leq M_{Rd}$	$169,322 < 356,056$ <b>vérifié</b> (0,48)
Effort tranchant admissible	[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]
$F_y \leq F_{Rd}$	$56,079 < 503,865$ <b>vérifié</b> (0,11)
Effort axial admissible	[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	$31,866 < 2467,970$ <b>vérifié</b> (0,01)

#### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 284,24$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures
$A_{wy} = 134,11$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales
$A_{wz} = 150,13$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales
$I_{wy} = 345288,85$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -19,455$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -19,455$ [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale
$\tau_{\parallel} = -3,735$ [MPa]	Contrainte tangentielle
$\beta_w = 0,80$	Coefficient de corrélation
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	$38,910 < 365,000$ <b>vérifié</b> (0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	$37,757 < 365,000$ <b>vérifié</b> (0,10)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	$19,455 < 292,000$ <b>vérifié</b> (0,07)

### COTE GAUCHE

#### EFFORTS PAR BOULON

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	933	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
2	828	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
3	723	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
4	513	118,768	226,080	118,768	226,080	113,040
5	408	249,745	0,000	0,000	0,000	113,040

- $d_i$  – 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

$B_{tRd} = 113,040$  [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]
$M_y \leq M_{Rd}$	169,322 < 356,056	vérifié	(0,48)
Effort tranchant admissible			[J.3.1.2 ENV 1993-1-1/pr A2]
$F_y \leq F_{Rd}$	56,079 < 503,865	vérifié	(0,11)
Effort axial admissible			[5.4.3, 5.4.4, 6.5.5, J.3.3]
$F_x \leq N_{Rd}$	31,866 < 2467,970	vérifié	(0,01)

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w =$	284,24	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	
$A_{wy} =$	134,11	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	
$A_{wz} =$	150,13	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	
$I_{wy} =$	345288,85	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	-19,455	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-19,455	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	
$\tau_{II} =$	-3,735	[MPa]	Contrainte tangentielle	
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	
$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	38,910 < 365,000		vérifié	(0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{Mw})$	37,757 < 365,000		vérifié	(0,10)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$	19,455 < 292,000		vérifié	(0,07)

**RESISTANCE DE LA ZONE EN CISAILLEMENT**

$V_{pIRd} = 921,594$  [kN] Résistance plastique pour le cisaillement [J.3.6]

**RESISTANCE DE LA ZONE COMPRIMEE**

$F_{cRd} =$	949,732	[kN]	Résistance de calc. pour l'écrasement	[J.3.5.1.1]
$F_{bRd} =$	0,000	[kN]	Résistance plastique pour le cisaillement	[J.3.5.1.3]
$F_{cwc} =$	739,852	[kN]	Compression de l'âme du poteau	[J.3.5.3 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$F_{twc} =$	949,732	[kN]	Traction de l'âme du poteau	[J.3.5.6 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]
$V_{wpRd} =$	724,817	[kN]	Cisaillement de l'âme du poteau	[J.3.5.2 ENV 1993-1-1:1992/pr A2]

**REMARQUES**

Raidisseur du poteau insuffisant.	8 [mm] < 10 [mm]
Entraxe des boulons trop grand.	210 [mm] > 180 [mm]
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	12 [mm] < 24 [mm]
Hauteur de l'encastrement trop grande.	1010 [mm] > 1000 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	10 [mm] < 10 [mm]

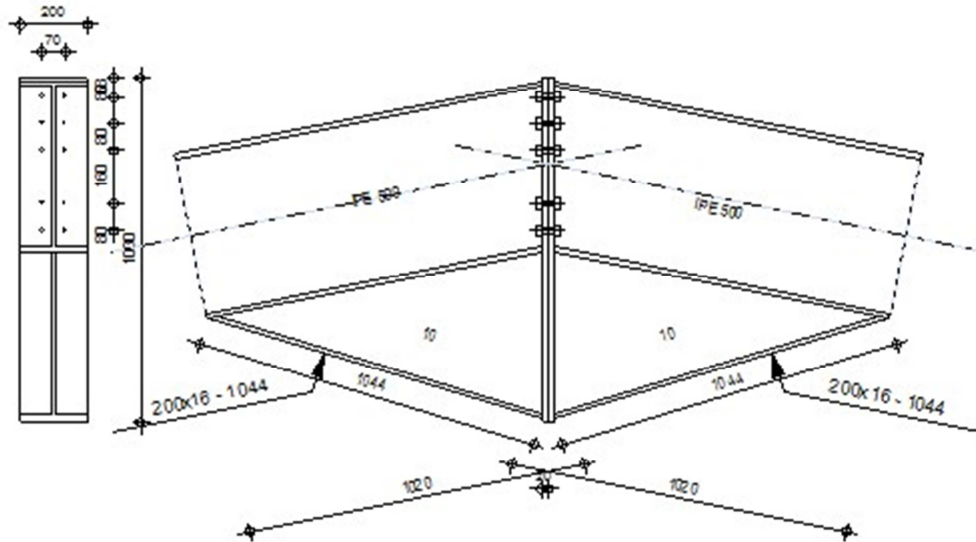
**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,48



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée  
**Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre**  
 ENV 1993-1-1:1992



Ratio  
**0,21**



**GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure : 8  
 Barres de la structure : 6, 7

**GEOMETRIE**

**COTE GAUCHE**

**POUTRE**

Profilé : IPE 500  
 Barre N°: 6  
 $\alpha = -168,7$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yb} = 235,000$  [MPa] Résistance

**COTE DROITE**

**POUTRE**

Profilé : IPE 500  
 Barre N°: 7  
 $\alpha = -11,3$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yb} = 235,000$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

d = 16 [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 113,040$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 58$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 80; 80; 160; 80$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 1030$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{ypr} = 235,000$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 500$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 1020$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha_{cd} = 16,7$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{ybu} = 235,000$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme  
 $a_r = 12$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{rd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas : 30: ELU /15/  $1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42$   
 $M_y = -52,913$  [kN\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = -13,457$  [kN] Effort tranchant  
 $F_x = -28,915$  [kN] Effort axial

**RESULTATS**

**EFFORTS PAR BOULON**

Nr	$d_i$	$F_{tRd}$	$F_{tfc}$	$F_{twc}$	$F_{tep}$	$B_{tRd}$
1	440	226,080	0,000	0,000	226,080	113,040
2	360	184,960	0,000	0,000	226,080	113,040
3	200	102,719	0,000	0,000	226,080	113,040
4	120	61,599	0,000	0,000	226,080	113,040
5	40	17,639	0,000	0,000	0,000	113,040

$d_i$  – 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



**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 500  
 Barre N°: 3  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 19753,80$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 869748000,00$  [mm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_{yc} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 810$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 450$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 50$  [mm] Epaisseur  
 Matériau : ACIER S235  
 $f_y = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**ANCRAGE**

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 42$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 44$  [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  
 $e_H = 680$  [mm] Ecartement  
 $e_V = 300$  [mm] Entraxe

**Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 50$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 140$  [mm]  
 $L_4 = 75$  [mm]

**Plaquette**

$l_{wd} = 720$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 450$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 30$  [mm] Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_s = 810$  [mm] Longueur  
 $h_s = 490$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 30$  [mm] Epaisseur

**SEMELLE ISOLEE**

L = 1900 [mm] Longueur de la semelle  
 B = 1300 [mm] Largeur de la semelle  
 H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} = 25000000,00$  [Pa] Résistance  
 $\sigma = 14166666,67$  [Pa] Résistance  
 n = 6,56 ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_s = 15$  [mm] Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas : 10: 1.35G+1.5Q 1\*1.35+2\*1.50  
 N = -249,012 [kN] Effort axial  
 $Q_y = -0,348$  [kN] Effort tranchant  
 $Q_z = 0,010$  [kN] Effort tranchant  
 $M_y = -0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS**

**PLATINE**

$F_{tRd} = 1250,173$  [kN] Résistance de la semelle  
 $M_{pl1Rd} = 30,04$  [kN\*m] Résistance de la platine à la flexion  
 $A_{eff} = 60341,05$  [mm<sup>2</sup>] Section efficace

$ N  \leq N_{Rd}$	$ -249,012  < 4471,557$	<b>vérifié</b>	(0,06)
$ M_y  \leq M_{Rd}$	$ 0,00  < 822,88$	<b>vérifié</b>	(0,00)

**BETON**

$f_j = 24845199,75$  [Pa] Contrainte maxi dans le béton  
 $y_0 = 129$  [mm] Zone comprimée

**ANCRAGE**

$N_t = -62,252$  [kN] Effort de traction dans la tige d'ancrage

Adhérence

$ N_t  \leq \pi \cdot d \cdot t_b \cdot (l_2 + 10 \cdot r - 5 \cdot d)$	$ -62,252  < 131,340$	<b>vérifié</b>	(0,47)
---	-----------------------	----------------	--------

Section

$ N_t  \leq 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / 1.25$	$ -62,252  < 967,680$	<b>vérifié</b>	(0,06)
--	-----------------------	----------------	--------

Section

$ T_z  \leq (f_y \cdot A_b) / 1.730000 + 0.3 \cdot N$	$ 0,003  < 563,983$	<b>vérifié</b>	(0,00)
---	---------------------	----------------	--------

$ T_y  \leq (f_y \cdot A_b) / 1.730000 + 0.3 \cdot N$	$ -0,087  < 563,983$	<b>vérifié</b>	(0,00)
---	----------------------	----------------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,47**

# *CHAPITRE VIII*

## *ETUDE SISMIQUE*

**VIII.1- Introduction**

Les actions sismiques sur un bâtiment se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent aux mouvements.

Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

La détermination de l'effort sismique sur la structure et le dimensionnement peut se faire par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.

**VIII.2- La méthode statique équivalente****VIII.2.1 - Condition d'application**

Selon le **(RPA 99 art 4.1.2)** nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure.

Vu que les conditions suivantes sont satisfaites :

- Régularité en plan et en élévation.
- Ouvrage en zone II avec une hauteur totale inférieure à 30 m.

**VIII.2.2 - Principe de la méthode**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que cette dernière présente une régularité en plan ce qui est notre cas.

**VIII.2.3 - Calcul de la force sismique totale**

D'après l'**art 4.2.3 de RPA 99/version 2003**, la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \left( \frac{A \times D \times Q}{R} \right) W$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la **Zone II** a et un **groupe d'usage 2**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

**D** : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3S \dots\dots\dots\text{Tableau.4.2 P38 RPA 99} \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \longrightarrow T \leq 3S \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par (**le tab4.7 p49 RPA99**). (**T<sub>2</sub> = 0.5**)

- Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

**ξ (%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau (4.2) ⇒ **ξ = 5%**

D'où : **η = 1 > 0.7 ⇒ η = 1**

**VIII.2.4 - Calcul de la période de la structure**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par les méthodes analytiques ou numériques.

**VIII.2.5 - Par la formule empirique**

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (**N**).

**h<sub>N</sub> = 10 m**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6

**C<sub>T</sub> = 0.05** ..... (**Tableaux 4.6 page 46 RPA V 2003**)

$$T = 0.05 \times (10)^{3/4} = 0.28$$

**T = 0.3 s**

➤ *Par la formule*

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0.09 \times 10}{\sqrt{54}} = 0.12 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 \times 10}{\sqrt{40}} = 0.14 \text{ s} \end{array} \right.$$

➤ *Calcul du T<sub>2</sub>*

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

**S3** → **T<sub>2</sub> = 0.5 s** ..... (Tableau 4.7 page 49 RPA V2003)

✓ *Sens longitudinal*

$$0 < T = 0.12 \text{ s} < T_2 \quad \text{donc} \quad D_x = 2.5 \quad \eta = 2.5$$

✓ *Sens transversal*

$$0 < T = 0.14 \text{ s} < T_2 \quad \text{donc} \quad D_y = 2.5 \quad \eta = 2.5$$

**D<sub>x</sub> = D<sub>y</sub>** donc on va faire un seul calcul pour **V**, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

**VIII.2.6 - Coefficient du comportement global de la structure (R)**

Pour le sens longitudinal (**sens X**) la structure est contreventée par palées triangulées en X  
**R = 4**

**VIII.2.7 - Facteur de qualité (Q)**

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ ..... (Formule 4.4 page 42 RPA V 2003)}$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
2. Redondance en plan	0	
3. Régularité en plan	0	
4. Régularité en élévation	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10

Tableau VIII.1 : Les critères q

$$\sum P_q = 0.2$$

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2 = 1.2 \quad \longrightarrow \quad Q = 1.2$$

VIII.3 - Calcul du poids de la structure W

W: poids total de la structure.

Avec:  $W = \sum W_i$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  .....Tableau 4.5 P 45 RPA 99

Avec :

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tab 4.5 P 45: ( $\beta = 0.4$ )

Les poids des différents éléments de la structure sont présentés dans le tableau VIII.2 :

Niveau 1			
Les éléments	profile	Poids (KN)	Σ totale
Couverture + accessoire	Sandwich	0.165	317.5178
Les pannes	IPE 140	4.128	
Les poteaux portiques	HEA 500	46.5	
Les lisses	UPE 160	20.88	
Les potelets	HEA 260	2.728	
Poutre au vent	L 45x45x5	0.8112	
Les stabilités	2L 30x30x4	1.2816	
Sablière	HEA 100	4.509	
Pont roulant	/	195	
Poutre de roulement	HEB 400	55.80	
Les traverses	IPE 500	36.28	
Bardage + accessoire	Sandwich	0.228	

Tableau VIII.2: Les Poids totaux de la structure.

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$W_G = 31.751 \text{ T}$$

$$\text{Et } W_Q = 30.0444 \text{ T}$$

$$\text{Et : } W = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow W_T = 61.795 \text{ T}$$

#### VIII.4 - La force sismique

$$W_T = 61.795 \text{ T}$$

On calcul la force sismique selon deux direction **X** et **Y** :

✓ *Direction X*

$$V_x = \left( \frac{A X D X Q}{R_x} \right) W_T = \left( \frac{0.1 X 2.5 X 1.04}{4} \right) X 61.795 = 401.66 \text{ KN}$$

$$V_x = 401.66 \text{ KN}$$

✓ *Direction Y*

$$V_y = \left( \frac{A X D X Q}{R_y} \right) W_T = \left( \frac{0.1 X 2.5 X 1.04}{3} \right) X 61.795 = 535.55 \text{ KN}$$

$$V_y = 535.55 \text{ KN}$$

#### VIII.5 - 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 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} V = F_t + \sum F_i & \\ F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{array} \right.$$

**Avec :**

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (**en secondes**). La valeur de  $F_t$  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 :**

$$\text{On a } T = 0.12 \text{ s} < 0.7 \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**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)
<b>Toiture</b>	31.751	10	317.51	401.66	401.66

L'effort tranchant au niveau de la toiture :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_k = 401.66 \text{ KN}$$

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)
<b>Toiture</b>	31.751	10	317.51	535.55	535.55

L'effort tranchant au niveau de la toiture :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_k = 535.55 \text{ KN}$$

**VIII.6 - Vérification de la stabilité de la structure selon le RPA99/V2003**

**VIII.6.1 - La période**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Selon l'analyse de structure par logiciel (**sap 2000 v 14**) à partir des formules empiriques

$$T = 0.37 \text{ s}$$

Nous avons la période tirée à partir du calcul numérique. Elle est égale à **T= 0.30 s**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$T + T_x \text{ 30\%} = 0.3 + 0.37 \times 0.3 = 0.41 > T \text{ (empirique) } 0.37 \text{ s}$$

Donc : **La condition est vérifiée**

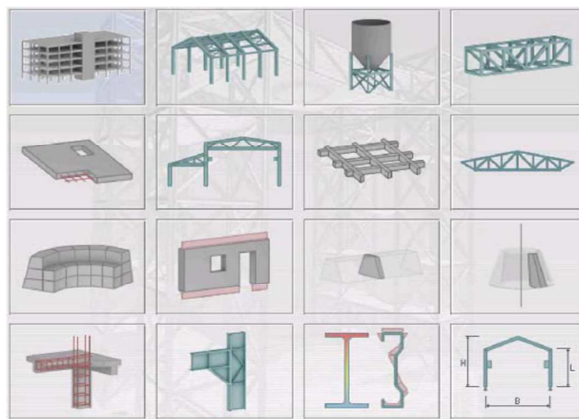
*DESCRIPTION*  
*LOGICIEL ROBOT*

### 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.



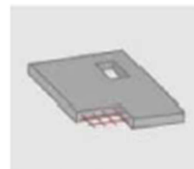
### 2. Les douze premières icônes servent à sélectionner le type de structure



Etude d'un Portique



Etude d'une Coque



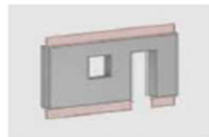
Etude d'une Plaque



Conception d'un bâtiment

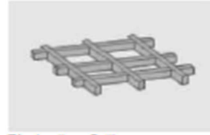


Etude d'un Treillis Plan



Etude en Contraintes Planes

La dernière ligne concerne :



Etude d'un Grillage



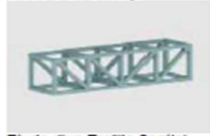
Etude en Déformations Planes



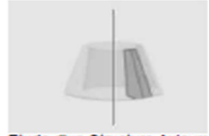
Dimensionnement des éléments des structures BA



Dimensionnement assemblages acier



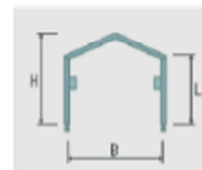
Etude d'un Treillis Spatial



Etude d'un Structure Axisym.



Etude des profils des barres (pleins ou a parois minces)



Création d'une structure type simple



Etude d'un Portique Spatial



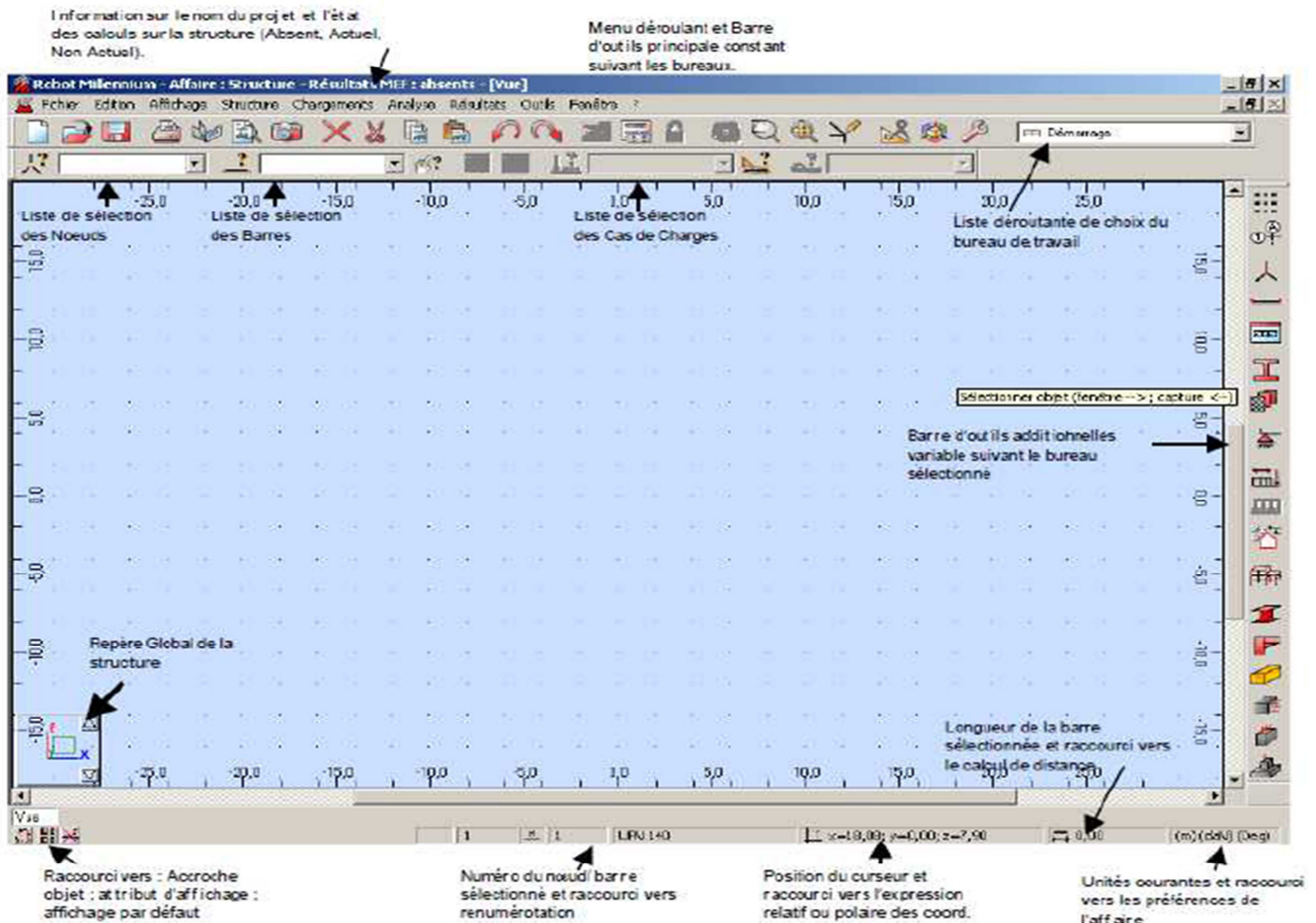
Modélisation en Volumiques

## 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.

## Description logiciel ROBOT

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.

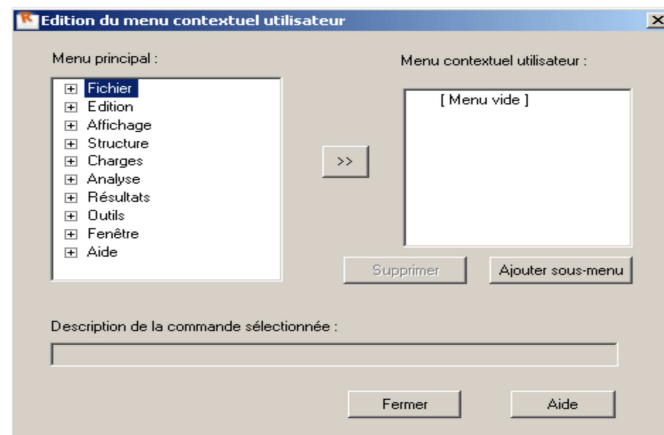
Par exemple, la figure ci-dessous représente le menu contextuel qui s'ouvre après un clic sur la zone graphique du bureau **Démarrage**.



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.

## Description logiciel ROBOT

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.

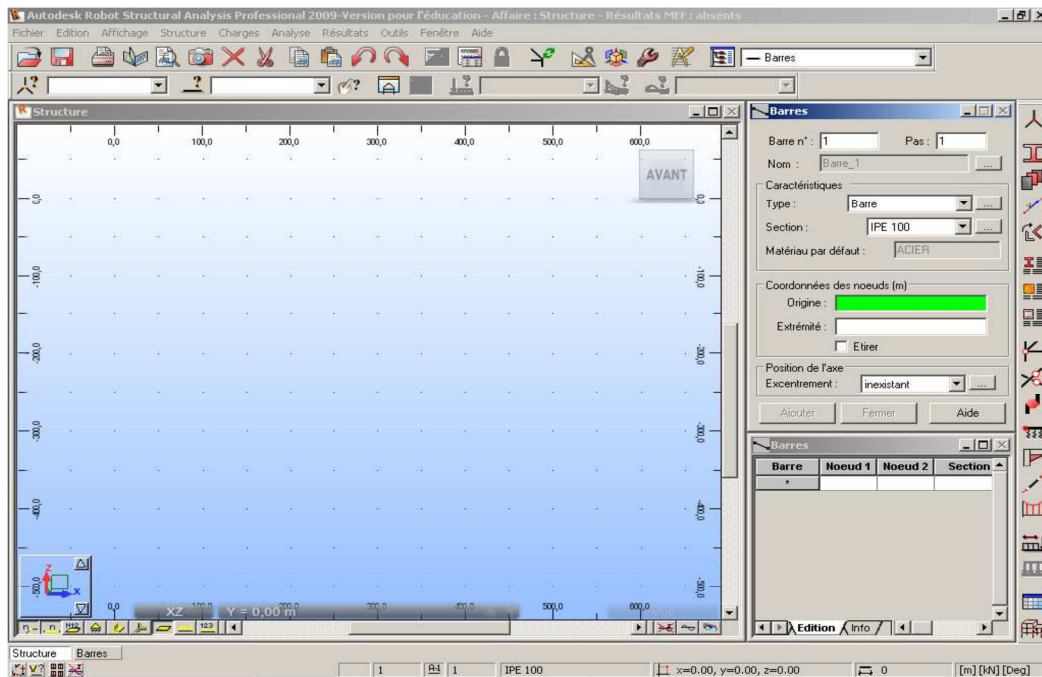
Néanmoins, les fenêtres ne sont pas protégées contre le déplacement ou la réduction. Si vous êtes loin de la configuration initiale de votre bureau, vous pouvez donc réinitialiser la configuration par défaut du bureau en allant dans le menu déroulant **Outils/Personnaliser/Réinitialiser** à partir du 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.

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 ».

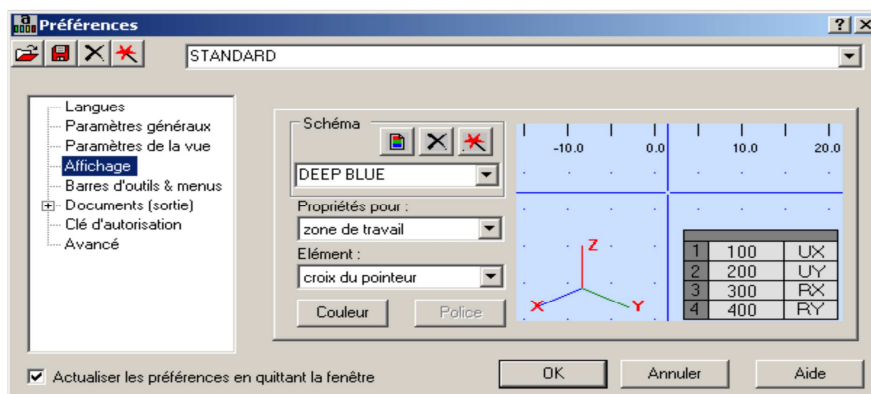
La personnalisation vous permet de changer le nom sur la CLE et non uniquement sur le poste de travail, ce nom apparaît à chaque démarrage de **ROBOT** et correspond au nom d'utilisateur apparaissant par défaut sur les notes de calcul.

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 du 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.

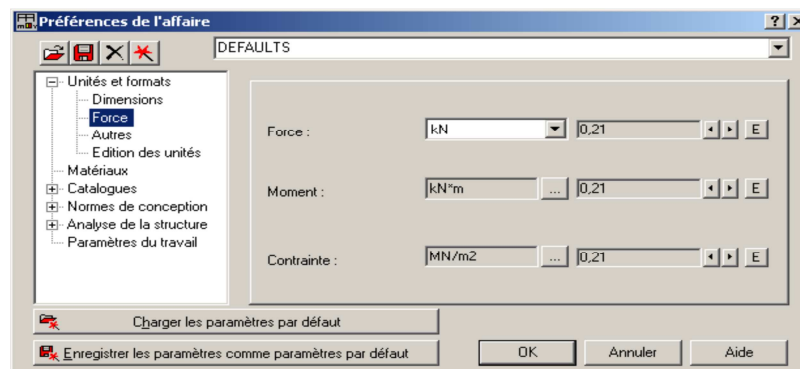
Tout comme les Préférences, vous y accéder dans le menu déroulant Outils. Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de Forces, Dimensions et Normes.

#### ➤ 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.

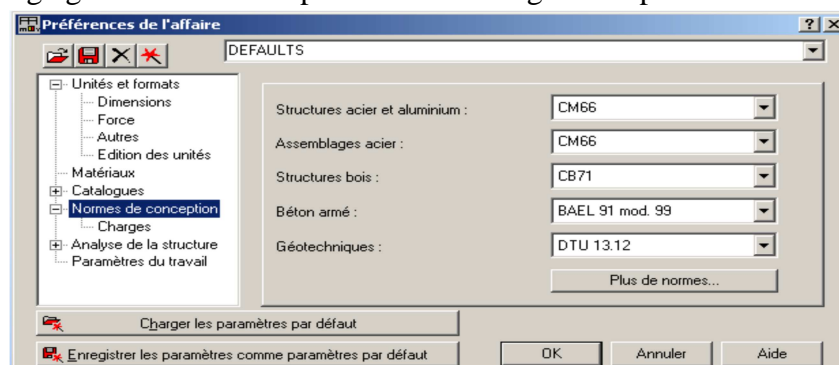
En outre, nous assimilons le déca Newtons aux kilogrammes ( $1 \text{ daN} = 1 \text{ kg}$ ), alors qu'en toute rigueur  $1 \text{ daN} = 1.02 \text{ kg}$  (car  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ). L'erreur commise, de 2%, est négligeable, compte tenu de la précision générale des calculs.

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.



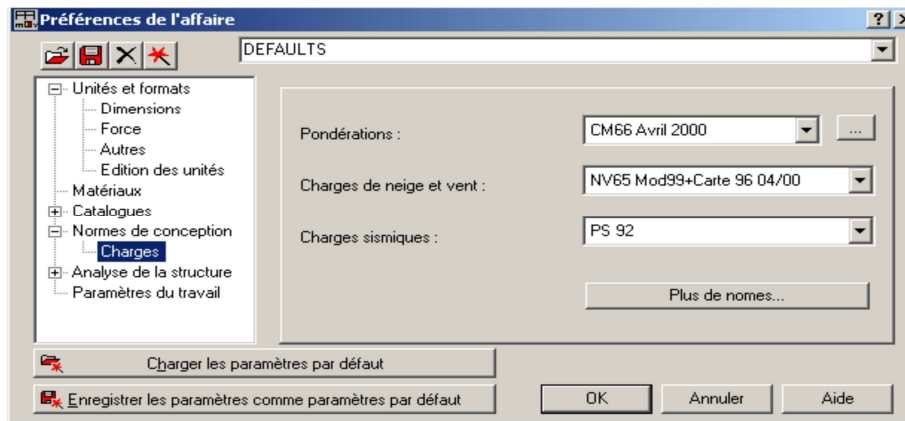
#### ➤ Réglage des normes

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après :



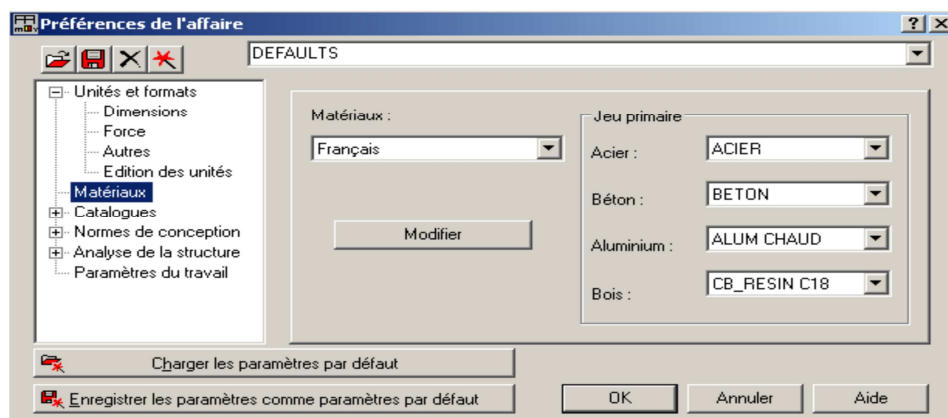
**Attention :** le chapitre **Norme de conception** cache une sous-arborescence que vous pouvez afficher en cliquant sur le petit +.

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

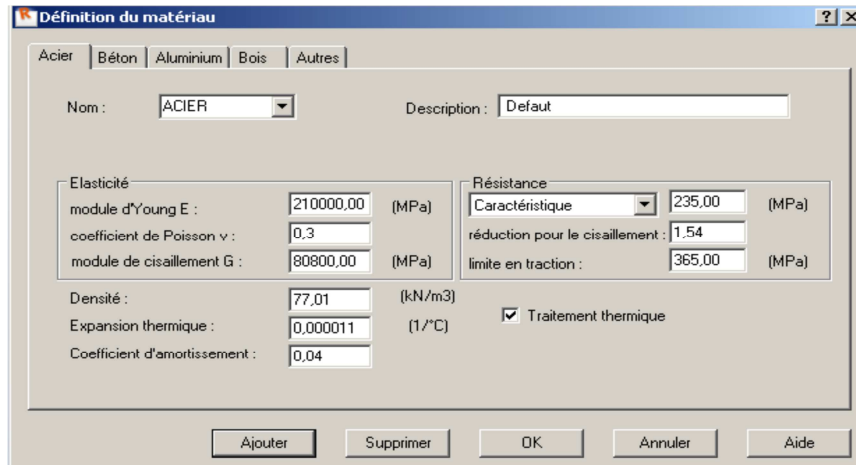
La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :  
Pour consulter :



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**.

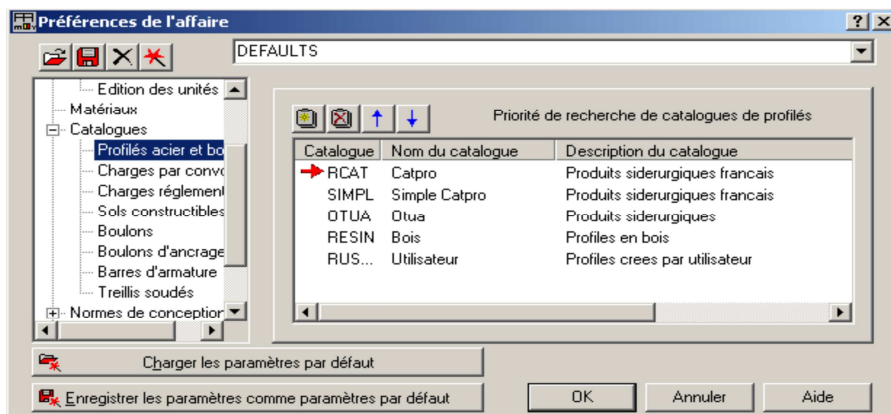
Il suffit alors de consulter ou de modifier les données en faisant **Ajouter** pour valider les modifications.

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*

---

### *Conclusion générale*

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Nous avons étudié dans ce projet une structure métallique, et nous avons connus l'effet des conditions aux limites et leurs influences sur la stabilité des éléments d'ensembles.

Dans ce cas, nous avons pu connaître les actions les plus extrême à prendre au sérieux, qui sont l'action de vent qui est le cas défavorable sur le portique, et l'effort sismique qui est très important au niveau des palées de stabilité, ce qui a engendré des effets d'arrachement assez important au niveaux des fondations.

La bonne maîtrise des codes de calcul et les logiciels comme **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** sont très important pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Notons enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce travail sera un bon guide pour les promotions futures.

En perspective, ce travail peut être amélioré en considérant l'effet de la température et le choix des matériaux de bardage.

## *Recherche Bibliographie*

---

- [1]. Règles Neige et Vent « RNV.1999 » 2ème Edition, Centre National d'Études et de recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2005.
- [2]. Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 / Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
- [3]. Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Éditions Eyrolle, Paris, 1996
- [4]. DTR BC-2.44 (Règles de conception et de calcul des structures en acier) CCM97.
- [5]. CTICM (centre technique industriel en construction métallique)
- [6]. Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », édition Eyrolles, Paris, sixième tirage 2005
- [7]. Volume 11 charpentes métalliques, « Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments » Manfred A. Hirt et Michel Cricinel.
- [8]. Lahlou Dehmani (calcul des structure métallique selon l'EC3/Edition Eyrolles Paris, 2005).
- [8]. Aide mémoire de fin d'étude.

➤ **LOGICIELS**

- ❖ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010
- ❖ AutoCAD 2009 – Français.
- ❖ Tekla Structures 19.0

## Listes des Figures et Tableau

---

### Liste des figures :

<b>Figure I.1</b> : Schéma illustrant le laminage des tôles métalliques .....	4
<b>Figure I.2</b> : phase principal du laminage a chaud .....	4
<b>Figure I.3</b> : Produits longs formés à froid .....	5
<b>Figure I.4</b> : Vue en perspective 3D .....	11
<b>Figure I.5</b> : Vue sur pignon .....	11
<b>Figure I.6</b> : Vue sur le long pan .....	11
<b>Figure I.7</b> : Vue en plan toiture .....	12
<b>Figure I.8</b> : Vue en coupe sur pignon.....	12
<b>Figure I.9</b> : Vue en coupe sur le long pan .....	12
<b>Figure II.1</b> : vue de hangar.....	13
<b>Figure II.2</b> : valeurs des $C_{pe}$ pour les parois verticales .....	17
<b>Figure II.3</b> : valeurs des $C_{pe}$ pour les parois verticales .....	17
<b>Figure II.4</b> : Légende pour les toitures à un versant .....	18
<b>Figure II.5</b> : légende relative aux murs verticaux .....	20
<b>Figure II.6</b> : valeurs des $C_{pe}$ pour les parois verticales vent perpendiculaires au long pan .....	20
<b>Figure II.7</b> : zone de pression pour la toiture.....	21
<b>Figure III.1</b> : Détail de panneau sandwich couverture.....	26
<b>Figure III.2</b> : Disposition de la panne sur la toiture.....	27
<b>Figure III.3</b> : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes .....	28
<b>Figure III.4</b> : Schéma statique de la poutre équivalente .....	29
<b>Figure III.5</b> : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige .....	30
<b>Figure III.6</b> : Représentation de cisaillement de la panne .....	34
<b>Figure III.7</b> : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure .....	35
<b>Figure III.8</b> : Coupe transversale de l'échantignole .....	37
<b>Figure III.9</b> : détail de panneau sandwich bardage.....	39
<b>Figure III.10</b> : Disposition de la lisse sur le poteau .....	40
<b>Figure III.11</b> : Disposition des potelets .....	45
<b>Figure IV.1</b> : schéma des poutres au vent .....	50
<b>Figure IV.2</b> : Palées de stabilité en verticale.....	54
<b>Figure IV.3</b> : Schéma statique de la poutre sablière.....	57
<b>Figure V.1</b> : Schéma 2D du pont roulant.....	60
<b>Figure V.2</b> : Schéma 3D du pont roulant.....	60
<b>Figure V.3</b> : La longueur de travée sur deux appuis simple.....	62
<b>Figure V.4</b> : les caractéristiques de rail de pont .....	64
<b>Figure V.5</b> : les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement .....	65
<b>Figure V.6</b> : les forces horizontale et verticale appliquée sur la poutre de roulement .....	65
<b>Figure V.7</b> : chemin en 2D de la poutre de roulement .....	69
<b>Figure VI.1</b> : vue de portique .....	75

## *Listes des Figures et Tableau*

---

### *Liste des tableaux :*

<i>Tableau II.1</i> : valeurs de surface et de $C_{pe}$ de chaque zone de parois vertical .....	17
<i>Tableau II.2</i> : valeurs des $C_{pe}$ pour les toitures .....	18
<i>Tableau II.3</i> : Pression sur les parois verticales – Direction de vent V1 .....	19
<i>Tableau II.4</i> : Pression sur la toiture – Direction de vent V1 .....	19
<i>Tableau II.5</i> : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire .....	20
<i>Tableau II.6</i> : valeurs de surface et de coefficient $C_{pe}$ de chaque zone de la toiture.....	21
<i>Tableau II.7</i> : Pression sur les parois verticales – Direction de vent V2 .....	22
<i>Tableau II.8</i> : Pression sur la toiture – Direction de vent V2 .....	22
<i>Tableau II.9</i> : Pression sur les parois verticales – Direction de vent V3 .....	23
<i>Tableau II.10</i> : Pression sur la toiture – Direction de vent V3 .....	23
<i>Tableau II.11</i> : Pression sur les parois verticales – Direction de vent V4 .....	24
<i>Tableau II.12</i> : Pression sur la toiture – Direction de vent V4 .....	24
<i>Tableau III.1</i> : Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	27
<i>Tableau III.2</i> : détail de panneau sandwich bardage39	
<i>Tableau III.3</i> : le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.....	40
<i>Tableau III.4</i> : Coefficients de flambement correspondant à la section .....	47
<i>Tableau IV.1</i> : valeurs des efforts dans les diagonales.....	55
<i>Tableau V.1</i> : Caractéristiques géométriques des ponts roulants .....	60
<i>Tableau V.2</i> : Caractéristiques des ponts roulants.....	60
<i>Tableau V.3</i> : Les coefficients et classement de pont roulant .....	61
<i>Tableau V.4</i> : Les réactions Max et Min .....	62
<i>Tableau VI.1</i> : caractéristiques des sections.....	76
<i>Tableau VIII.1</i> : les critères q .....	104
<i>Tableau VIII.2</i> : les Poids totales de la structure .....	104