

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'Enseignement supérieur  
et de la Recherche Scientifique*

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia  
Faculté de Technologie



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

Département de GENIE CIVIL



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

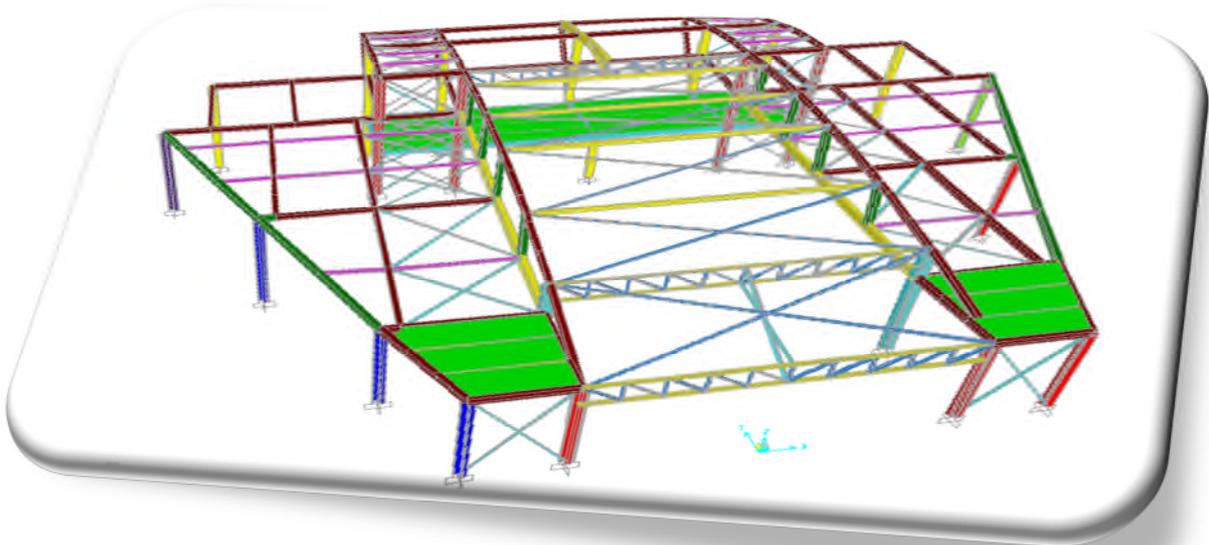
En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Constructions métalliques

Matériaux et structure

### THÈME

## ETUDE D'UN AUDITORIUM EN CONSTRUCTION MÉTALLIQUE



Présenté par:

M<sup>r</sup>. SACI Nabil  
M<sup>elle</sup> LAGGOUN Nadia

Encadré par :

M<sup>r</sup>. BECHEUR .A/H

Jury: M<sup>r</sup>. Hazzame  
M<sup>r</sup>. Serikma

Promotion 2013-2014

## **Remerciements**

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M<sup>r</sup> BECHEUR A/H, qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet, aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire . Ainsi nous remercions M<sup>r</sup> SACI Azdine, M<sup>r</sup> Mouloude pour leur soutien et leur orientation.*

*Nous remercions aussi tous nos amis sans exception pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

# Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime :

Ma chère mère, que je ne cesse de remercier pour tout ce qu'elle m'a donné.

Et la je réussis pour elle ,merci maman pour tout.

Mon cher père omar, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études.

Surtout mon très cher papa razik, qui a toujours été à mes côtés et également à ma chère chida  
Je le dédie aussi à :

À la mémoire de mon très cher grand-père.

Ma très chère grand-mère mama bouha .

Mes adorables sœurs Lila, Radia, Zahra, Mina et tounes.

Mes très chers frères hamou et Abdellah .

À une très personne que j'estime très fort et qui compte énormément dans ma vie Slou,

À toutes mes tentes et tous mes oncles

Mes cousins et cousines .

Mon binôme et ami Nabil a qui je souhaite que du succès et à toute sa famille .

Tous mes amis(es) en particulier Khadidja, Nawal, Lila, sadiki, Hassan, Aminz, Abdel, Fatima, zahra, ainsi que toute la promotion génie civil(2014).

L.Nadia

# CHAPITRE I

## Généralité

### I.1. Matériaux utilisés :

Les structures métalliques se composent de matériaux qui jouent un rôle important dans la résistance des constructions. Le choix de ces derniers est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### I.2. L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un faible taux de carbone qui ne dépasse pas généralement 1%. Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- ✓ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- ✓ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

#### I.2.1. Propriétés des profilés laminés :

##### i – Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro code 03.

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	fy(N/mm2)	fu(N/mm2)	fy(N/mm2)	fu(N/mm2)
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

**Tableau I.1 :** Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (CCMA97, tableau 3.1)

**ii – Ductilité ( § 3.2.2.3 CCMA97 ) :**

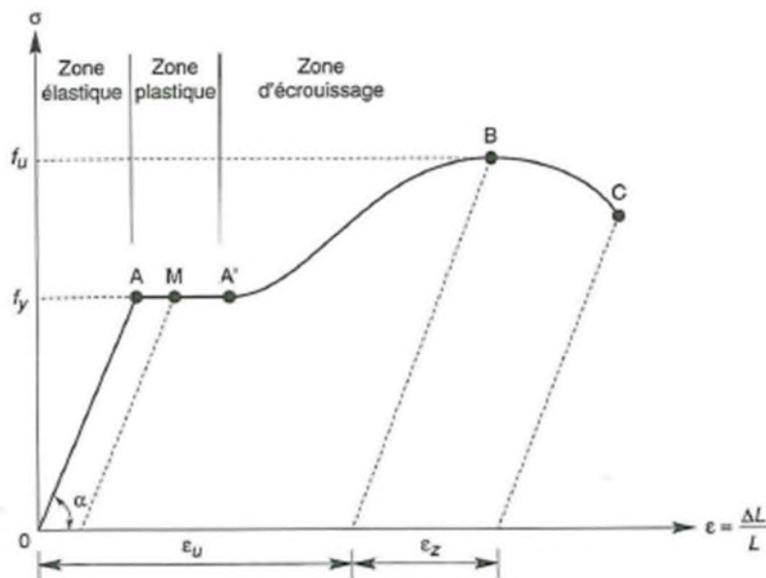
Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- ✓ Le rapport  $f_u/f_y$  de la résistance à la traction minimale spécifiée au  $f_u$  sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée  $f_y$  doit être supérieur à 1,2.
- ✓ Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime  $\epsilon$  correspondant à  $f_u$  représente au moins 20 fois la déformation élastique  $\epsilon_y$  correspondant à  $f_y$ .
- ✓ L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de  $5,65 \sqrt{A_0}$  doit être supérieur à 15%,  $A_0$  étant l'aire initiale de la section transversale.

Il est possible de considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au **Tableau I.1**, en particulier, satisfont à ces conditions.

**iii– Propriétés mécaniques ( § 3.2.3 CCMA97 ) :**

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$
- Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\rho = 12 \times 10^{-6}$  par  $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$



**Figure I.1:** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

**I.2.2 Propriétés des armatures de construction :**

**i – Resistance :**

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Euro code (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

**ii – Ductilité :**

La ductilité est la capacité des matériaux de se déformer plastiquement lors des efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$$\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$$

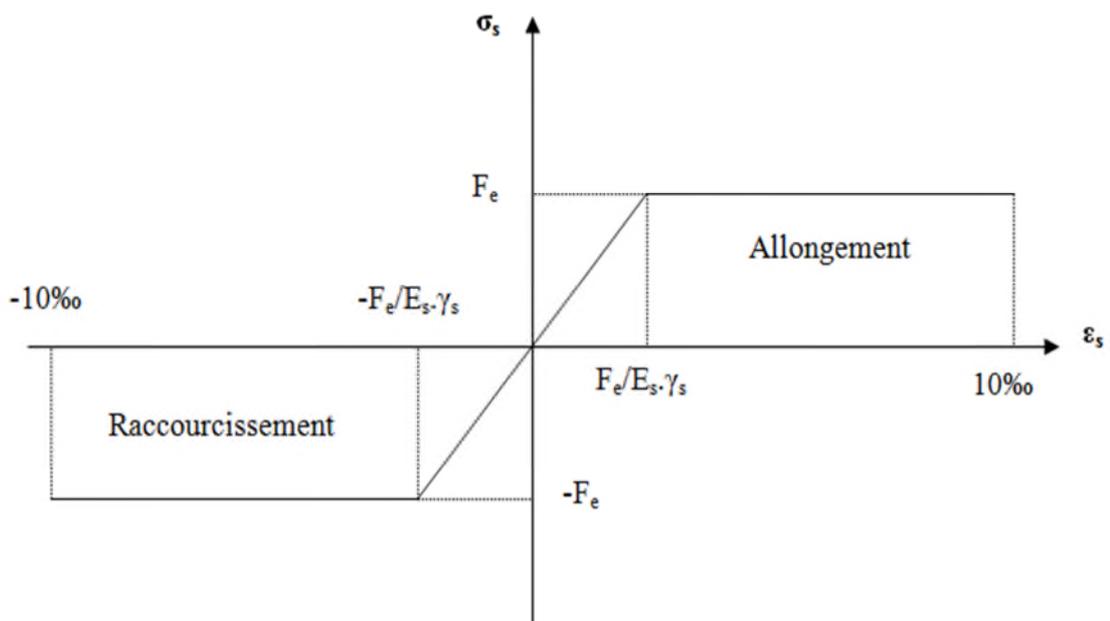
- A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%, avec :

$A_0$  : étant la section transversale initiale de l'élément considéré

**iii – Propriétés mécaniques :**

Les propriétés mécaniques sont les mêmes que celles données dans la partie **I.1.1.iii.**

- **Diagramme contrainte- déformation de l'acier :**



**Figure I.2:** Diagramme contrainte déformation de l'acier.

**I.3 La couverture :**

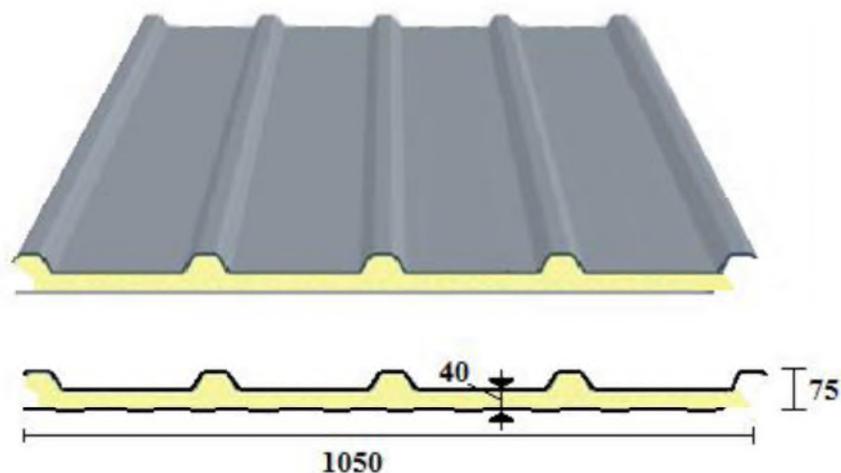
La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une lame en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs ont plusieurs avantages :

- - L'isolation et l'étanchéité.
- - Une bonne capacité portante.
- - Un gain de temps appréciable au montage.

Il s'avère que leurs inconvénients se trouvent au niveau de l'étanchéité des joints.



**Figure I. 3:** Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

**I.4 Le béton :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau de gâchage et d'éventuels adjuvants pour en modifier les propriétés. Le béton est aussi un matériau économique qui résiste bien à la compression. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

**I.4.1 Composition du béton :**

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, qui déterminé par l'usage auquel il est destiné. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et d'autres facteurs extérieurs, tels que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

- **D'un liant hydraulique (ciment) :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépend des proportions de calcaire et d'argile, de la température de cuisson du mélange.

- **Des granulats :**

**Gravier :** constitués par des grains rocheux dont la grosseur varie selon des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.

**Sable :** constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit contenir d'avantages de gros grains que des petits.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant
- D'adjuvants : c'est des produits chimiques ajoutés au mélange pour améliorer une qualité bien précise.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPA) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réactions chimiques avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

#### **I.4.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

##### **i – Masse volumique :**

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m<sup>3</sup> ;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m<sup>3</sup> ;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m<sup>3</sup> ;
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m<sup>3</sup> ;

##### **ii – Retrait :**

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

**iii – Fluage :**

Le fluage est un phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté  $\sigma_0$ ) pendant une durée infinie. Notamment, il est en fonction des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

**I.5 Règlements utilisés :**

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **RNV A99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCMA97, Euro code 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Euro code 3.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

## CHAPITRE II

### *Présentation de l'ouvrage*

#### **II.1 Introduction :**

Notre projet consiste à l'étude d'un auditorium de forme elliptique en charpente métallique, de groupe d'usage (2) selon le règlement (RPA99 V2003).

#### **II.2 Etude de sol :**

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

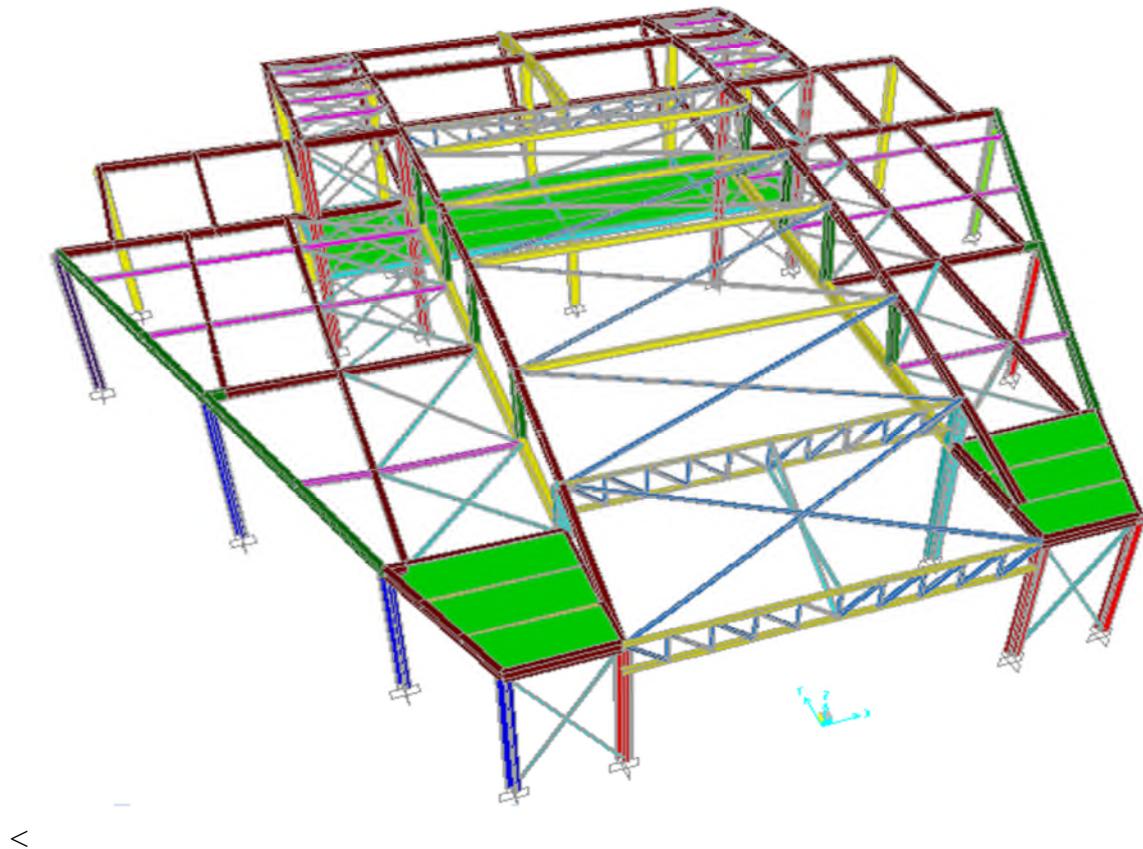
- La contrainte admissible du sol tirée de la portance (annexe I)  
 $\sigma_{adm} = 1.8 \text{ bar.}$
- Profondeur minimale d'ancrage égale à 2 m par rapport à la cote du terrain naturel.

#### **II.3 Situation :**

Ce projet sera implanté dans la commune d'Amizour wilaya de Bejaia, au lieu-dit chouyou qui est une zone classée selon le RPA99/version2003 comme zone sismicité (IIa).

Amizour est situé sur un terrain en pente :

- Couche végétale.
- Argile caillouteuse.
- Argile marneuse à marnes argileuses.
- Tufs andésitiques très compactes.



**Figure II.1 :** Vue d'ensemble du projet.

## **II.4 Caractéristiques :**

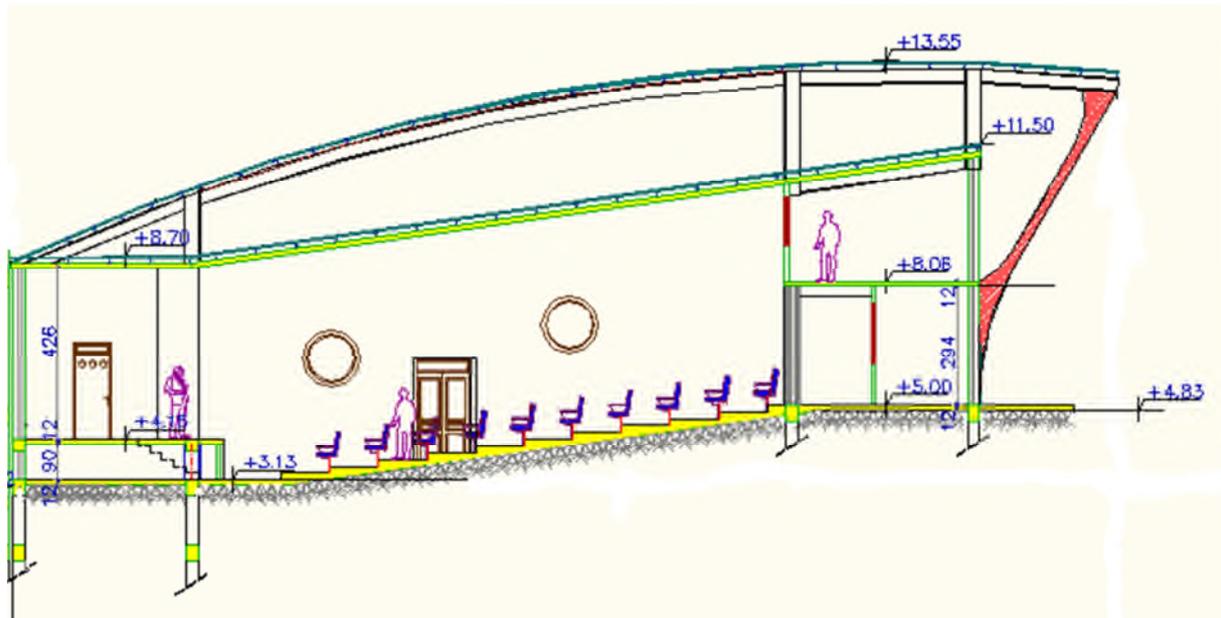
### **II.4.1 Architecturales :**

La structure est constituée d'auditorium contreventée par portiques auto-stables dont la toiture est en Charpente Métallique.

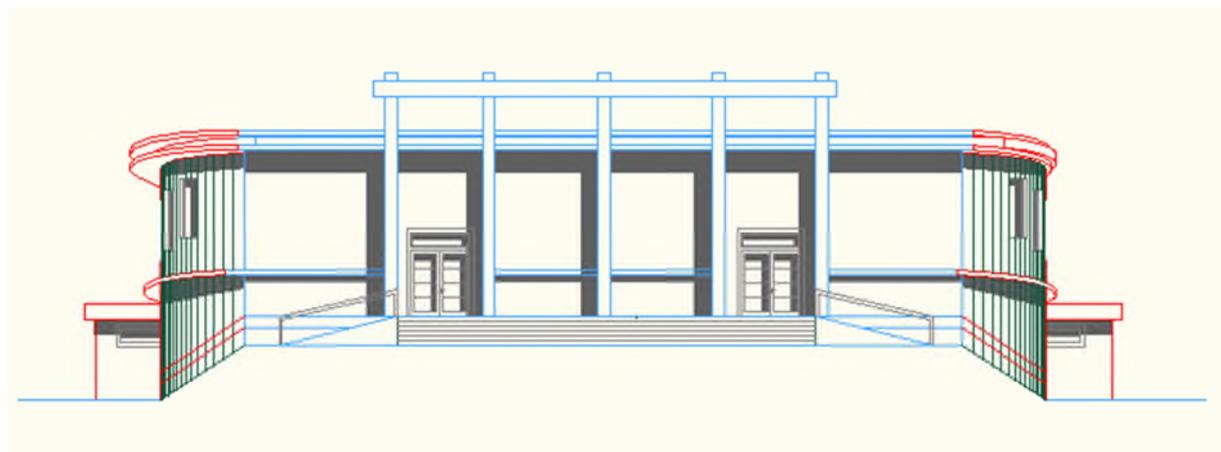
### **II.4.2 Géométriques :**

Les dimensions géométriques de l'auditorium sont :

- Longueur totale de la couverture 32.19 m ;
- Largeur totale de la couverture 26.09m ;
- La hauteur totale 10m ;



**Figure II-2:** Coupe longitudinal de l'auditorium.



**Figure II-3 :** Façade principale de l'auditorium.



**Figure II-4** : Vue en plan de l'ouvrage.

### **II.5 Ossature et stabilité de la structure :**

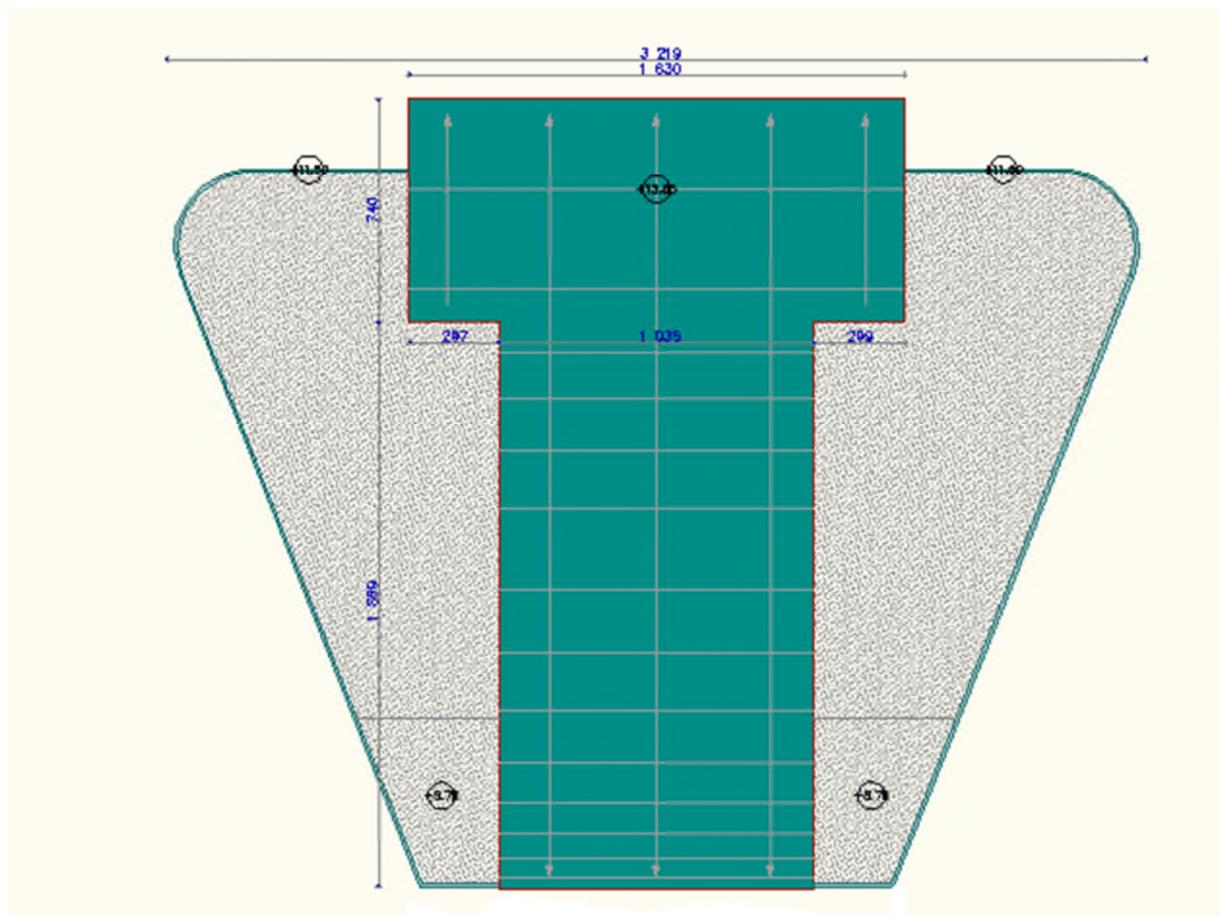
L'ossature du bloc sera en portiques auto stables avec un remplissage en maçonnerie, car il présente un aspect intéressant du point de vue :

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

### **II.6 La toiture :**

Généralement pour les auditoriums et les amphis théâtres et les salles de sports, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

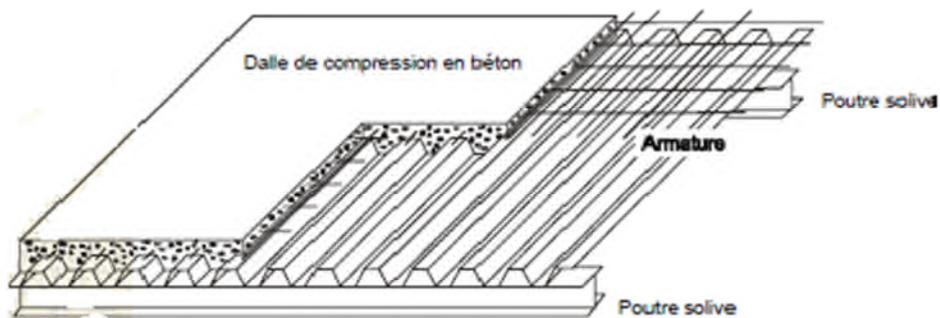
- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé où planché mixte ;
- La facilité et rapidité de montage.



**Figure II- 5:** Vue en plan de la toiture.

**II.7. Planchers :**

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :



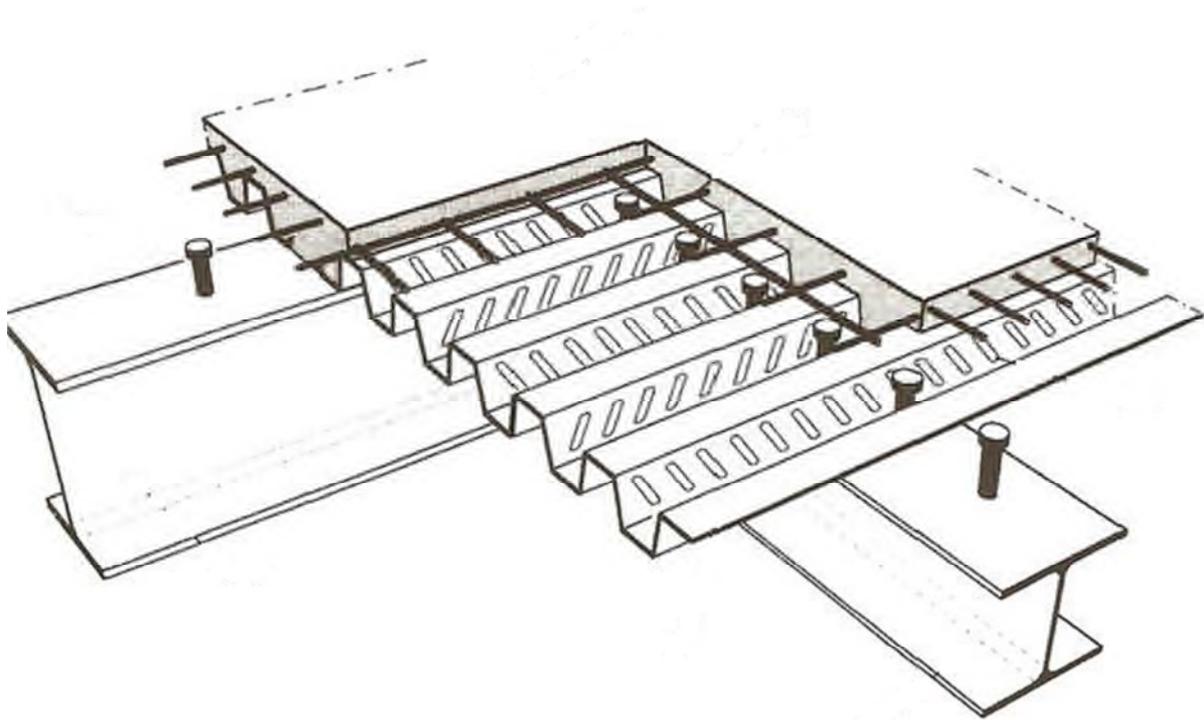
**Figure II.6 :** Composition d'une dalle mixte

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée à froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travaille avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métallique de type IPE ou HEA en acier de construction dont la nuance est conforme à la norme EN 10 025.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure II.7.



**Figure II.7:** Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goudjons connecteurs.

### II.8. L'escalier :

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique, constituées de deux limons en profilés UPN, entre les deux limons on dispose des cornières en tôles striées.

### II.9. Les façades et cloisons :

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses à double parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique. Les murs intérieurs en simple paroi sont réalisés en briques creuses d'épaisseur 10cm.

### II.9. Le revêtement :

**Le revêtement horizontal sera en carrelage pour tout l'auditorium. Le revêtement vertical intérieur sera en plâtre pour les murs et plafonds et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.**

### II.10. Conception du système de fondation :

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

# CHAPITRE III

## Etudes climatique

### III.1 Introduction :

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. Vu la légèreté de la structure métallique, l'effet du vent sur cette dernière est généralement prépondérant. Par conséquent, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales.

Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément DTR au règlement Neige et Vent algérien, du RNVA99. En effet, ce document fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les valeurs de pressions du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- de la région
- du site d'implantation
- de la hauteur de la construction
- de la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

### III.2 Etude au vent :

La réglementation en vigueur (DTR RNVA 99), Nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La zone (région).
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme de la toiture.

- La forme géométrique de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, six cas de chargement sont à envisager et à considérer dans les calculs:

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade postérieure avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade postérieure avec dépression intérieure.

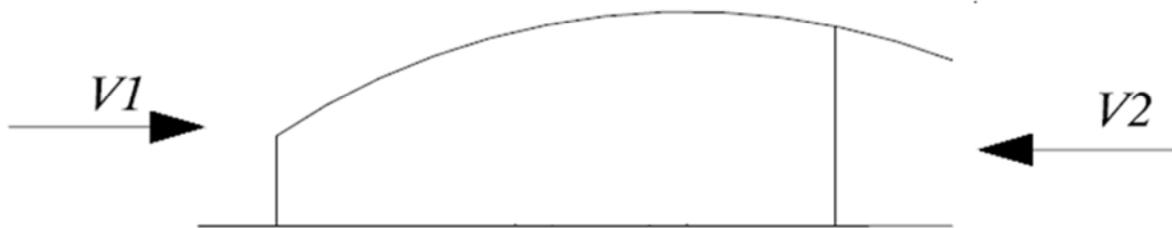


Figure III.1 : vent sur façade principale et secondaire

### III.2.1 Les coefficients de calcul

#### i – Effet de la région ( $q_{réf}$ )

La pression dynamique de référence  $q_{réf}$  qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(z)$ .

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans), elle sera implantée dans la zone I (Bejaïa), dont la pression de référence est :  $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$  donnée par le tableau 2.3 (chap. II RNVA99).

**ii – Effet de site ( $K_T, Z_0, Z_{\min}, \varepsilon$ )**

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) a (IV), ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (Catégorie III).

**D'où ;                   iii – Coefficient topographique ( $C_t$ )**

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

Les types de sites et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés dans le tableau 2.5 (chap. II RNV A99). On prend un site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir, d'où le coefficient topographique est :  $C_t(z) = 1$

**iv – Coefficient dynamique ( $C_d$ )**

Le coefficient dynamique  $C_d$  est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNVA99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNVA99.

Pour notre ouvrage qui est une structure métallique, la valeur du coefficient dynamique  $C_d$  est donnée par la figure 3.2 (chap III RNVA99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure (l'amphithéâtre) a une hauteur qui avoisine les 10m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Notre amphithéâtre a une hauteur de 10.33m , dans l'abaque de la figure 3.2 chap. III de RNVA99 la valeur minimale de h est de 10m, donc on prend h=10m.

**Différentes valeurs de  $C_d$  :**

Direction du vent	h(m)	b(m)	$C_d$
$W_1$	10	15.52	0.92
$W_2$	10	32.19	0.92
$W_3$	10	26.09	0.92

**Tableau III.1:** Différentes valeurs

## Toiture a seul versant :

Direction du vent	h(m)	b(m)	$C_d$
$W_1$	8.30	7.947	0.92
$W_2$	8.30	7.947	0.92
$W_3$	8.30	18.17	0.92

**Tableau III.2:** Les valeurs de  $C_d$  pour la toiture a seul versant.

## Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	$C_d$
$W_1$	10	32.19	0.91
$W_2$	10	32.19	0.91
$W_3$	10	26.09	0.91

**Tableau III.3:** Les valeurs de  $C_d$  pour les parois.**v –Détermination de la pression dynamique ( $q_{dym}$ )**

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur  $h_i$ .

L'auditorium a une hauteur égale à 10m, donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément « j »). (Figure 2.4 chapitre II RNVA99)

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad \text{N/m}^2$$

vi – Calcul de coefficient d'exposition ( $C_e$ )

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car  $C_d < 1.2$

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \text{ chap II RNV A99 Art 3.3}$$

a) Coefficient de rugosité  $C_r(z)$ 

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z_{\min} < Z < 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \text{ Avec : chap II RNV A99 Art 4.2}$$

$Z_0$  : le paramètre de rugosité.

$Z_{\min}$  : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z_{\min} = 8m < Z = 10m < 200m$$

a) Détermination de  $C_r$  et  $C_e$ 

	Z(m)	$C_r$	$C_e$
Parois	8	0.722	1.63
Toiture (voute)	10	0.771	1.781
Toiture(versant)	8.30	0.730	1.657

**Tableau III.4:** Les valeurs de  $C_r$  et  $C_e$ .

a) la pression dynamique  $q_{dyn}$

	Z(m)	$C_e$	$q_{dyn}(N/m^2)$
Parois	8	1.63	611.25
Toiture (voute)	10	1.781	667.875
Toiture(versant)	8.30	1.657	621.37

**Tableau III.5:** Les valeurs de la pression dynamique.

Surface des ouvertures	
Nord	<b>11.6 m<sup>2</sup></b>
Sud	<b>0 m<sup>2</sup></b>
Est	<b>7.17 m<sup>2</sup></b>
Oest	<b>7.17 m<sup>2</sup></b>
Total	<b>25.62 m<sup>2</sup></b>

### III.2.2 Direction du vent $W_1$ : (façade principale)

i – Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$

**Paroi verticale**

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure(5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau(5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients  $C_{pe}$ , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a

$b=32.19m$

$d=26.09m$

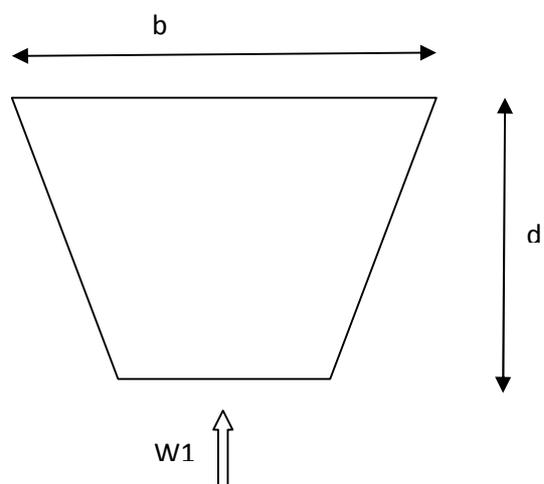
$h=10m$

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

$e=\min (32.19 , 20)=20 m$

$e < d$

$e/5 = 4 \quad m \quad \square = 0^0$



**Figure III.2:** Vue en élévation cas

**-Les coefficients de pression**

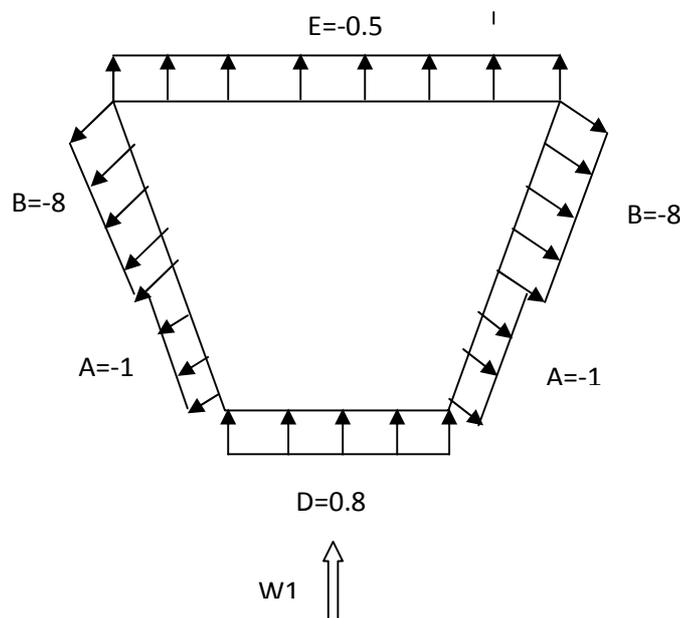
Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$ , des constructions à base sous forme de trapèze et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$ , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$

Les surfaces des parois sont  $> 10\text{m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$  (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNVA99)

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

Zones	A	B	D	E
$C_{pe}$	-1	-0.8	0.8	-0.5

**Tableau III.-4:** Les coefficients de pression  $C_p$  correspondant à chaque zone de paroi verticale.



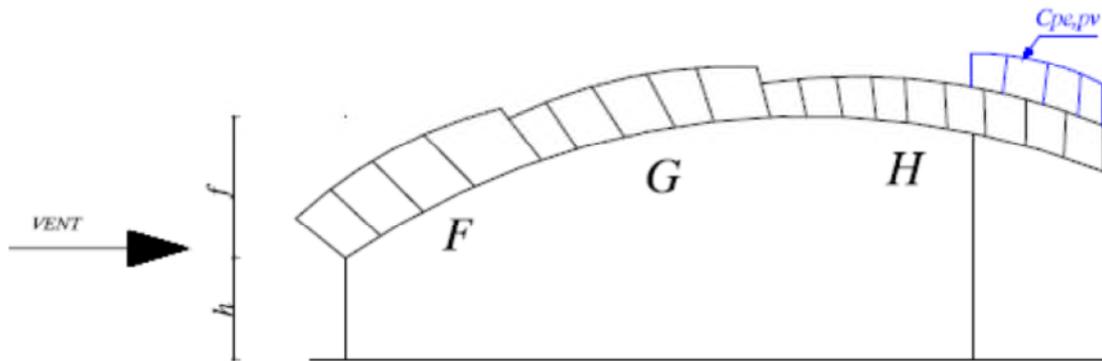
**Figure III.3 :** légende pour les parois verticales.

**Les toitures :**

On a deux toitures une a un seul versant et l'autre sous forme d'une voûte (en arc) avec un auvent (ou un porte a faux) situé d'un coté, Pour déterminer les coefficients de pression on se réfère à la figure 5.8.c chap. 5 du RNVA99.

**b.1 la toiture sous forme d'une voûte :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci dessous.



**Figure III.4 :** légende pour la toiture sous forme d'une voûte.

h : hauteur de la paroi verticale (h=5.5m).

f : naissance de la voûte (f=4.5).

d : la largeur de l'amphithéâtre (d=26.09m)

$$h/d=0.21$$

$$f/d=0,17$$

$$\alpha=0^0$$

On a

$0 < h/d < 0,5$   $C_{pe}$  s'obtient par l'interpolation linéaire dans les abaques présentées à la figure 5.8.

Pour l'auvent  $C_{pe} = C_{pe\text{ toiture}} + C_{pe\text{ paroi vertical}}$  (§ 1.1.10.2 chapitre RNVA99)

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

Zones	F	G	H	Auvent
$C_{pe}$	0.35	-0.92	-0.4	-0.7

**Tableau III.6:** Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture sous forme d'une voûte.

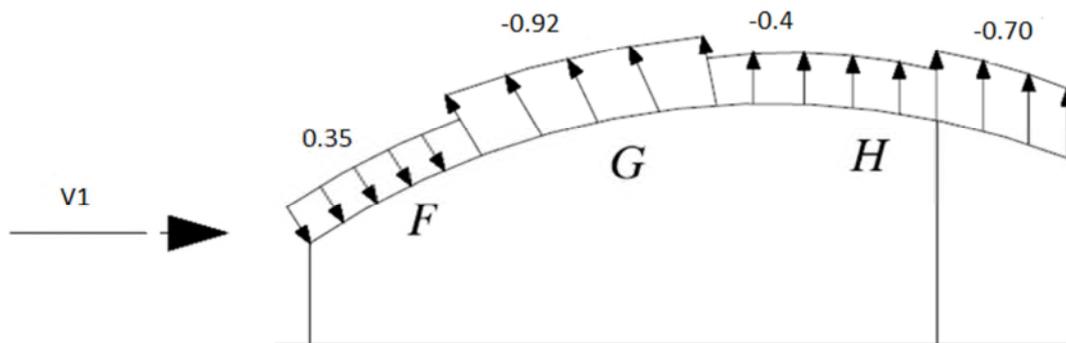


Figure III.5 : légende pour la toiture.

**b .2 toiture a un seul versant :**

**Cas 01 : vent frappant la rive basse du versant :**

On a une toiture a un seul versant la direction du vent est définie par un angle  $\alpha$  dans notre cas  $\alpha=0^0$  correspond a un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices et frappant la rive basse de la toiture 1.1.4 CH5 RNVA

On a  $\text{tg}\alpha = \frac{2.8}{18.17} \rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{2.8}{18.17}\right)$

$\alpha = 8.76^0$

$d = 18,17\text{m}$

$b = 9.88\text{m}$

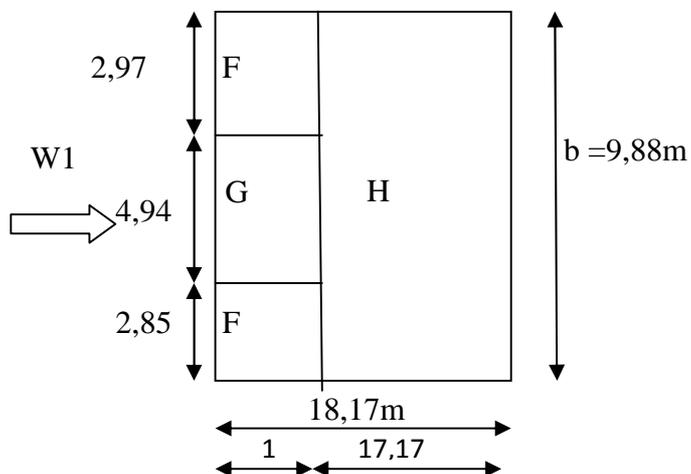
$h = 8.3\text{m}$

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

$e = \min(9.88 \times 16.6) = 9.88 \text{ m}$

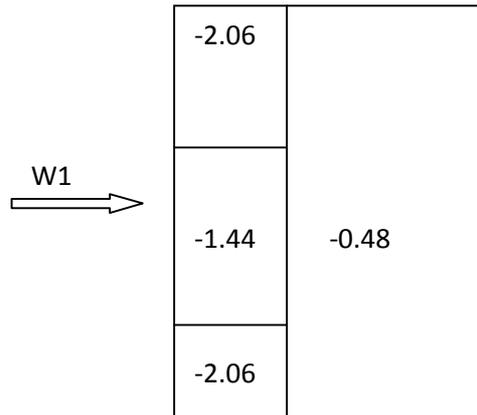
d > e figure III.6: vue en élévation

$5^0 < \alpha < 15^0$



Zones	F	G	H
$C_{pe}$	-2.06	-1.42	-0.48

**Tableau III.6:** Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture a un seul versant



**Figure III.7:** Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture a un seul versant.

### ii –Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

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

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc  $C_{pi}$  est compris entre (+0.8) et (-0.5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99).

Dans nos calculs, nous ne considérerons que les cas les plus défavorables de surpression intérieure et de dépression intérieure qui sont expliqués ci-dessous.

#### - Dépression intérieure

(cas d'ouvertures faces au vent fermées et ouvertures parallèles et sous le vent ouvertes)

#### a) Les parois verticales :

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \quad (\text{voir figure 5.15 du RNV A99})$$

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

$$q_j = C_d \cdot W_j ; \text{ avec } W_j = q_{\text{dyn}}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0.91	611.25	-1	-0.5	-0.5	-305.62	-278.11
B	0.91	611.25	-0.8	-0.5	-0.3	-183.37	-166.85
D	0.91	611.25	+0.8	-0.5	+1.3	+794.62	+723.10
E	0.91	611.25	-0.3	-0.5	0.2	121.25	111.24

**Tableau III.7:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois

**b) La toiture sous forme d'une voute**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

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

$$q_j = C_d \cdot W_j ; \text{ avec } W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.91	667.875	0.35	-0.5	0.85	567.69	516.60
G	0.91	667.875	-0.92	-0.5	-0.42	-300.54	-273.49
H	0.91	667.875	-0.40	-0.5	0.1	66.78	60.76
Auvent	0.91	667.875	-0.70	-0.5	-0.2	-133.57	-121.55

**Tableau III.8:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi} = -0.5$ .

**c. la toiture a un seul versant :**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

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

$$q_j = C_d \cdot W_j ; \text{ avec } W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.92	621.37	-2.06	-0.5	-1.56	-969.33	-891.79
G	0.92	621.37	-1.42	-0.5	-0.92	-571.66	-525.93
H	0.92	621.37	-0.48	-0.5	0.02	12.42	11.43

**Tableau III.9:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=-0.5$ .

- **Surpression intérieure avec  $C_{pi}=+0,8$  :**

(cas d'ouvertures faces au vent ouvertes et ouvertures parallèles et sous le vent fermées)

**a) Parois verticales :**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0.91	611.25	-1	+0.8	-1.8	-1100.25	-1001.22
B	0.91	611.25	-0.8	+0.8	-1.6	-978	-889.98
D	0.91	611.25	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.91	611.25	-0.3	+0.8	-1.1	-670.37	-611.86

**Tableau III.10 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**b) toiture sous forme d'une voute**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

$C_{pi} = +0.8$  (Surpression intérieure).

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.91	667.875	0.35	+0.8	-0.45	-300.54	-273.49
G	0.91	667.875	-0.92	+0.8	-1.72	-1148.74	-1045.35
H	0.91	667.875	-0.40	+0.8	-1.2	-801.45	-729.31
Auvent	0.91	667.875	-0.70	+0.8	-1.5	-1001.81	-911.64

**Tableau III.11:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**c)toiture a un seul versant**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

$C_{pi} = +0.8$  (Surpression intérieure).

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.92	621.37	-2.02	+0.8	-2.82	-1752.26	-1612.08
G	0.92	621.37	-1.42	+0.8	-2.22	-1379.44	-1269.08
H	0.92	621.37	-0.48	+0.8	-1.28	-795.35	-731.72

**Tableau III.12:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**iii – Calcul de force de frottement**

✓ **Direction W1**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles dont les rapports  $d/b$  et  $d/h$  vérifient l'une des conditions suivantes :

$$d/b \geq 3 \quad \text{et} \quad d/h \geq 3..$$

Avec : **d** : est dimension de la construction parallèle au vent

**b** : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

**h** : est la hauteur da la construction

$d/b = 26.09/32.19 = 0.8 \ll 3$  et le rapport  $d/h = 2609/10 = 2.6 < 3$  les conditions de frottement ne sont pas vérifiées donc on ne tient pas compte des frottements parallèles au vent.

III.2.3 Direction du vent W2 : (façade postérieure)

i – Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$

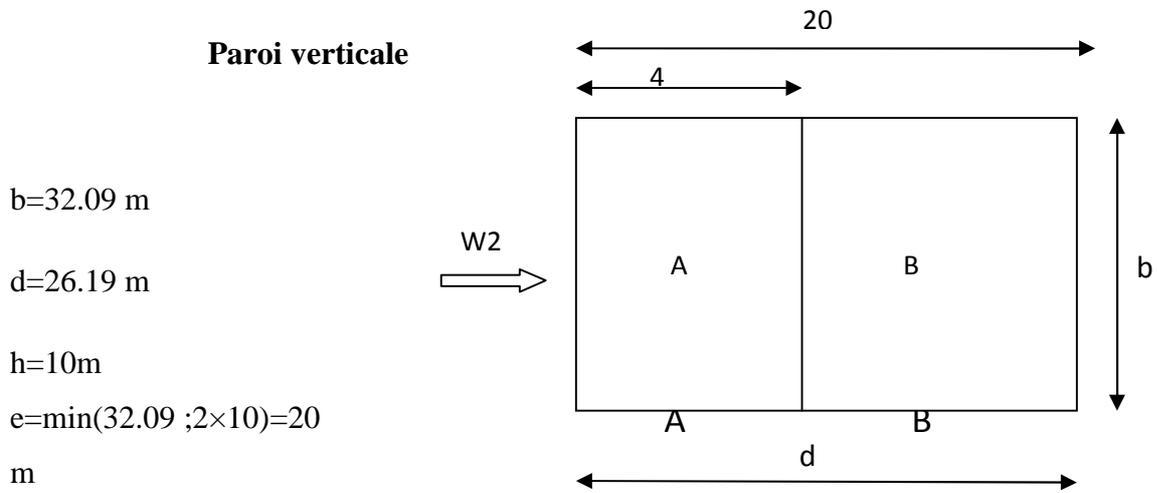


Figure III.8 : vue en élévation cas de vent W2.

$e/5 = 4\text{ m}$

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

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

Tableau III.1 3: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

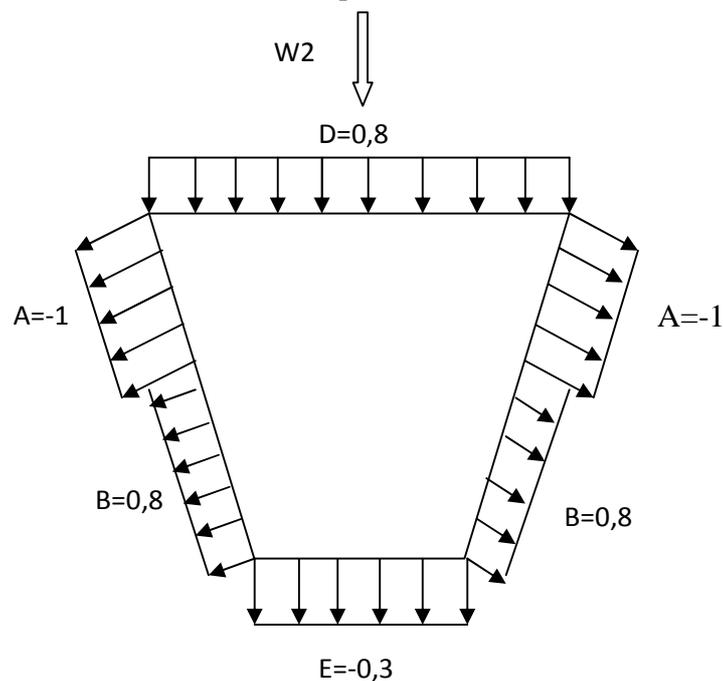


Figure III.9 : légende pour les parois verticales

a) Toitures

b.1 toiture sous forme d'une voute

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc) qui a un auvent qui est de l'autre coté par rapport au sens du soufflement du vent.

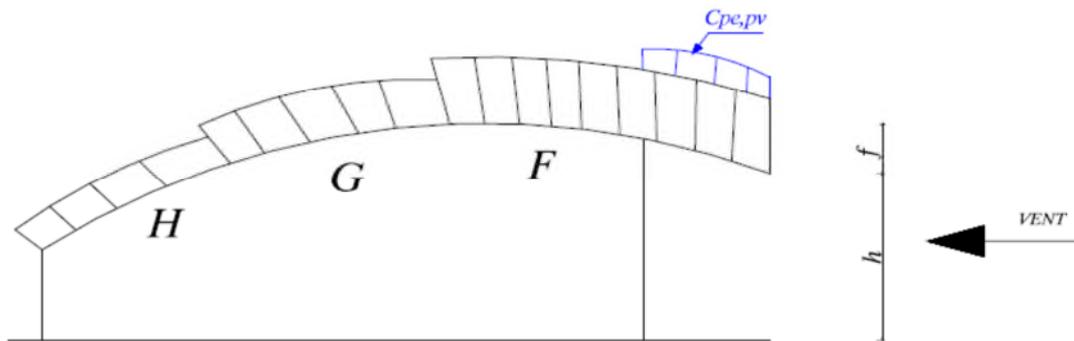


Figure III.10: légende pour la toiture en voute

- h=4.4 m
- f=5.5m
- $\alpha=180^0$
- $0 < h/d < 0.17 < 0.5$

Zones	F	G	H	Auvent
$C_{pe}$	0.25	-0.85	-0.4	1.09

Tableau III.14: Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture sous forme d'une voute.

b.2 toiture a un seul versant

On a une toiture a un seul versant la direction du vent est définie par un angle  $\alpha$  dans notre cas  $\alpha=180^0$  correspond a un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices et frappant la rive basse de la toiture (1.1.4 CH5 RNVA)

- b=7.94m
- d=18.17m
- h=8.30m

$\square = 180^\circ$

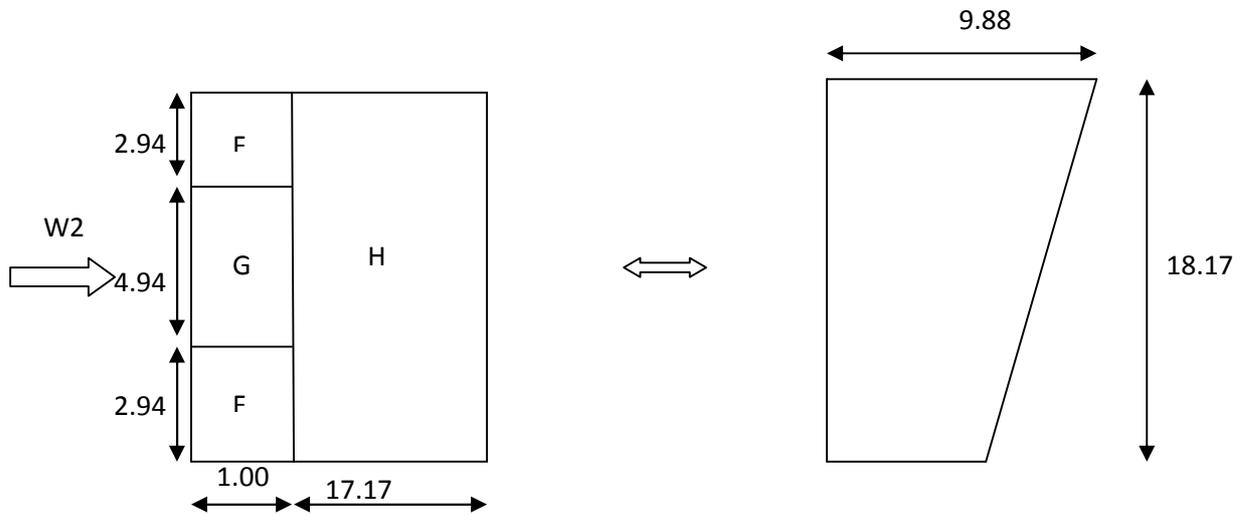


Figure III.11 : légende pour la toiture a un seul versant.

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

$e = \min (9.88 \times 16.6) = 9.88 \text{ m}$

$5^\circ < \alpha < 15^\circ$

Zones	F	G	H
$C_{pe}$	-2.56	-2.48	-0.83

Tableau III.15: Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture a un seul versant.

-2,56	
-2,48	-0,83
-2,56	

**Figure III.12** : légende pour les coefficients  $C_{pe}$  correspondant a chaque zone de toiture a un seul versant.

**ii –Coefficient de pression intérieure :**

- Dépression intérieure

c) Les parois

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \quad (\text{voir figure 5.15 du RNV A99})$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.91	611.25	-1	-0.5	-0.5	-305.62	-278.11
B	0.91	611.25	-0.8	-0.5	-0.3	-183.37	-166.85
D	0.91	611.25	+0.8	-0.5	+1.3	+794.62	+723.10
E	0.91	611.25	-0.3	-0.5	0.2	121.25	111.24

**Tableau III.16** : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=-0.5$

**b. La toiture sous forme d'une voute**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \quad (\text{voir figure 5.15 du RNV A99})$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.91	667.875	0.25	-0.5	0.75	500.90	516.60
G	0.91	667.875	-0.85	-0.5	-0.32	-233.75	-212.71
H	0.91	667.875	-0.40	-0.5	0.1	66.78	60.76
Auvent	0.91	667.875	1.09	-0.5	-0.25	1061.92	966.34

**Tableau III.17**: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=-0.5$ .

**c. la toiture a un seul versant**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	621.37	-2.56	-0.5	-1.56	-1280.02	-1177.6
G	0.92	621.37	-2.48	-0.5	-0.92	-1230.31	-1131.88
H	0.92	621.37	-0.83	-0.5	0.02	-205.05	-188.64

**Tableau III.18:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=-0.5$ .

- **Surpression intérieure**

**b) Parois verticales**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.91	611.25	-1	+0.8	-1.8	-1100.25	-1001.22
B	0.91	611.25	-0.8	+0.8	-1.6	-978	-889.98
D	0.91	611.25	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.91	611.25	-0.3	+0.8	-1.1	-670.37	-611.86

**Tableau III.19 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**b) toiture sous forme d'une voute**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.91	667.875	0.25	+0.8	-0.55	-367.33	-334.27
G	0.91	667.875	-0.85	+0.8	-1.65	-1101.99	-1002.81
H	0.91	667.875	-0.40	+0.8	-1.2	-801.45	-729.31
Auvent	0.91	667.875	1.09	+0.8	-1.1	193.68	176.25

**Tableau III.20:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**c) toiture a un seul versant :**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.92	621.37	-2.56	+0.8	-3.36	-2087.8	-1920.77
G	0.92	621.37	-2.48	+0.8	-3.28	-2038.09	-1875.05
H	0.92	621.37	-0.83	+0.8	-1.63	-1012.83	-931.80

**Tableau III.21:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**iii – Calcul de force de frottement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} d/b = 26.09/32.19 = 0.8 \ll 3 \\ \text{et} \\ \text{Le rapport } d/h = 26.09/10 = 2.6 < 3 \end{array} \right.$$

les conditions de frottement ne sont pas vérifiées donc on tient pas compte des frottements parallèles au vent.

**III.2.4 Direction du vent W3:**

**i – Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$**

**a) Paroi verticale**

$b=26.09m$

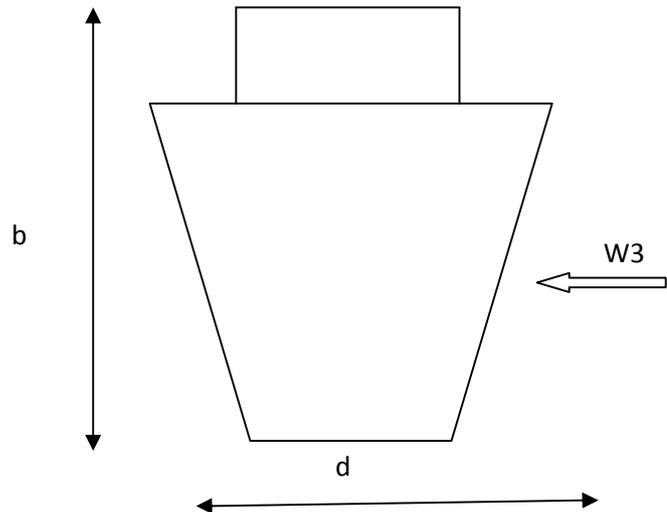
$d=32.19 m$

$h=10m$

$e=\min(26.09 ; 2 \times 10)=20m$

$e < d$

$e/5 = 4m$



**Figure III.13 :** vue en élévation cas de vent W3.

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

**Tableau III.22 :** Les coefficients de pression  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de paroi verticale.

**La toiture :**

**a.1 toiture sous forme d’une voûte :**

Pour un vent parallèle aux génératrices on adopte pour  $C_{pe}$  la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour  $\theta=90^\circ$  en prenant pour  $\alpha$ (en degré) l’angle entre l’horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et son sommet.

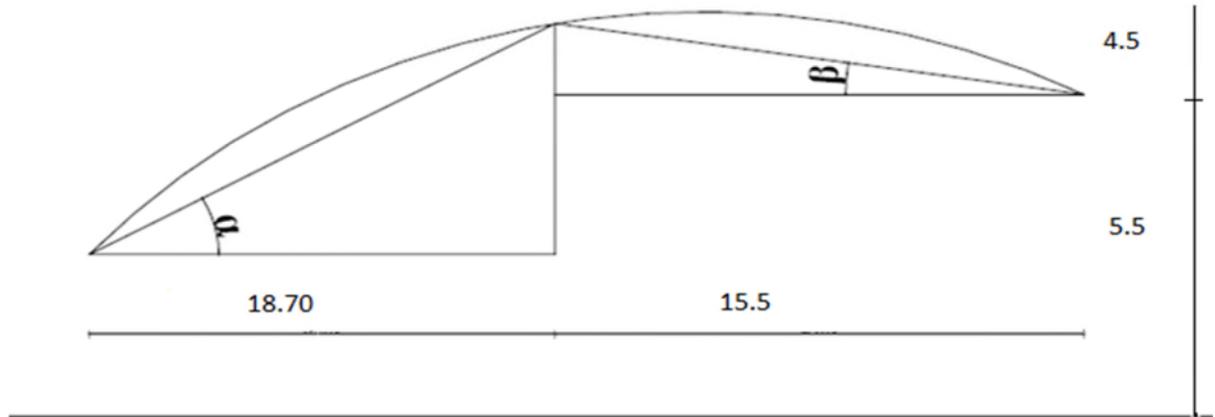


Figure III.14 : représentation des pentes.

$\text{tg}\alpha = 5.5 / 18.69 \rightarrow \alpha = 16.38^\circ$

$\text{tg}\beta = 4.5 / 15.5 \rightarrow \beta = 16.38^\circ$

donc on prend  $\alpha = 16.38^\circ$

$b = 26.06 \text{ m}$

$d = 32.19 \text{ m}$

$h = 10 \text{ m}$

$S_F = 10 \text{ m}^2$

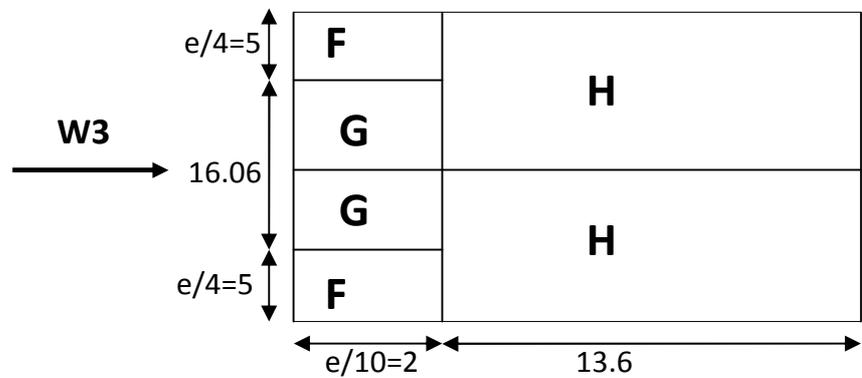


figure III.15 : légende pour la toiture en voûte.

$S_F = 10 \text{ m}^2$

$S_F = 10 \text{ m}^2$

Le calcul de  $C_{EP}$  se fait par l'interpolation (tableau 5.3 chapitre V RNVA99)

Pente  $\alpha = 15^\circ$

Zones	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Tableau III.23: Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture

**a.2toiture a un seul versant :**

$b=18.17m$

$d=7.94m$

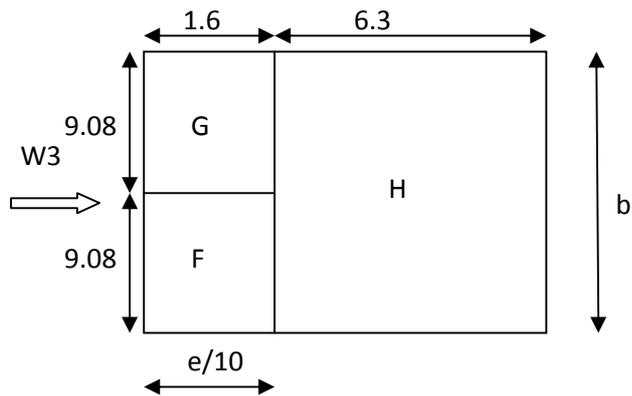
$h=8.3m$

$e=\min(18.17 ; 2 \times 8.30)=16.6m$

$e < d$

$e/5 = 4m$

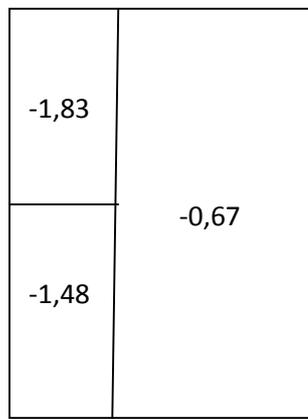
$\square = 90^0$



**Figure III.16 :** légende pour la toiture a un seul versant

Zones	F	G	H
$C_{EP}$	-1.42	-1,83	-0.67

**Tableau III.24:** Coefficients  $C_{EP}$  correspondant à chaque zone de toiture



**Figure III.17:** Coefficients  $C_{EP}$  correspondant à chaque zone de toiture.

**ii –Coefficient de pression intérieure :**

- **Dépression intérieure :**

**Les parois :**

$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5$  (voir figure 5.15 du RNV A99)

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0.91	611.25	-1	-0.5	-0.5	-305.62	-278.11
B	0.91	611.25	-0.8	-0.5	-0.3	-183.37	-166.85
D	0.91	611.25	+0.8	-0.5	+1.3	+794.62	+723.10
E	0.91	611.25	-0.3	-0.5	0.2	121.25	111.24

**Tableau III.25 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=-0.5$

**a) La toiture sous forme d'une voute :**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.91	667.875	-1.3	-0.5	-0.8	-534.3	-486.213
G	0.91	667.875	-1.3	-0.5	-0.8	-534.3	-486.213
H	0.91	667.875	-0.6	-0.5	0.1	-66.78	-60.77
Auvent	0.91	667.875	-0.5	-0.5	0	0	0

**Tableau III.26:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture en voute .

**b) la toiture a un seul versant :**

$$\mu_p = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.92	621.37	-1.48	-0.5	-0.91	-608.94	-560.22
G	0.92	621.37	-1.83	-0.5	-1.33	-826.42	-760.30
H	0.92	621.37	-0.67	-0.5	-0.17	-105.63	-97.18

**Tableau III.27:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=-0.5$ .

- **Surpression intérieure**

**c) Parois verticales**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A9)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.91	611.25	-1	+0.8	-1.8	-1100.25	-1001.22
B	0.91	611.25	-0.8	+0.8	-1.6	-978	-889.98
D	0.91	611.25	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.91	611.25	-0.3	+0.8	-1.1	-670.37	-611.86

**Tableau III. 28 :** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**d) toiture sous forme d'une voute :**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.91	667.875	-1.3	+0.8	-2.1	-1402.53	-1276.30
G	0.91	667.875	-1.3	+0.8	-2.1	-1402.53	-1276.30
H	0.91	667.875	-0.6	+0.8	-1.4	-935.02	-850.87
Auvent	0.91	667.875	-0.5	+0.8	-1.3	-868.23	-790.09

**Tableau III.29:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**e) toiture a un seul versant**

$$\mu_p = 0 \quad C_{pi} = 0.8 \text{ (voir figure 5.15 du RNV A99)}$$

Zones	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	621.37	-1.48	+0.8	-2.28	-1416.72	-1303.38
G	0.92	621.37	-1.83	+0.8	-2.63	-1634.20	-1503.46
H	0.92	621.37	-0.67	+0.8	-1.47	-913.41	-840.34

**Tableau III. 30:** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec  $C_{pi}=+0.8$ .

**Calcul de force de frottement :**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $d/b \geq 3$  ou le rapport  $d/h \geq 3$  est vérifié.

Avec : **d** : est dimension de la construction parallèle au vent

**b** : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

**h** est la hauteur de la construction

**Les parois :**

$d/h = 32.19/10 = 3,2$  on a  $d/h > 3$  donc on tient compte des forces de frottements.

$C_{fr,j \text{ paroi}} = 0.01$  (ondulations parallèles au vent).

$S_{fr} = h \times d$ .

$S_{fr} = 32.19 \times 10 = 321.9 \text{ m}^2$

$F_{fr \text{ paroi}} = 611.25 \times 0.01 / 321.9$

$F_{fr \text{ paroi}} = 1967.61 \text{ N}$

**La toiture :**

$d/h = 32,19/10 = 3,2$  on a  $d/h > 3$  donc on tient compte des forces de frottements.

$C_{fr,j \text{ toiture}} = 0.04$  (ondulations parallèles au vent).

$S_{fr} = h \times d$ .

$S_{fr} = 475,43 \text{ m}^2$

$F_{fr \text{ toiture}} = 12,70 \text{ KN}$

**III.3 Action de la neige :**

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99})$$

$S_k$  (en KN /m<sup>2</sup>): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  :est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture,appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

### III.3.1 Calcul de la charge de neige sur le sol :

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

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia(El-kseur) est située en zone A.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$H$  : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

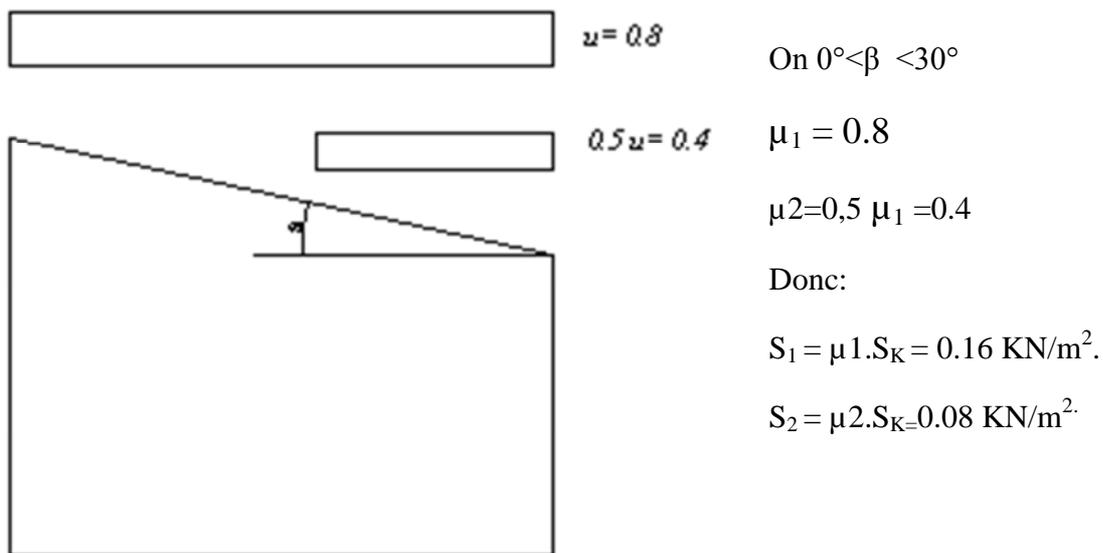
Pour notre site : l'altitude  $H = 80$  m.

Donc  $S_k = 0.20 \text{ KN/m}^2$ .

### III.3.2 Neige sur la toiture :

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute, et un seul versant le calcul des coefficients de forme se fait comme suit :

#### a) Toiture a un seul versant :



**Figure III.18 :** Chargement de la neige sur la toiture a un seul versant.

**b) toiture en voute :**

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voûte qui a deux pentes différentes, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :



Représentation des versants de la toiture

**Figure III.19 :** représentation des versants de la toiture en voute.

On a  $\beta < 60^\circ$

$\mu_1 = 0.8$

$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$

$h$  : est la hauteur de naissance de la voûte jusqu' 'à son sommet ( $h=4.5m$ )

$l$  : est la longueur total de la toiture ( $l=34m$ )

$$\mu_2 = 0.2 + (10 \times 4.5) / 34 = 1.523$$

$$\mu_3 = 0.5 \mu_2 = 0,761 \text{ Donc}$$

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0.16$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0.304$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0.152$$

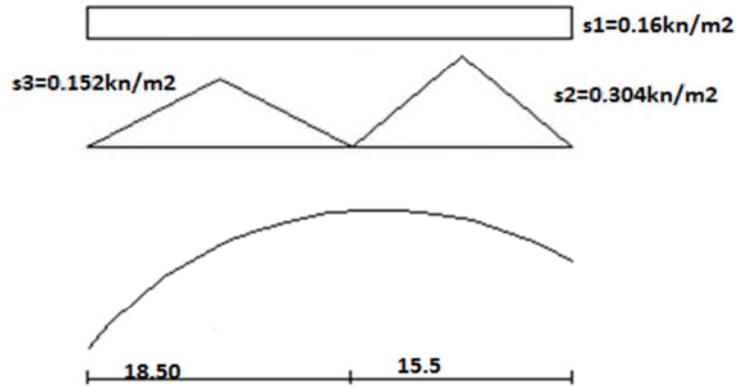


Figure III.20 : chargement de la neige sur la toiture.

III.4 Action d'ensemble sur la structure :

Vent sur la façade principale (sens V1) :

a-1) dépression intérieure  $C_{pi} = -0.5$  en ( $N/m^2$ )

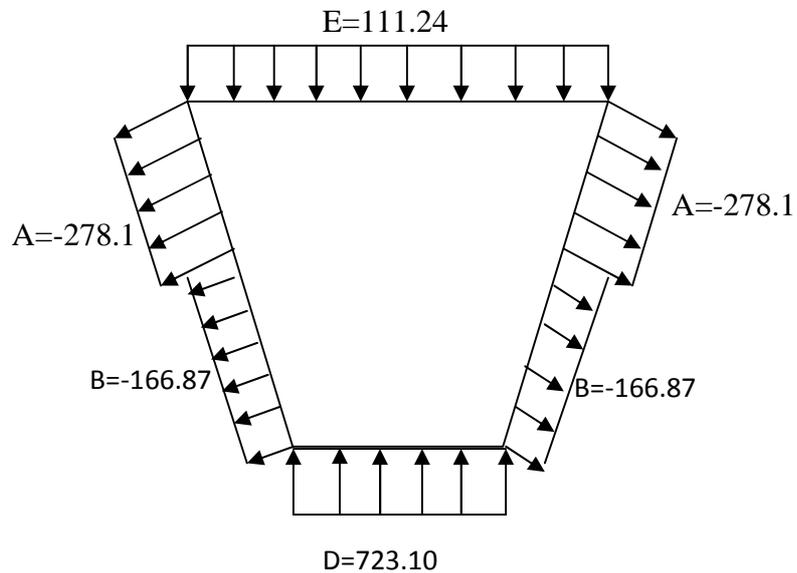


Figure III.21: pression sur les zones A B C D E

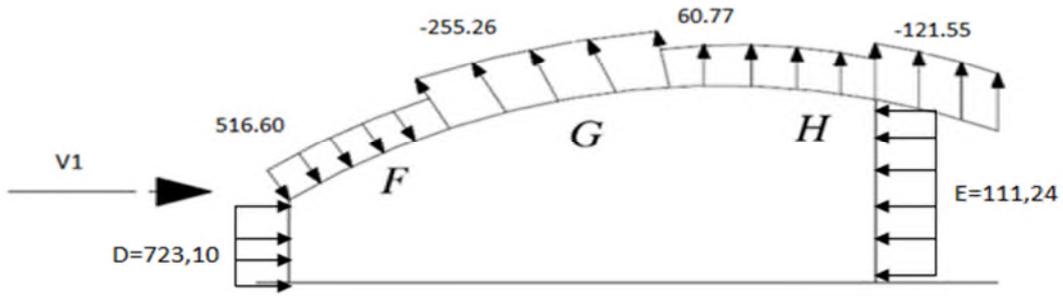


Figure III.22: pression sur les zones F G H D l'auvent

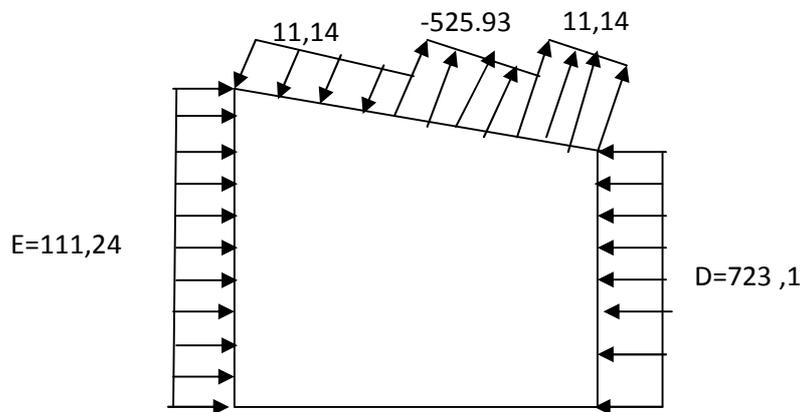


Figure III.23: pression sur les zones F G H

a- 2) surpression intérieure  $C_{pi}=0.8$  :

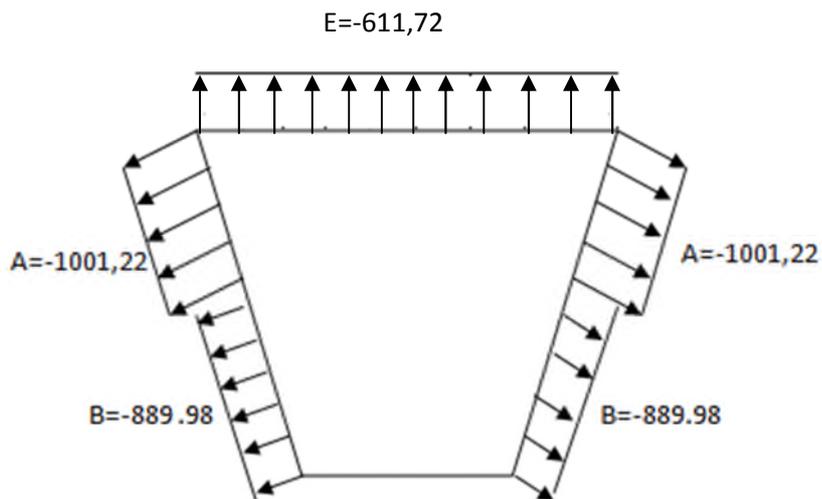


figure III.24 : surpression sur les zones A B D E

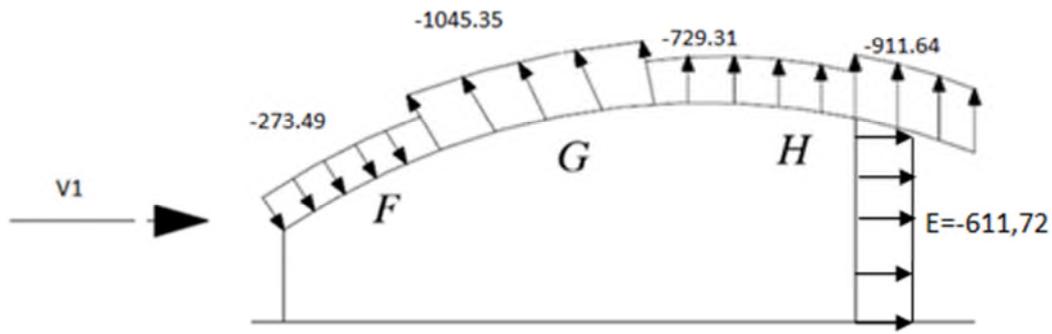


Figure III.25: surpression sur les zones D F G H et l'auvent

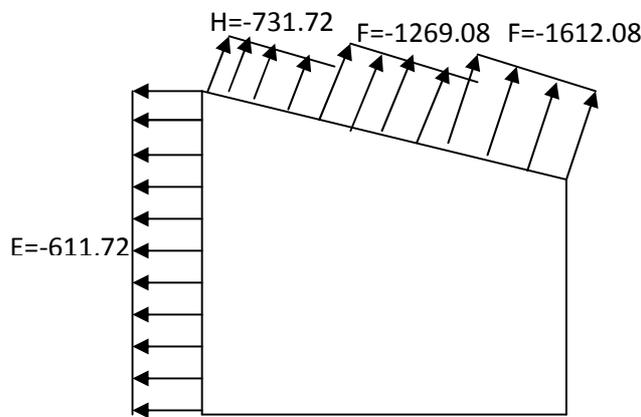


Figure III.26 : surpression sur les zones F E H

b- vent sur façade postérieure (sens V2) :

b-1) dépression intérieure  $C_{pi}=-0.5$  :

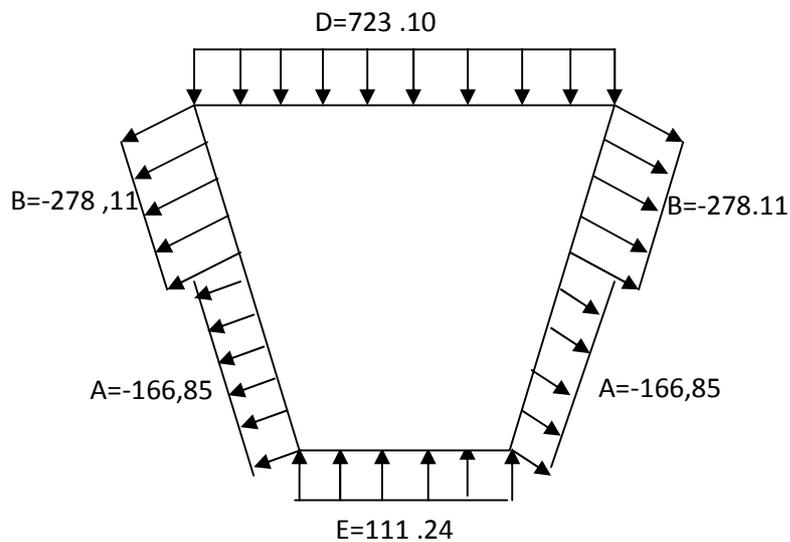


Figure III.27 : pression sur les zones A BD E

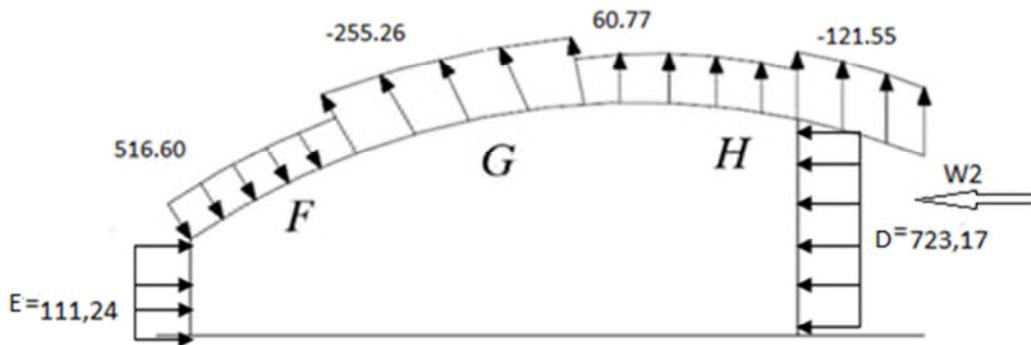


Figure III.28 : pression sur les zones F G H auvent

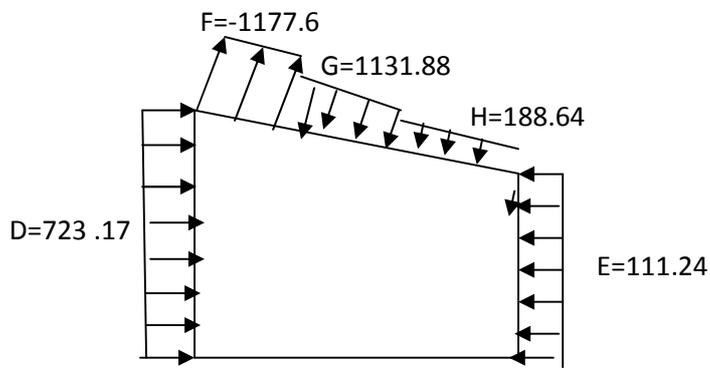


Figure III.29 : pression sur les zones F G H

b-2) surpression intérieure  $C_{pe}=0.8$  :

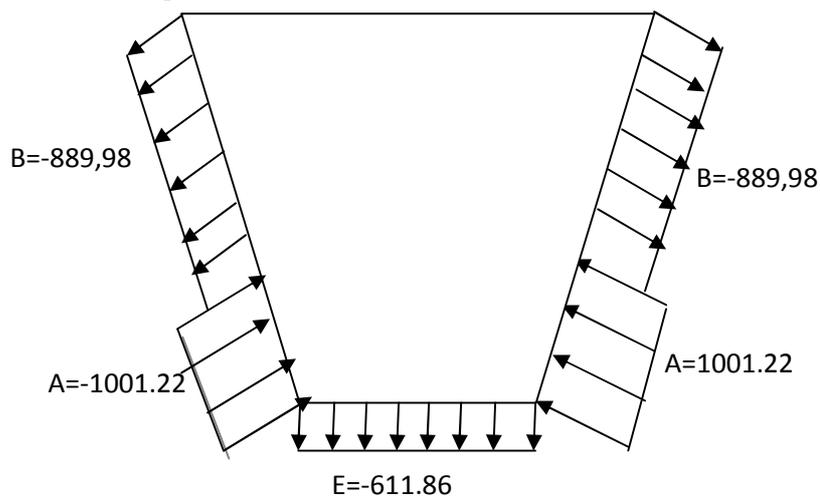


Figure III.30 : surpression sur les zones A B D E

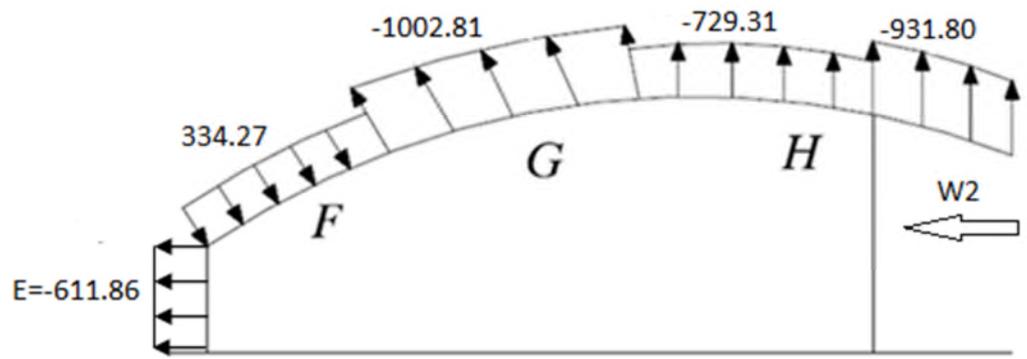


Figure III.31 : surpression sur les zones A B D E .

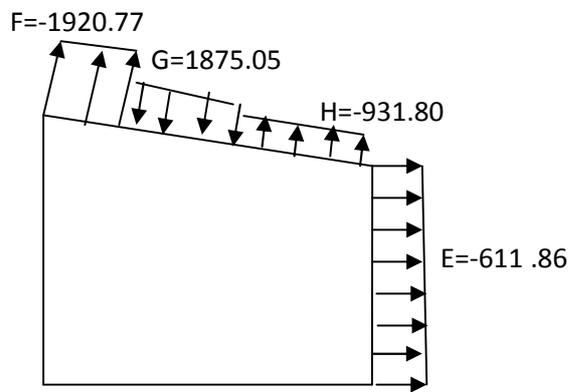


Figure III.32 : surpression sur les zones F G H.

**c- vent sur façade latérale (sens V3) :**

**c-1) dépression intérieure  $C_{pi}=-0.5$  :**

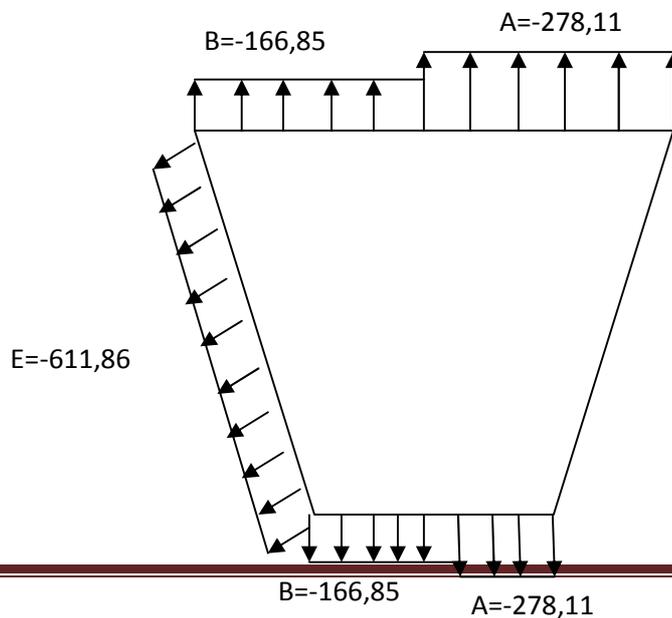


Figure III.33 :pression sur les zones A B E

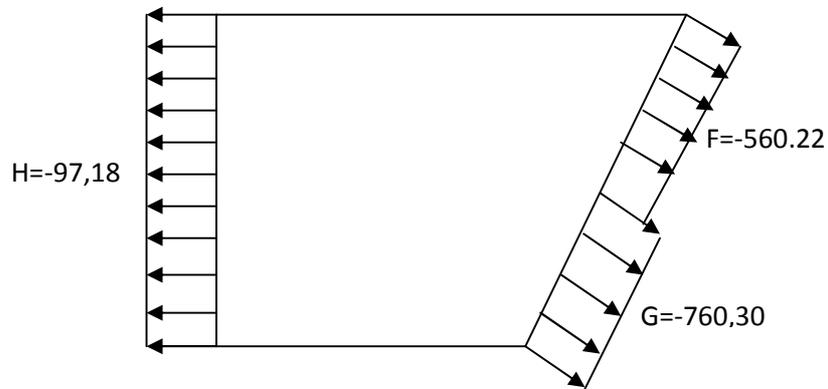


Figure III.34 :pression sur les zones H F G

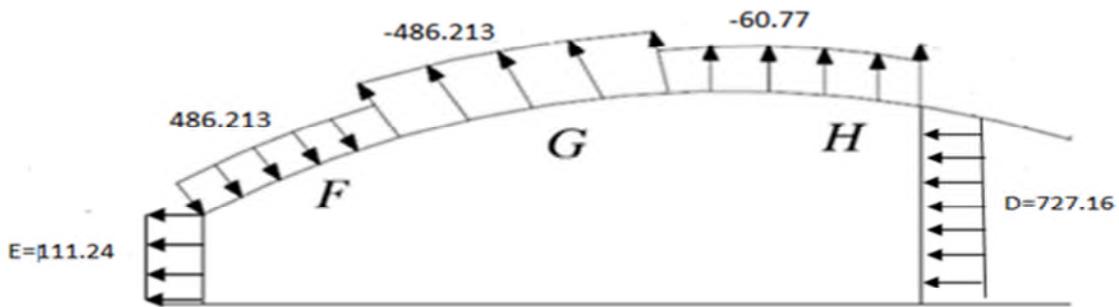


Figure III.35: pression sur les zones F G H E D

c-2) surpression intérieure  $C_{pe}=0.8$  :

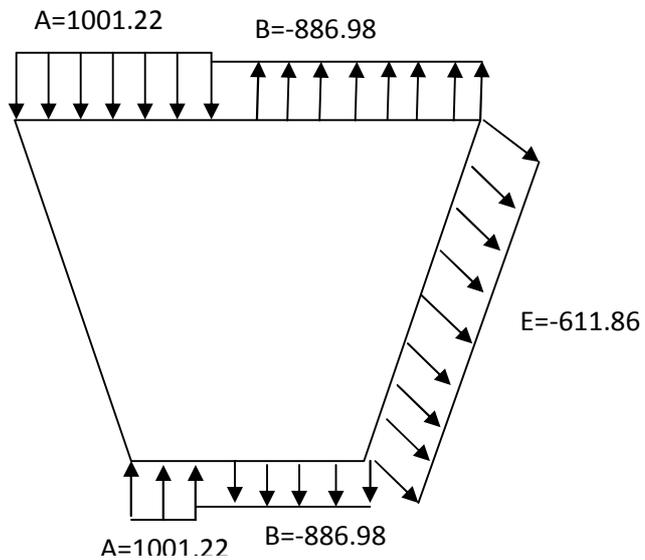


Figure III.36: surpression sur les zones A B E

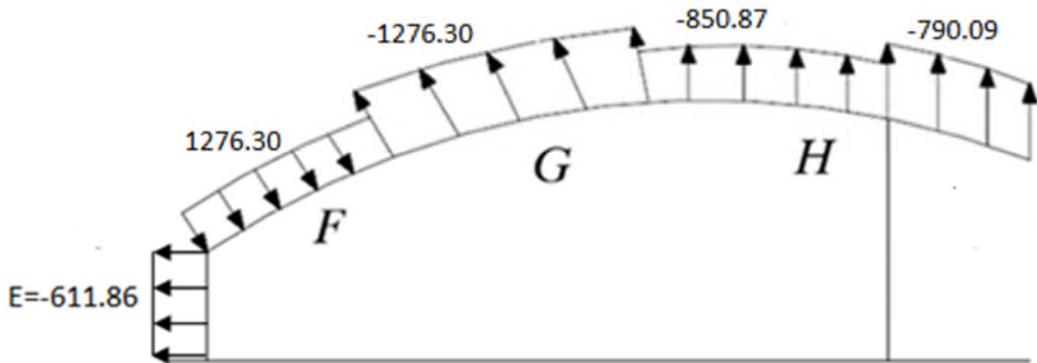


Figure III.37: surpression sur les zones F G H E

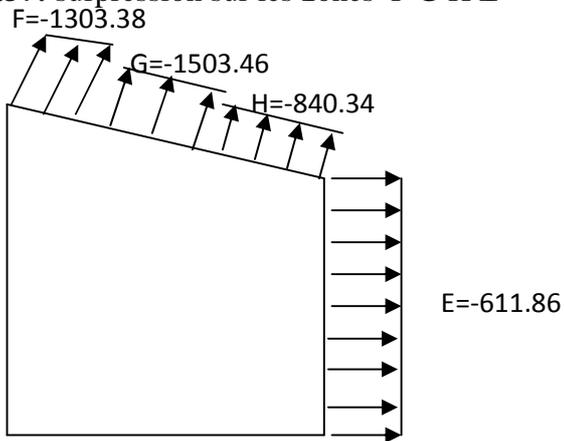
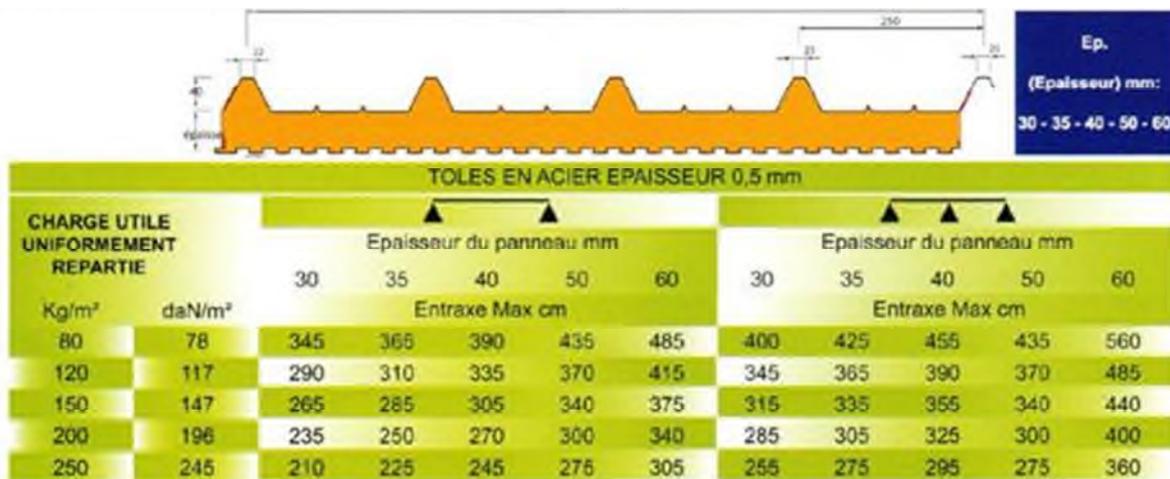


Figure III.38 : surpression sur les zones F G H E

# CHAPITRE IV

## Etude des éléments de la toiture

### 1. Dimensionnement des couvertures des toitures :



**Tableau 3.1 :** Portées admissibles sous charges normales descendante pour panneau sur 3 et 2 appuis hodna métal .

Selon le tableau précédent et pour une pression de soulèvement du vent de 179.77 daN/m<sup>2</sup> (obtenue par l'étude au vent en zone F), ce qui correspond (dans le tableau) à une pression de 200 Kg/m<sup>2</sup>, si on adopte une épaisseur de 30mm, l'entre axe maximal en schéma isostatique (le plus défavorable) est de 2.65m. On adoptera donc un entre axe de 1.50m

avec un poids :

$$G=4,9+1.2+4,9= 11 \text{ Kg/m}^2$$

La valeur 4,9 représente le poids par m<sup>2</sup> des tôles

et la valeur 1.2 celui de l'isolant On considère les deux combinaisons d'actions à l'ELS : G+S et G-W avec :

G : Poids de la couverture .....=11Kg/m<sup>2</sup> S :

Charge de la neige sur la toiture.....=16 daN/m<sup>2</sup> W :

Vent de soulèvement sur la toiture zone F .....=179,77daN/m<sup>2</sup>

Combinaison 1 : G+S=11+16= 28,54daN/m<sup>2</sup>

$$\text{Combinaison 2 : } G-W= G \cos \alpha -W =11 \cos 20, 5^\circ - 179,77 =- 169,46 \text{ daN/m}^2$$

On dimensionnera à partir de la combinaison 02 qui est la plus défavorable On gardera les panneaux d'épaisseur de 30mm de poids de 11KG/m<sup>2</sup> et d'entraxe de 1,5m entre pannes.

-La charge des accessoires sera prise égale à 3 Kg/m<sup>2</sup>.

➤ **Toiture a un seul versant :**

On doit tenir compte de deux combinaisons à l'ELS :

G+S et G-W avec :

G : Poids de la couverture .....=11Kg/m<sup>2</sup>

S : Charge de la neige sur la toiture.....=16 daN/m<sup>2</sup>

W : Vent de soulèvement sur la toiture zone F .....=192,08daN/m<sup>2</sup>

**Combinaison 1** : G+S=11+16= 27daN/m<sup>2</sup>

**Combinaison 2** : G-W= G cos $\alpha$  -W =11cos8,76 - 192,08 =- 181,77daN/m<sup>2</sup>

On dimensionnera à partir de la combinaison 02 qui est la plus défavorable On gardera les panneaux d'épaisseur de 30mm de poids de 11KG/m<sup>2</sup> et d'entraxe de 1,5m entre pannes.

-La charge des accessoires sera prise égale à 3 Kg/m<sup>2</sup>.

## IV.2-Etude des pannes

### IV.1-1 Définition

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

### Données de calcul:

Les pannes sont posées avec des travées de longueurs variables avec un espacement de 1,5 m.

Dans notre structure on a deux types de pannes à étudier celles de la toiture a un seul versant et celles de la toiture sous forme d'une voute.

- ❖ Pour la toiture sous forme d'une voute 20.5°.
- ❖ Pour la toiture a un seul versant 8.76°.

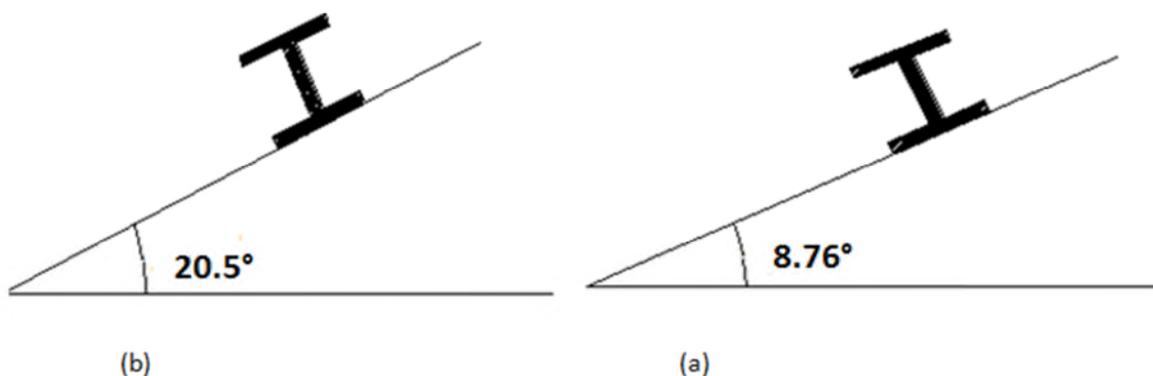


Figure IV.1 : les pentes de calcul

**IV.I / Dimensionnement des panne en versant (a) :**

- ✓ Chaque panne repose sur 2 appuis de distance L=5,60m, et avec des liernes à mi portée selon l'axe y-y
- ✓ L'entre axe des pannes d=1.508 m (espace entre 2 panne).
- ✓ La pente de chaque versant est  $\alpha=8,76^\circ$ .
- ✓ Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier)
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier)

**IV.I.1-1 Evaluation des charges et surcharges**

**a) Charge permanent**

Poids propre de la couverture TL 75P .....11Kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre d'accessoire d'attache .....5Kg/m<sup>2</sup>  
 Poids propre des pannes est estimées à .....12Kg/m

$$C_P = \left[ (P_{tole} + P_{accessoire}) \times \left( \frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes .e=1,508m

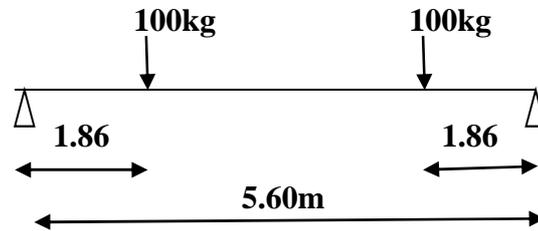
$$C_P = [(11+5) \cdot \left( \frac{1,5}{\cos 8,76} \right)] + 12$$

$$C_p = 38.62 * 1,25 = 48.27 \text{ Kg /ml}$$

**b) Surcharge d'entretien P :**

Deux charges concentrées de 100Kg chacune située à  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{2}{3}$  de la portée.

Le moment maximum



**Figure IV.2 :** Schéma statique sous surcharge d'entretien

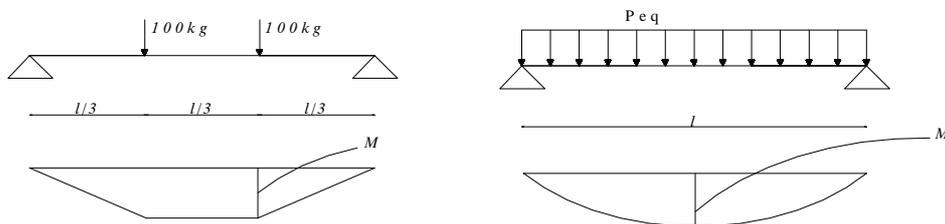
$$M_{\max} = 100 \times 1.86 = 186 \text{ kg.m.}$$

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  $P_{eq}$ .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{5.60}$$

$$P_{eq} = 0.47 \text{ KN / ml}$$



**Figure IV.3 :** Moment due à la surcharge d'entretien

**c) Surcharge climatique due au vent**

Selon l'étude climatique (chapitre 3) la panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade postérieure dont la charge en zone F ;  $q_j = -1920.77 \text{ N/m}$  avec  $c_{pe} = -2.06$

$$W = -1920.77 * 1.5 = -2.88 \text{ KN/m}$$

**d) surcharge climatique de la neige celle obtenu au chapitre 3 :**

La charge maximale de la neige est :

$$S = 0.16 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.16 * 1.5 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

**IV.I.1-2 récapitulative des charges et surcharges appliquées**

Les bacs acier de couverture étant posés en continuité, les charges linéiques sur les pannes, du fait de la réaction hyperstatique sont majorées de 25%.

$$C_p = 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$W = -2.88 * 1.25 = -3.6 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.24 * 1.25 = 0.3 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.47 * 1.25 = 0.58 \text{ KN/ml}$$

**Projection des charges :**

- Suivant l'axe Z-Z (avec  $\alpha = 8,76^\circ$ )

$$C_{pz} = C_p \cdot \cos \alpha = 0.474 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -3.6 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cdot \cos \alpha = 0.29 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cdot \cos \alpha = 0.573 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y (avec  $\alpha = 8,76^\circ$ )

$$C_{py} = C_p \cdot \sin \alpha = 0.073 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0.045 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0.088 \text{ KN/ml}$$

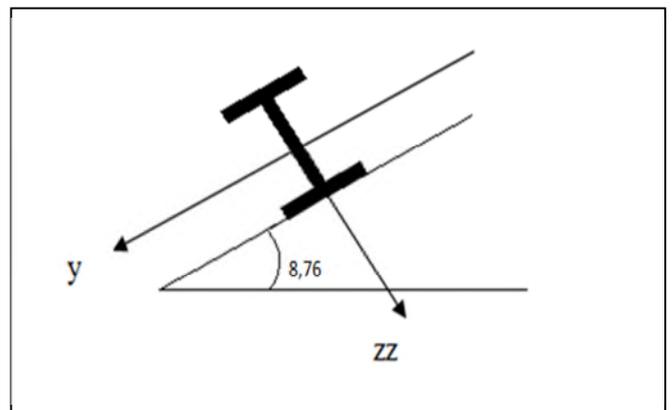
**IV.I.1-3 Combinaison d'action:**

- **E.L.U**

- Axe Z-Z

$$1,35 C_{pz} + 1,5 \cdot W = 1,35 * 0.474 + 1.5 * -3.6 = -4.39 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 C_{pz} + 1,5 S_{zz} = 1.35 * 0.474 + 1.5 * 0.29 = 1.44 \text{ KN/ml}$$



**Figure IV.4 :** projection selon les différents axes.

$$1,35C_{pz} + 1,5Q_z = 1,35 \cdot 0,474 + 1,5 \cdot 0,573 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$1,35G_y + 1,5S_y = 1,35 \cdot 0,073 + 1,5 \cdot 0,045 = 0,16 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y + 1,5Q_y = 1,35 \cdot 0,073 + 1,5 \cdot 0,088 = 0,23 \text{ KN/ml}$$

• **E.L.S**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + W = 0,474 - 3,6 = -3,12 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,474 + 0,29 = 0,764 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,474 + 0,573 = 1,047 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,073 + 0,045 = 0,118 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,073 + 0,088 = 0,161 \text{ KN/ml}$$

On constate que la combinaison à l'ELS la plus défavorable est celle de la combinaison  $G_z + W = -3,12 \text{ KN/ml}$

#### IV.I.1.4 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des pannes se fait par le calcul à l'ELS en vérifiant la condition de limitation de flèche

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{560}{200} = 2,8 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_s \times l^4}{2,8 \times 384 E} = \frac{5 \times 3,12 \times 560^4 \times 10^{-1}}{2,8 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 679,46 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 160**

ses caractéristiques sont :

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \quad I_z = 68,31 \text{ cm}^4 \quad A = 20,1 \text{ cm}^2 \quad H = 16 \text{ cm}$$

$$P = 15,8 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids propre réel } C_p = [(12,45 + 5) \cdot (\frac{1,5}{\cos 8,76})] + 15,8 = 42,28 \text{ kg /ml}$$

$$C_p = 0,42 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,42 \cos 8,76 = 0,415 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,42 \sin 8,76 = 0,064 \text{ KN/ml}$$

**IV.I.1-5 Dimensionnement des pannes:****IV.I.1-5-1 Les combinaisons de calcul :**

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

- Limitation des flèches (ELS)
- Condition de résistance des sections transversales (ELU)

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 G_z + 1,5 Q_z) = 1,25 (1,35 \cdot 0,415 + 1,5 \cdot 0,573) = 1,77 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(1,35 G_y + 1,5 Q_y) = 1,25(1,35 \cdot 0,064 + 1,5 \cdot 0,088) = 0,273 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + 1,5 W) = 1,25(0,415 + 1,5(-3,6)) = -6,23 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(1,35 G_y + 1,5 W) = 1,25(1,35 \cdot 0,064 + 1,5 \cdot 0) = 0,108 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**IV.I.1-5-2 Détermination des sollicitations:**

- **moments:**

➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = q_z l^2 / 8 = 6,23 \cdot (5,60)^2 / 8 = 24,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = q_y l^2 / 8 = 0,273 \cdot (5,60)^2 / 8 = 0,423 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous charge d'exploitation:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = q_z l^2 / 8 = 1,77 \cdot (5,60)^2 / 8 = 6,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = q_y l^2 / 8 = 0,108 \cdot (5,60)^2 / 8 = 0,75 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$\text{Effort tranchant du au vent : } V_z = \frac{qL}{2} = \frac{-3,6 \cdot 5,60}{2} = -10,08 \text{ KN}$$

$$\text{Effort tranchant due au poids propre : } V_z = \frac{qL}{2} = \frac{0,415 \cdot 5,60}{2} = 1,162 \text{ KN}$$

$$\text{Effort tranchant due aux charges d'exploitations : } V_z = \frac{qL}{2} = \frac{0,573 \cdot 5,60}{2} = 1,60 \text{ KN}$$

$$\mathbf{1^{ere} \text{ combinaison : } } V_z = V_G + 1,5 V_W = 1,162 - 1,5(10,08) = -13,95 \text{ KN}$$

$$\mathbf{2^{ere} \text{ combinaison : } } 1,35 V_G + 1,5 V_Q = 1,35(1,162) + 1,5(1,60) = 3,16 \text{ KN}$$

**IV.I.1-5-3 Vérification de la résistance des pannes:****a) Vérification a l'effort tranchant :**

La vérification a l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3Art5.4.6(2)}$$

Avec :

$V_{plz}$  : Effort tranchant résistant de la section.

$A_{vz}$  : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,4 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,972 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,972 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 122,99 \text{ KN}$$

Sous le vent :  $V_Z = 13,95 \text{ KN} < V_{plz} = 122,99 \text{ KN}$  Vérifiée

Sous charge verticale :  $V_Z = 3,16 \text{ KN} < V_{plz} = 122,99 \text{ KN}$  Vérifiée

**b ) Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement se manifeste lorsqu'un élément fléchi selon son axe fort, n'est pas tenu latéralement, la partie comprimée de sa section peut éventuellement se dérober, sous l'action du soulèvement du vent la semelle inférieure se trouve comprimée et risque de déverser étant libre sur toute sa portée, ce qui n'est pas le cas pour la semelle supérieure, qui est elle maintenue par la couverture.

La vérification à faire est :  $M_{sdy} < \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$  EC3 Art 5.5.2(1)

$\beta_w = 1 \rightarrow$  section de classe 01

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

$C_1, C_2, C_3$  : dépend des conditions de charge .

Appui simple  $\rightarrow K=1$

$C_1 = 1,132$  ,  $C_2 = 0,459$  ,  $C_3 = 0,525$   $K_w = 1$  ,  $L = 560 \text{ cm}$  ,

$$Z_g = Z_a - Z_c$$

$Z_a$  : coordonnée du point d'application.

$Z_s$  : Coordonnée du centre de cisaillement.

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le charge de soulèvement} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous charge gravitaire} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_C = -7\text{cm} \quad I_t = 3,45\text{cm}^4, \quad I_w = 2,98 \cdot 10^3 \text{cm}^4$$

➤ **Sous le vent**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 210 \times 68,31}{(1 \times 560)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2,98 \cdot 10^3}{68,31} + \frac{(560)^2 \times 0,4 \times 3,45}{3,14^2 \times 68,31} + (0,459 \times (-8) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-8) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,47 \text{KNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{11,47 \cdot 10^{-3}}} = 1,41$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4$  Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{LT}$  à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41$$

$$\chi_{LT} = 0,413$$

$$M_{sdy} = 16,82 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,413 \cdot 1 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 10,93 \text{KN.m}$$

$$M_{sdy} = 16,82 \text{KN.m} > 10,93 \text{KN.m}$$

Le déversement n'est pas vérifié,

➤ **Sous charges verticales :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 210 \times 6831}{(1 \times 560)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{2,9810 \wedge 3}{6831} + \frac{(560)^2 \times 0,4 \times 2,45}{3,14^2 \times 6831} + (0,459 \times (8) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (8) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 9,10 \text{ KNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9.23,5}{9,10}} = 1,70 \quad \text{Courbe a} \rightarrow X_{lt} = 0,316$$

$$0,413 \frac{123,9.23,5}{1,1} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 4,9 \text{ KN.m} < 10,93 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifier}$$

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 180**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

**a) Vérification a l'effort tranchant :**

- **Sous le vent :**  $V_z = -10,91 \text{ KN} < V_{plz} = 138,76 \text{ KN}$  Vérifié
- **Sous charge verticale :**  $V_z = 3,54 \text{ KN} < V_{plz} = 138,76 \text{ KN}$  Vérifié

**b) Vérification au diversement :**

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = 22,98 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 15,28 \text{ KNm} < M_r = 17,77 \text{ KN.m} . \quad \text{Verifier}$$

➤ **Sous charges verticales:**

$$M_{cr} = 16,75 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 4,9 \text{ KNm} < M_r = 13,86 \text{ KN.m} . \quad \text{Verifier}$$

**c) Condition de résistance ELU:**

Les profilés laminés de type IPE sont de classe 01, par conséquent le calcul a l'ELU selon l'EC03 sera effectué en plasticité.

La condition à vérifier est:

$$\left[ \frac{M_y}{M_{Ry}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_z}{M_{Plz}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{15,28}{35,54} \right)^2 + \left( \frac{0,329}{7,39} \right)^1 = 0,22 \leq 1 \text{ Vérifier}$$

➤ **Sous la charge verticale :**

$$\left( \frac{4,9}{35,54} \right)^2 + \left( \frac{0,75}{7,39} \right)^1 = 0,12 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

#### IV.I.1-5-4 Vérification à l'ELS :

a) **les combinaisons de calcul :**

$$(1) \quad \begin{cases} q_{zser} = 1,25(G_z + Q_z) = 1,25(0,386 + 0,412) = 0,997 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(G_y + Q_y) = 1,25(0,154 + 0,165) = 0,319 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} (G_z + W) = 1,25(0,386 + (-1,493)) = -1,383 \text{ KN/ml} \\ 1,25 G_y = 0,192 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

**Suivant l'axe Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,406 \cdot (5,60)^4}{1317,2,1} = 1,1 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2,8 \text{ cm} \text{ Vérifiée}$$

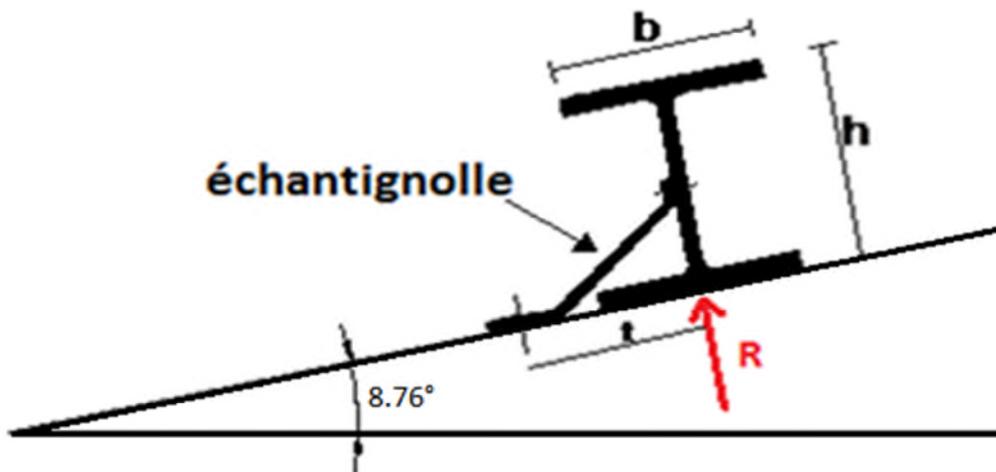
**Suivant l'axe Y-Y**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,144 \cdot (5,6)^4}{100,9,2,1} = 0,87 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2,8 \text{ cm} \text{ Vérifiée}$$

On adoptera donc des **IPE180** pour l'ensemble des pannes.

**IV.II Calcul de l'échantignolle :****II.1. Introduction**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

**a) Dimensionnement de l'échantignolle****Figure IV.5:** Echantignole.

L'excentrement ( $t$ ) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

$$\text{Dans notre cas ; IPE180} \Rightarrow \begin{cases} b = 9.1cm \\ h = 18cm \end{cases}$$

$$9.1cm \leq t \leq 13.65cm$$

Soit  $t = 11cm$ .

**b) Calcul des réactions d'appuis des pannes  $R_i$** 

1. Combinaison actions permanentes vent (la résultante  $R$  est dirigée vers le haut : Elle agit dans le plan perpendiculaire au versant (parallèlement à l'axe  $z$ ))

**\*Sous le vent :**

$$R_{ZG} = \frac{q.l}{2} = \frac{1}{2} 0.474 \times 5.60 = 1,32 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{5 \times q.l}{4} = \frac{5}{4} 0.073 \times 2.80 = 0,251 \text{ KN}$$

$$R_v = \frac{q.l}{2} = \frac{(-2.88).5,60}{2} = -8.064 \text{ KN}$$

$$V_z = R_{ZG} + 1,5R_w = 1,32 - 1,5 \cdot 8,064 = -10,77 \text{ KN.}$$

$$V_y = R_{YG} = 0,25 \text{ KN.}$$

2. Combinaison actions permanentes et neige: la résultante agit dans le plan du versant (parallèlement à l'axe y

$$R_{zq} = \frac{5}{4} q.l = \frac{5}{4} 0.464 \times 2.8 = 1,624 \text{ KN}$$

$$R_{yq} = \frac{5}{4} q.l = \frac{5}{4} 0.071 \times 2.80 = 0,24 \text{ KN}$$

**d) moment de renversement :**

➤ **du au vent :**

$$M_R = V_z.t + V_y.(h/2)$$

$$M_R = -10,77 \cdot 0,11 + 0,25 \cdot 1,09$$

$$\Rightarrow M_R = -0,59 \text{ KN.m}$$

➤ **Du au charge verticale :**

$$M_r = 4,21 \cdot (0,11) + 0,7 \cdot (0,9) = 1,09 \text{ KNm}$$

**e) dimensionnement de l'échantignolle :**

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_r}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{1,09 \cdot 10^3}{235 \cdot 10^{-6}} = 4.63 \text{ cm}^3$$

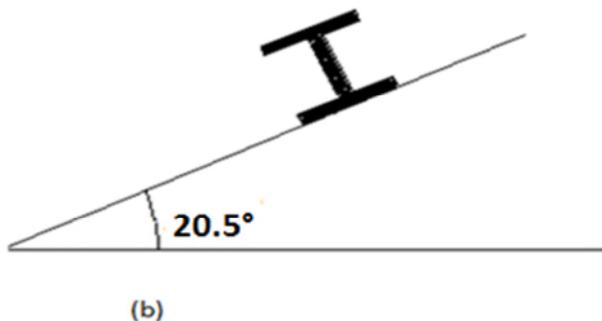
$$W_{el} = \frac{a.e^2}{6} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 4.63}{20}} = 1.178 \text{ cm}$$

Donc on prend **e=1,2cm**

**VI.II.1/ Dimensionnement des panne de la toiture en voute (b) :****VI.II.1.1Données de calcul:**

Les pannes sont posées avec des travées de 10.00 m avec un espacement de 1,508 m.

Donc pour des pannes de longues portées les liernes sont obligatoires



**Figure IV.6 : les pentes de calcul**

**IV.II.1-2 Détermination des charges et surcharges****a) Charge permanent**

Poids propre de la couverture TL 75P .....12.45Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre d'accessoire d'attache .....5Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des pannes est estimées à .....12Kg/m

$$C_P = \left[ (P_{tole} + P_{accessoire}) \times \left( \frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes .e=1,508 m.

$$C_P = [(12.45 + 5) \cdot \left( \frac{1.508}{\cos 20.5^\circ} \right)] + 12$$

$$C_P = 40.09 \text{ Kg/ml}$$

**b) Surcharge d'entretien P :**

Deux charges concentrées de 100Kg chacune située à  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{2}{3}$  de la portée.

Le moment maximum

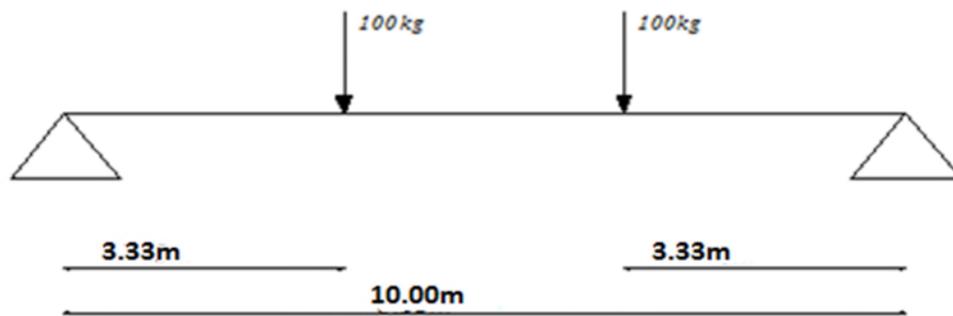


Figure IV.7 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

$$M_{\max} = 100 \times 3.33 = 200 \text{ Kg.m}$$

La charge uniformément répartie  $P$  due aux surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à  $P$  aux charges ponctuelle  $P_{\text{eq}}$ .

$$M_{\max} = P_{\text{eq}} \cdot L^2 / 8 = P \cdot L / 3$$

$$P_{\text{eq}} = 26.66 \text{ Kg/ml}$$

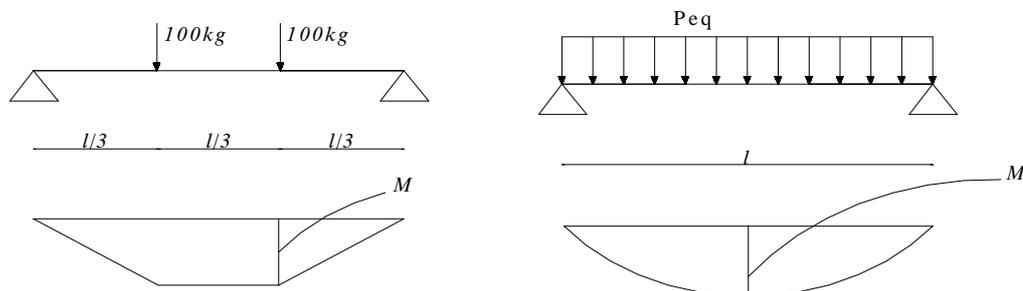


Figure IV.8 : Moment due à la surcharge d'entretien

### c) Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale et latérale nord dont  $C_{pi} = +0,8$  chargée en zone G et H,  $w = -1,276 \text{ KN/m}$

### d) surcharge climatique de la neige

La panne sollicitée est celle située à 10m de la clef de la voûte.

$$S = 0,464 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,464 \cdot 1,508 = 0.70 \text{ KN/ml}$$

**IV.II.1-3 Les charges et surcharges appliquées**

$$G=0,401\text{KN/ml}$$

$$W=-1,276\text{KN/ml (soulèvement)}$$

$$S=0,70\text{KN/ml}$$

$$Q=0,270\text{KN/ml}$$

\*Décomposition des charges

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz}=G.\cos\alpha=0,37\text{ KN/ml}$$

$$W_{zz}=-1,276\text{ KN/ml}$$

$$S_{zz}=S.\cos\alpha=0,671\text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz}=Q.\cos\alpha=0,26\text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe y-y**

$$G_{yy}=G.\sin\alpha=0,14\text{ KN/ml}$$

$$W_{yy}=0\text{ KN/ml}$$

$$S_{yy}=S.\sin\alpha=0,19\text{KN/ml}$$

$$Q_{yy}=Q.\sin\alpha=0,076\text{ KN/ml}$$

**IV.II.1-4 Combinaison d'action:**

Les bacs acier de couverture étant posés en continuité, les charges linéiques sur les pannes, du fait de la réaction hyperstatique sont majorées de 25%.

• **E.L.U**

➤ **Axe Z-Z**

$$1,25(G_{\min}+1,5.W)=1,25(0,37-1,5.1,276)=-1,93\text{ KN/ml}$$

$$1,25(1,35G_{z,\max}+1,5S_{zz})=1,25(1,35.0,37+1,5.0,671)=1,88\text{KN/ml}$$

$$1,25(1,35G_{z,\max}+1,5Q_z)=1,25(1,35.0,37+1,5.0,26)=1,11\text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$1,25(1,35G_y+1,5S_y)=1,25(1,35.0,14+1,5.0,19)=0,474\text{ KN/ml}$$

$$1,25(1,35G_y+1,5.Q_y)=1,25(1,35.0,14+1,5.0,076)=0,378\text{ KN/ml}$$

• **E.L.S**

➤ **Axe Z-Z**

$$1,25(G_z+W)=1,25(0,37-1,276)=-1,132\text{KN/ml}$$

$$1,25(G_z+S_z)=1,25(0,37+0,427)=0,996\text{KN/ml}$$

$$1,25(G_z+Q_z)=1,25(0,37+0,26)=0,787\text{KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$1,25(G_y+S_y)=1,25(0,14+0,19)=0,412\text{KN/ml}$$

$$1,25(G_y+Q_y)=1,25(0,14+0,076)=0,27\text{KN/ml}$$

**IV.II.1.5 Pré dimensionnement :**

Le cas le plus défavorable est celui où le vent agit seul, la condition de la flèche s'écrit :

flèche L : 1000cm

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1000}{200} = 5\text{cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{5 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,132 \times 1000^4 \times 10^{-1}}{5 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 1403,76\text{cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 200**

ses caractéristiques sont :

$$I_y = 1943\text{cm}^4 \quad I_z = 142,4\text{cm}^4 \quad A = 28,5\text{cm}^2 \quad H = 20\text{cm}$$

$$P = 22,4\text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids propre réel } C_p = [(12,45 + 5) \cdot (\frac{1,508}{\cos 20,5^\circ})] + 22,4 = 50,49\text{kg /ml}$$

$$C_p = 0,504\text{KN/ml}$$

$$G_z = 0,504 \cos 20,5 = 0,472\text{KN/ml}$$

$$G_y = 0,504 \sin 20,5 = 0,176\text{KN/ml}$$

**IV.II.1-6 Dimensionnement des pannes:**

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

- Limitation des flèches (ELS)
- Condition de résistance des sections transversales (ELU)

**IV. II.1-6-1 Les combinaisons de calcul :**

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 G_z + 1,5 Q_z) = 1,25(1,35 \cdot 0,472 + 1,5 \cdot 0,26) = 1,284\text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(1,35 G_y + 1,5 Q_y) = 1,25(1,35 \cdot 0,176 + 1,5 \cdot 0,076) = 0,439\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,25(G_z + 1,5 W) = 1,25(0,472 + 1,5(-1,276)) = -1,802\text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(1,35 G_y + 1,5 W) = 1,25(1,35 \cdot 0,176 + 1,5 \cdot 0) = 0,297\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,25(1,35 G_z + 1,5S_z) = 1,25(1,35 \cdot 0,472 + 1,5 \cdot 0,671) = 2,054 \text{ KN/ml} \\ q_y = 1,25(1,35 G_y + 1,5S_y) = 1,25(1,35 \cdot 0,176 + 1,5 \cdot 0,19) = 0,653 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### IV.II.1-6-2 Détermination des sollicitations:

- **moments:**

- **Sous le vent :**

Axe Z-Z  $M_y = q_z l^2 / 8 = -1,802 \cdot 10^2 / 8 = -22,52 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,297 \cdot 10^2 / 8 = 3,712 \text{ KN.m}$

- **Sous charge d'exploitation:**

Axe Z-Z  $M_y = q_z l^2 / 8 = 1,284 \cdot 10^2 / 8 = 16,05 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,439 \cdot 10^2 / 8 = 5,48 \text{ KN.m}$

- **Sous la neige :**

Axe Z-Z  $M_y = q_z l^2 / 8 = 2,054 \cdot 10^2 / 8 = 25,67 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y  $M_z = q_y l^2 / 8 = 0,653 \cdot 10^2 / 8 = 8,162 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant**

- Effort tranchant due au vent:  $V_w = \frac{qL}{2} = \frac{-1,802 \cdot 10}{2} = -9,01 \text{ KN}$

- Effort tranchant due au poids propre :  $V_G = \frac{qL}{2} = \frac{0,504 \cdot 10}{2} = 2,52 \text{ KN}$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$V_z = 1 \cdot \cos 20,5 = 0,93 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la neige :  $V_s = \frac{qL}{2} = \frac{2,054 \cdot 10}{2} = 10,27 \text{ KN}$

1<sup>ère</sup> combinaison :  $V_z = V_G + 1,5V_w = 2,52 - 1,5(9,01) = -10,99 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> combinaison :  $V_z = 1,35 V_G + 1,5V_Q = 1,35(2,52) + 1,5(0,93) = 4,79 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> combinaison :  $V_z = 1,35V_G + 1,5V_s = 1,35(2,52) + 1,5(10,27) = 18,80 \text{ KN}$

#### IV.II.1-6-3 Vérification de la résistance des pannes:

a) **Vérification à l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3} \gamma_{m0} = 14,01 \cdot 23,5 / \sqrt{3} \cdot 1,1 = 172,80 \text{ KN} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

**Sous le vent :**  $V_Z=10,99 \text{ KN} < V_{plz}=172,80 \text{ KN}$  Vérifiée

**Sous charge verticale :**  $V_Z= 4,79 \text{ KN} < V_{plz}=172,80 \text{ KN}$  Vérifié

**Sous la neige :**  $V_Z=18,80 \text{ KN} < V_{plz}=172,80 \text{ KN}$  Vérifiée

**b) Vérification au déversement :**

Le phénomène de déversement se manifeste lorsqu'un élément fléchi selon son axe fort, n'est pas tenu latéralement, la partie comprimée de sa section peut éventuellement se dérober, sous l'action du soulèvement du vent la semelle inférieure se trouve comprimée et risque de déverser étant libre sur toute sa portée, ce qui n'est pas le cas pour la semelle supérieure, qui est elle maintenue par la couverture.

La vérification à faire est :  $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$  EC3 Art 5.5.2(1)

$\beta_w=1$  → section de classe 01

$\chi_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl} f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : Est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

$C_1, C_2, C_3$  : dépend des conditions de charge .

$K=1$  appui simple  $C_1=1,132$  ,  $C_2=0,459$  ,  $C_3=0,525$   $K_w=1$  ,  
 $L=1000 \text{ cm}$  ,

$Z_g=Z_a-Z_s$

$$\begin{cases} Z_a=-10 \text{ m} & \text{sous le vent} \\ Z_a= 10 \text{ cm} & \text{sous charge verticale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s=0 & \text{section doublement symétrique} \\ Z_j=0 & \text{section doublement symétrique} \end{cases}$$

$Z_g=Z_a-Z_s=-10 \text{ cm}$   $I_t=6,98 \text{ cm}^4$  ,  $I_w=12,99 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$

➤ **Sous le vent**

$$M_{cr} = \frac{1,132\pi^2 210.142,4}{(1000)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{12,99 \cdot 10^3}{142,4} + \frac{(1000)^2 0,4698}{\pi^2 142,4} + (0,459 (-10))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 (-10)) \right\}$$

$$M_{cr} = 16,82 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{16,82 \cdot 10^{-3}}} = 1,7 > 0,4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

$$\lambda_{LT}^- = 1,72 \xrightarrow{\text{Courb } \alpha} \chi_{LT} = 0,284$$

$$\chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply.fy}}{\gamma m_1} = 0,284 \cdot 1 \frac{220,5 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} \longrightarrow \text{Msd} = 13,38 \text{ KN.m}$$

$M_r = 13,38 < M_{sy} = 17,62 \text{ KN.m}$  n'est pas vérifié

➤ **Sous charges verticales :**

$$M_{cr} = 13,76 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{220,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{13,76 \cdot 10^{-3}}} = 1,94 > 0,4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

$$\lambda_{LT}^- = 1,94 \xrightarrow{\text{Courb } \alpha} \chi_{LT} = 0,245$$

$$\chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply.fy}}{\gamma m_1} = 0,245 \cdot 1 \frac{220,5 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} \longrightarrow \text{Msd} = 11,54 \text{ KN.m}$$

$M_r = 11,54 < M_{sy} = 13,07 \text{ KN.m}$  n'est pas vérifié

Le déversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 240**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

**d) Vérification a l'effort tranchant :**

- **Sous le vent :**  $V_z = -7,105 \text{ KN} < V_{plz} = 236,07 \text{ KN}$  Vérifié
- **Sous charge verticale :**  $V_z = 5,355 \text{ KN} < V_{plz} = 236,07 \text{ KN}$  Vérifié
- **Sous la neige :**  $V_z = 17,04 \text{ KN} < V_{plz} = 236,07 \text{ KN}$  Vérifié

e) Vérification au diversement :➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr}=32,73\text{Nm}$$

$$M_{s_y}=16,62\text{KNm} < M_r=25,83 \text{ KNm} . \quad \text{Vérifié}$$

➤ **Sous charges verticales:**

$$M_{cr}=26,03\text{KNm}$$

f) Condition de résistance :

La condition à vérifier est:

$$\left[ \frac{M_y}{M_{Ry}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{Plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

➤ **Sous le vent :**

$$\left( \frac{16,67}{78,31} \right)^2 + \left( \frac{2,86}{15,79} \right) = 0,226 < 1 \quad \text{Vérifié}$$

➤ **Sous la charge verticale :**

$$\left( \frac{14,66}{78,31} \right)^2 + \left( \frac{4,287}{15,79} \right)^1 = 0,306 < 1 \quad \text{Vérifié}$$

IV.II.1-6-4 Vérification à l ELS :c) les combinaisons de calcul :

$$\begin{cases} q_{zser} = G_z + Q_z = 0,58 + 0,26 = 0,84 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + Q_y = 0,17 + 0,076 = 0,246 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{zser} = G_z + W = 0,58 + (-1,276) = -0,696 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y = 0,17 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{zser} = G_z + S_z = 0,58 + 0,671 = 1,251 \text{ KN/ml} \\ q_y = G_y + S_y = 0,17 + 0,19 = 0,36 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**b) calcul de la flèche:**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_y} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \cdot 1,251 \cdot 10^{-2} \cdot 1000^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 3892} = 2 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Vérifier}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,36 \cdot 10^{-2} \cdot 1000^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 283,6} = 7,87 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \quad \text{n'est pas vérifier}$$

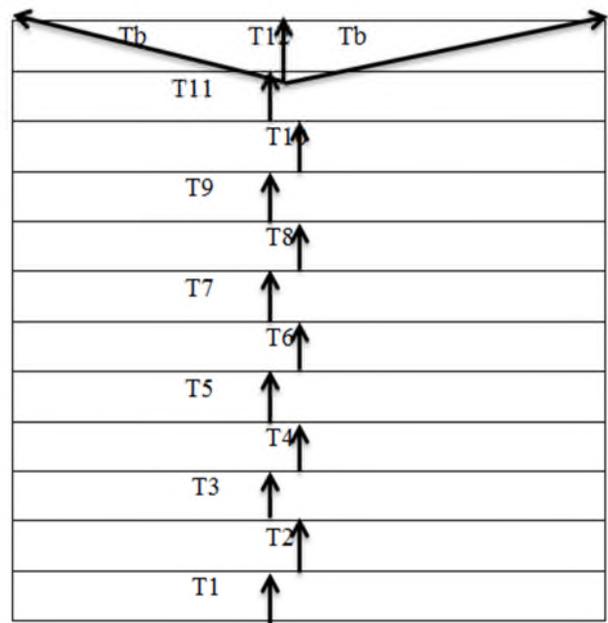
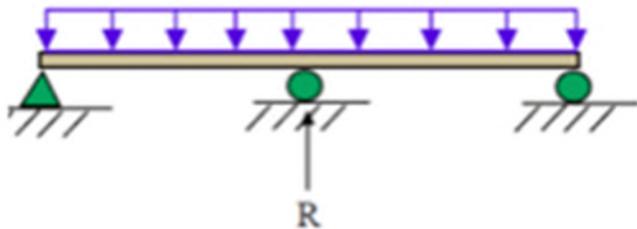
Sous chargement vertical la flèche n'est pas vérifiée donc on introduit des liernes et la flèche devient :

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,36 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 283,6} = 0,58 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm} \quad \text{vérifier}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE 240**.

**IV.II.2- Calcul des liernes :**

$q=0,44 \text{ KN/ml}$



**Figure IV.II.4** : schéma statique des liernes.

$$T_n = (2n - 1) \cdot \frac{R}{2}$$

Tel que :

$$R = 1,25 \cdot \frac{q_y \cdot l}{2} = 1,25 \cdot \frac{0,44 \cdot 5}{2} \implies R = 1,37 \text{ KN}$$

$$T_{11} = (2 \cdot 11 - 1) \cdot \frac{1,37}{2} \implies T_{11} = 14,37 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_{12/2}}{\cos \theta} \text{ tel que : } \theta = \arctg \frac{5}{1,508} = 73,21^\circ$$

$$T_{12} = (2 \cdot 12 - 1) \cdot \frac{1,37}{2} = T_{12} = 15,75 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{15,75/2}{\cos 56,18} = T_b = 27,20 \text{ KN}$$

D'où l'effort max  $N_t$  est comme suit :

$$N_t^{\max} = \max(14,37 ; 27,20)$$

$$N_t^{\max} = 27,20 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition de résistance de la traction :

$$N_t \leq N_{trd} = A_s \cdot F_y / \gamma m_0 \quad \text{ou : } A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

D'où :

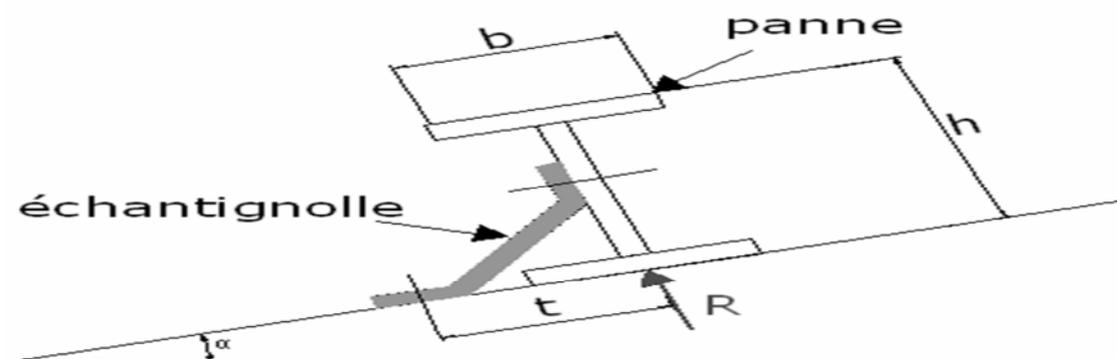
$$A_s \geq \frac{N_t \cdot \gamma m_0}{F_y}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_t \cdot \gamma m_0}{\pi \cdot F_y}} \geq 1,19 \text{ mm}$$

Donc on adopte des liernes de diamètre de  $d = 12 \text{ mm}$

### IV.II.3 Calcul de l'échantignole :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).



**Figure IV-10 :** schéma statique de l'échantignolle.

L'excentrement ( $t$ ) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour un IPE 240  $\Rightarrow$   $\begin{cases} b = 12 \text{ cm} \\ h = 24 \text{ cm} \end{cases}$

$$12 \text{ cm} \leq t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit  $t = 16 \text{ cm}$ .

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

Où :

$$M_r = R_1(z).t + R_2(y) \frac{h}{2}.$$

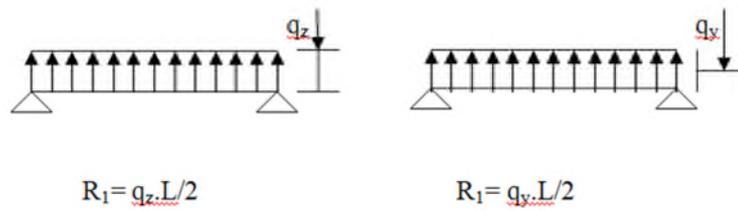


Figure IV.11 : schéma statique des charges appliquées.

**IV.II.3-1 Charges et surcharges appliquées :**

- Charges permanentes :  $G = 0.604 \text{ KN/ml}$
- Charges de vent de soulèvement :  $W = -1,276 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation :  $P = 0,27 \text{ KN/ml}$

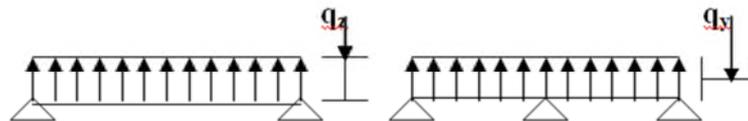


Figure IV.12 : Schéma statique des charges appliquées.

**IV.II.3-2 détermination des sollicitations :**

- **Sous la combinaison 1,35G + 1,5P**

$$\begin{cases} q_z = 1,173 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0,343 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc on aura :

$$\begin{cases} R_z = \frac{1,173.10}{2} = 5,865 \text{ KN/ml} \\ R_y = \frac{0,343.5}{2} = 0,857 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(1) = 0,16.5,865 + 0,12.0,857 = 1,04 \text{ KN.m}$$

➤ **Sous la combinaison G + 1,5V**

$$\begin{cases} q_z = -1,334 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0,229 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

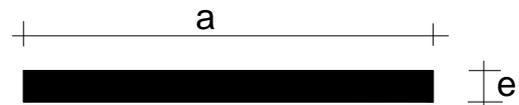
Donc on aura :

$$\begin{cases} R_z = \frac{1,334.10}{2} = 6,67 \text{ KN} \\ R_y = \frac{0,229.5}{2} = 0,57 \end{cases}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(2) = 0,16.6,67 + 0,57.0,12 = 1,00 \text{ KN.m}$$

$$M_r = \text{Max} (M_r(1) , M_r(2)) = 1,04 \text{ KN.m}$$



**IV.II.3-3 Condition de resistance :**

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} = 4,43 \text{ cm}^3$$

**Figure IV.13 :** dimensions de l'échantignole.

On a :  $W_{el} = \frac{a.e^2}{6}$  section rectangulaire

Avec a=20 cm Donc

$$e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq 1,15 \text{ cm}$$

→ On adopte un échantignole d'épaisseur 2cm.

**VI.III Calcul des fermes secondaires de toiture**

**VI.III.1 Pré dimensionnement de la ferme secondaire :**

-1 Introduction

Les fermes sont constituées de barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles, elles sont composées:

- \* d'une membrure supérieure (arbalétrier)
- \* d'une membrure inférieure (entrait)
- \*d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montants) et obliques (diagonales)

**Hypothèse de calcul:**

- \*les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- \*les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- \*la ferme est considérée comme reposant sur deux appuis.

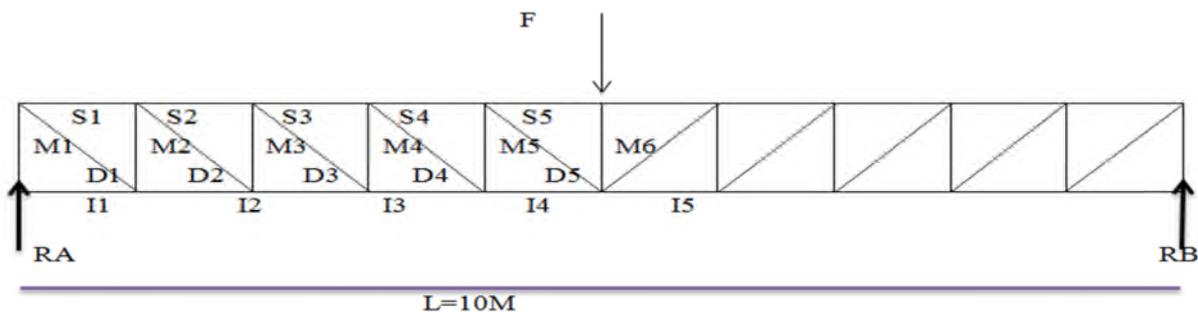
L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

Cas de soulèvement :G-1,5W

Cas de la neige seule: 1,35G+1,5S

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 10m avec deux forces concentrée verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des poutres en arcs. Et le schéma statique sera comme le suivant:



**Figure IV.III.1: Schéma statique de la ferme**

**IV.III.2 Détermination des forces revenantes à la ferme:**

**Poids propre**

- Réaction de la propre de la poutre en arc..... $G_{PA}=2,18KN$
- Poids propre des pannes ..... $G_{PP}=1,535KN$
- Poids propre de la toiture ..... $G_{Toit}=3,159KN$
- TOTAL..... $G_{TOTAL}=6,87KN$

**\*Neige**  $S_{\max}=0,307\text{KN/m}^2$  (déterminée dans le chapitre II)

La surface revenant a chaque poutre  $S=(5\times 4,45)=22,25\text{m}^2$

Donc  $S=0,307\times 22,25=6,83\text{KN}$

**\*Vent** La zone la plus chargée est G dont  $C_{pi}=0,8$

$q_j=1276,30\text{N/m}^2$   $S=(5\times 4,45)=22,25\text{m}^2$

$W=1.25 * q_j * s = 1,276 \times 22,25 = 28,39\text{KN}$

### III.6-3 Calcul des forces selon les combinaisons de charges:

a) soulèvement  $F_1=G+1,5W=-35,71\text{KN}$

b) la neige  $F_1=1,35G+1,5.S=19,52\text{KN}$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D réalisé avec les logiciels ROBOT 2010 et SAP 2000 V14.

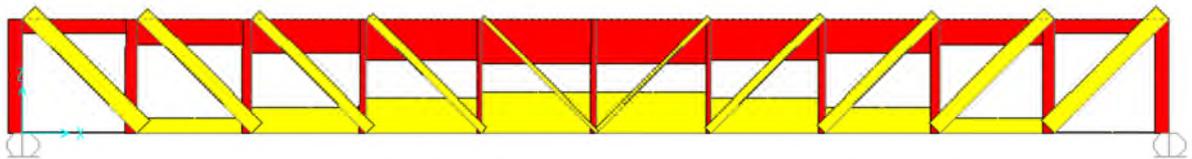


Diagramme effort normale sous G

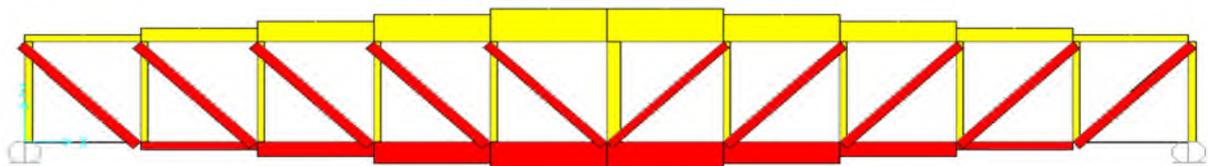


Diagramme effort normale sous w

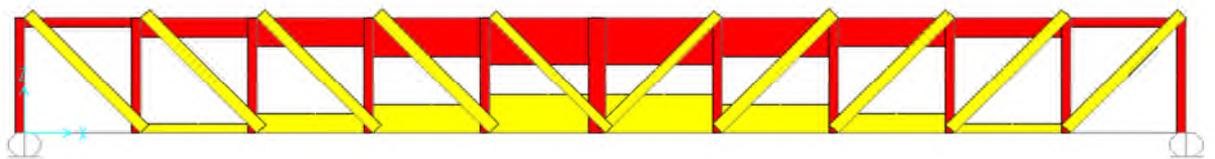


Diagramme effort normale sous S

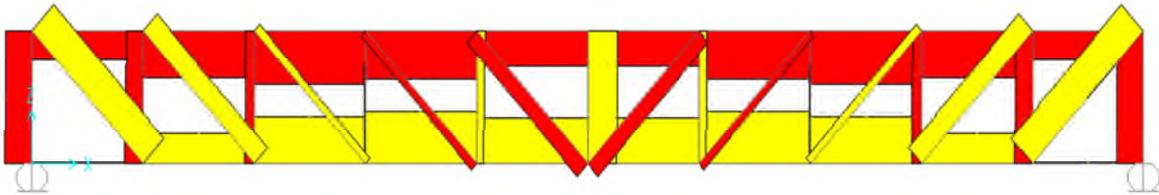


Diagramme effort normale sous G+1.5W

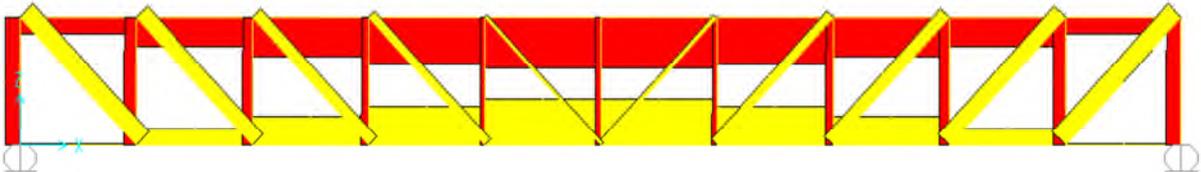


Diagramme effort normale sous 1.35G+1.5S



Figure IV.III.2: Diagrammes des efforts normaux dans les éléments de la ferme sous SAP2000

Tableau IV.III.1 : les sollicitations dans les différents éléments de la ferme

ELEMENTS		Sous G ( KN)	Sous W ( KN)	Sous S ( KN)	Sous G+1,5W ( KN)	Sous 1,35G+1,5S ( KN)
Membrures supérieures	S <sub>1</sub>	-20,666	6,708	-1,578	-10,604	-30,266
	S <sub>2</sub>	-38,006	13,726	-3,228	-17,418	-56,151
	S <sub>3</sub>	-50,896	20,686	-4,866	-19,867	-76,008
	S <sub>4</sub>	-59,55	27,821	-6,544	-17,82	-90,209
	S <sub>5</sub>	-63,456	33,678	-7,921	-12,939	<u>-97,547</u>
Membrures inférieures	I <sub>1</sub>	1,357	-0,401	0,094	0,756	1,974
	I <sub>2</sub>	22,028	-7,201	1,694	11,226	32,278
	I <sub>3</sub>	39,033	-14,208	3,342	17,722	57,708
	I <sub>4</sub>	51,627	-21,16	4,977	19,887	77,161
	I <sub>5</sub>	60,015	-28,383	6,676	17,442	<u>91,035</u>
Diagonales	D <sub>1</sub>	5,177	-7,441	1,75	-5,984	9,615
	D <sub>2</sub>	11,414	-9,296	2,187	-2,531	18,688
	D <sub>3</sub>	16,909	-9,037	2,126	3,353	26,015
	D <sub>4</sub>	22,646	-9,102	2,141	8,993	33,783
	D <sub>5</sub>	27,367	-8,821	2,075	14,136	<u>40,057</u>
Montants	M <sub>1</sub>	-22,245	6,671	-1,569	-12,239	<u>-32,385</u>
	M <sub>2</sub>	-17,488	6,235	-1,467	-8,135	-25,808
	M <sub>3</sub>	-13,926	6,348	-1,493	-4,404	-21,04
	M <sub>4</sub>	-9,977	6,33	-1,489	-0,482	-15,702
	M <sub>5</sub>	-5,951	6,045	-1,422	3,117	-10,167
	M <sub>6</sub>	-5,2	12,002	-2,823	12,803	-11,255

## IV.III.2 Pré dimensionnement des éléments

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux  $N_{sd}$  qui les sollicitent et ils doivent vérifier la condition suivante:

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

➤ Membrane supérieure :

$$N^{\max} = 97,545 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \implies A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\implies A \geq \frac{97,545 \cdot 1,1}{23,5} = 4,56 \text{ cm}^2$$

**Soit 2L (40×40×4) de section et des trous  $\varphi=16\text{mm}$ . →  $A_s = 6,16\text{cm}^2$**

La vérification se fera après calcul des assemblages.

$$\text{Section nette : } A_{net} = 2(A_1 + \xi \cdot A_2)$$

$$A_1 = (4 \times 0,4) - (1,6 \times 0,4) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (4 - 0,4) \times 0,4 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,66$$

$$A_{net} = 2(0,96 + 0,66 \times 1,44) = 3,82 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,82 \cdot 36}{1,25} = 99,01 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 97,54 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 99,01 \text{ KN}$$

Vérfifié

**Membrure supérieure :**

$$N^{\max} = 91,035 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{91,035 \cdot 1,1}{23,5} = 4,26 \text{ cm}^2$$

**Soit 2L (40×40×4) de section  $\phi=16\text{mm}$ . →  $A_s = 6,16\text{cm}^2$**

$$\text{Section nette : } A_{net} = 2(A_1 + \xi \cdot A_2)$$

$$A_1 = (4 \times 0,4) - (1,6 \times 0,4) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (4 - 0,4) \times 0,4 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,66$$

$$A_{net} = 2(0,96 + 0,66 \times 1,44) = 3,82 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 3,82 \cdot 36}{1,25} = 99,01 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 91,035 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 99,01 \text{ KN}$$

Vérifié

➤ **Diagonales :**

$$N^{\max} = 40,057 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{40,057 \cdot 1,1}{23,5} = 1,88 \text{ cm}^2$$

**Soit 2L (30×30×3) de section  $\phi=16\text{mm}$ . →  $A_s = 3,48\text{cm}^2$**

$$\text{Section nette : } A_{net} = 2(A_1 + \xi \cdot A_2)$$

$$A_1 = (3 \times 0,3) - (1,6 \times 0,3) = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (3 - 0,3) \times 0,3 = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,60$$

$$A_{net} = 2(0.42 + 0,60 \times 0.82) = 1.81 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 1.812 \cdot 36}{1,25} = 46.96 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 40.057 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 46.96 \text{ KN}$$

Vérifié

➤ **Montant :**

$$N^{\max} = 32,685 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{40,057 \cdot 1,1}{23,5} = 1,88 \text{ cm}^2$$

**Soit 2L (30×30×3) de section  $A_s = 3,48 \text{ cm}^2$**

$$\text{Section nette : } A_{net} = 2(A_1 + \xi \cdot A_2)$$

$$A_1 = (3 \times 0,3) - (1,6 \times 0,3) = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (3 - 0,3) \times 0,3 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.60$$

$$A_{net} = 2(0.42 + 0,60 \times 0.82) = 1.81 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 1.812 \cdot 36}{1,25} = 46.96 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 32.68 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 46.96 \text{ KN}$$

Vérifié

**IV.III-5 Vérification des éléments comprimés au flambement :**

➤ **Membrures supérieures et inférieures :**

$$N_{C}^{\max} = -833,828 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$2L(40 \times 40 \times 4) \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_a = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_{\beta} + A_c \cdot \Delta^2] = 23,17 \text{ cm}^4$$

- $I_{\beta}$  =  $I_z$  d'une seule cornière.

- $A_c$  = aire d'une seule cornière.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 1,94 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100/1,2 = 83,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 100/1,94 = 51,54$$

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot [B_A]^{0,5}, \text{ Classe 1, } (B_A = 1, \lambda_1 = 93,9)$$

$$\bar{\lambda}_y = 83,35/93,9 = 0,88 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 51,54/93,9 = 0,54 > 0,2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**Calcul  $\chi_{\min}$  :**

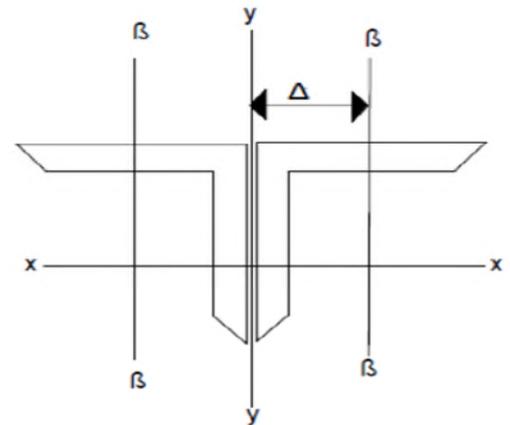
$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe(c)  $\alpha = 0,49$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,49(0,88 - 0,2) + 0,88^2] = 1,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,616$$



$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0,513$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,513$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,513 \cdot 1,6 \cdot 16,23,5 / 1,1 = 67,51 \text{ KN}$$

$$N_{\text{crd}} = 67,51 \text{ KN} < N_{\text{sd}} = 97,457 \text{ KN.}$$

non vérifié

On augmente la section des cornières à **2L (50×50×5)**

$$2L (50 \times 50 \times 5) \rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_a = 2 \cdot 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_{\beta} + A_c \cdot \Delta^2] = 84,128 \text{ cm}^4$$

- $I_{\beta} = I_z$  d'une seule cornière.

- $A_c$  = aire d'une seule cornière.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 2,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100 / 1,51 = 66,23$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 100 / 2,96 = 33,78$$

$$\bar{\lambda}_y = 66,23 / 93,9 = 0,70 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 33,78 / 93,9 = 0,36 > 0,2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**Calcul  $\chi_{\min}$  :**

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe(c)  $\alpha = 0,49$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,49(0,70 - 0,2) + 0,70^2] = 0,87$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,721$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda z^2]^{1/2}} = 0,60$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,60$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,60 \cdot 1,9 \cdot 6,23,5 / 1,1 = 123,05 \text{ KN}$$

$$N_{\text{crd}} = 123,05 \text{ KN} > N_{\text{sd}} = 97,457 \text{ KN.}$$

Vérifié

donc on choisit 2L (50\*50\*5).

➤ Calcul de la Section nette :  $A_{\text{net}} = 2(A_1 + \xi \cdot A_2)$

$$A_1 = (5 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0,5) \times 0,5 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,70$$

$$A_{\text{net}} = 2(1,7 + 0,70 \times 2,25) = 6,55 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u.Rd}}$$

$$\text{Ou } N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{\text{u.Rd}} = \frac{0,9 \cdot 6,55 \cdot 36}{1,25} = 169,77 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 833,82 \text{ KN} > N_{\text{u.Rd}} = 169,77 \text{ KN.}$$

Non Vérifié

On augmente la section des cornières on choisit des **L100X100X10** avec  $A_{\text{cornière}} = 19,2 \text{ cm}^2$ .

Et un diamètre de trous  $\phi = 18 \text{ mm}$ .

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (10 \times 1) - (1,8 \times 1) = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (10 - 1) \times 1 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,73$$

$$A_{\text{net}} = 2(8,4 + 0,73 \cdot 9) = 29,94 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 29 \cdot 94}{1,25} = 855,36 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 833,82 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 855,36 \text{ KN}$$

Vérifié

→ On choisira des cornières **L100X100X10** pour augmenter la marge de sécurité.

La vérification se fera après calcul des assemblages

➤ **Montant :**

$$N_c^{\max} = -32,85 \text{ KN (-) pour la compression}$$

$$l_k = 100 \text{ cm}$$

$$2L (30 \times 30 \times 3) \rightarrow A = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_a = 2 \cdot 1,40 = 2,8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_{\beta} + A_c \cdot \Delta^2] = 13,50 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0,90 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 1,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100/0,90 = 111,12$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 100/1,96 = 51,03$$

$$\bar{\lambda}_y = 111,12/93,9 = 1,183 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 51,03/93,9 = 0,54 > 0,2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

Calcul  $\chi_{\min}$  :

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe(c)  $\alpha = 0,49$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,49(1,183 - 0,2) + 1,183^2] = 1,44$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,44$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0,36$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,36$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,36 \cdot 1,3 \cdot 48,23,5 / 1,1 = 26,76 \text{ KN}$$

$$N_{\text{crd}} = 26,76 \text{ KN} < N_{\text{sd}} = 32,385 \text{ KN.}$$

Non Vérifié

On augmente la section des cornières à 2L(40\*40\*4)

$$2L(40*40*4) \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_a = 2 \cdot 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_{\beta} + A_c \cdot \Delta^2] = 23,17 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 1,94 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 100 / 1,2 = 83,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 100 / 1,94 = 51,54$$

$$\bar{\lambda}_y = 83,35 / 93,9 = 0,88 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 51,54 / 93,9 = 0,54 > 0,2$$

Il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**Calcul  $\chi_{\min}$  :**

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe(c)  $\alpha = 0,49$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,49(0,88 - 0,2) + 0,88^2] = 1,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0,616$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda z^2]^{1/2}} = 0,513$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,513$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,513 \cdot 1,6 \cdot 16,23,5 / 1,1 = 67,51 \text{ KN}$$

$$N_{\text{crd}} = 67,51 \text{ KN} > N_{\text{sd}} = 33,385 \text{ KN}.$$

Vérifié

donc on choisit 2L (40\*40\*4).

#### **IV.III-6 Conclusion:**

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant:

<b>éléments</b>	<b>Section choisie</b>
Membrures supérieures	2L(100*100*10)
Membrures inférieures	2L(100*100*10)
montants	2L(40*40*4)
Diagonales	2L(40*40*4)

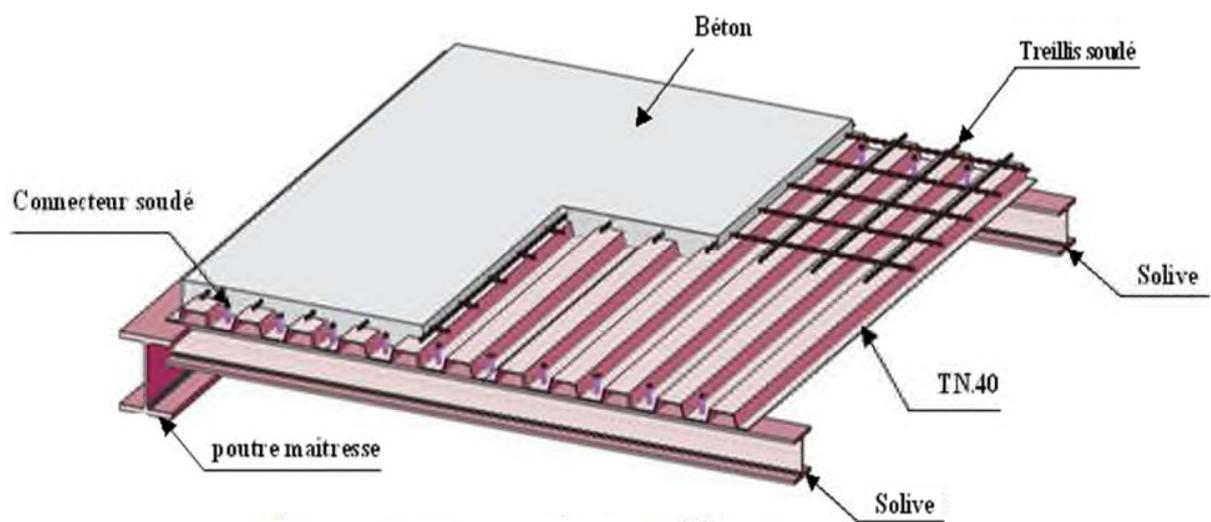
**Tableau IV.III.2:** les sections de la ferme choisies

## Chapitre VI

### Études d'un plancher mixte

#### VI.1 Définition

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.



*Figure: VI.1* éléments constructifs de plancher

#### VI.1 Plancher courant

#### VI.2 Disposition des poutrelles :

Dans notre cas les démentions les plus défavorable pour le dimensionnement des éléments de plancher sont montrer sur figure ci-après :

- distance entre les solives est  $d=1,17\text{m}$ .
- la longueur de solives est  $l=5,00\text{m}$ .

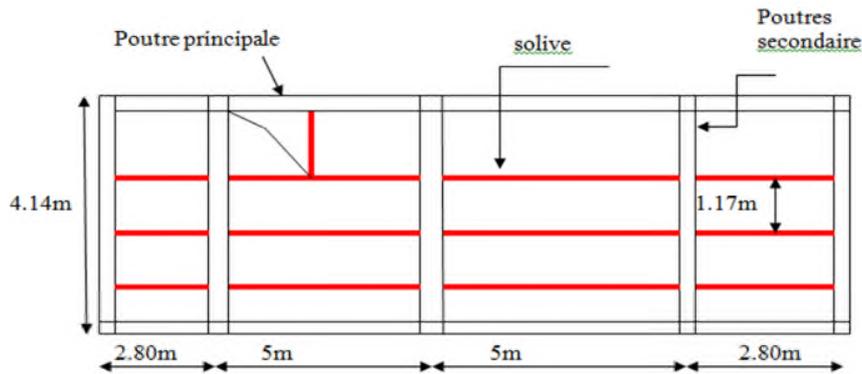


Figure VI.2 : Schéma de la trame supportant les planchers.

## VI.3 Caractéristique des éléments constructifs

### VI.3.1 L'acier

On utilise des poutres IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $\rightarrow E_a = 21.10^4 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de traction  $\rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa}$
- La limite élastique de cisaillement  $\rightarrow \tau_e = 0,58 f_y = 136,3 \text{ Mpa}$

### VI.3. 2 le béton

Pour les planchers, on utilise un béton C25/30 de épaisseur ( $e=10\text{cm}$ ) qui ont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression  $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La masse volumique  $\rightarrow \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Le module d'élasticité longitudinale  $\rightarrow E_b = 14000 \text{ Mpa.}$
- le coefficient de retrait du béton  $\rightarrow \varepsilon = 2.10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton :  $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15 \rightarrow n=15$

## VI.4 Méthode de calcul

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

### VI.4.1 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

### VI.4.2 Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

## VI.5 Vérification des solives au stade de montage

On va choisir l' IPE180 comme solives.

### VI.5.1 Évaluation des charges

#### VI.5.1.1 Les charges permanentes

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$\begin{cases} G = 2,65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE180} = 0,188 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \{G = 2,65 \cdot 1,17 + 0,188 = 3,288 \text{ KN/m}$$

#### VI.5.1.2 Les surcharges d'exploitation (Q) :

$$Q = 1,5 \cdot 1,17 = 1,755 \text{ KN/m}$$

### VI.5.2 Combinaison des charges :

➤ À l'ELS :

$$P_{s1} = [\Sigma G + Q = 3.288 + 1.755] = 5.043 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 5.043 \text{ KN/m}$$

➤ à l'ELU :

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 3.288 + 1,5 \cdot 1.755 = 7.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7.07 \text{ KN/ml}$$

### VI.5.3 Vérification de la flèche:

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 5,043 \cdot 500^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1317} = 1,48 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoin d'un étayement.

**Tableau VI.1 :** caractéristiques de l'IPE 180

Prof	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	G (kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE 180	180	91	146	5.3	8	18.8	23.9
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>elz</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )
	1317	146	146	100.9	22.16	34.60	10.92

### VI.5.4 Vérification de la résistance à l'ELU :

### VI.5.4.1 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{10,92 \cdot 5}{2} = 27,3 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{10,92 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 148,159 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 74,07 \text{ KN}$$

D'où

$$V_{sd} = 27,30 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 74,07 \text{ KN}$$

Donc la condition  $V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$  est vérifiée

### VI.5.4.2 Vérification au moment fléchissant:(résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{7,071 \cdot 5^2}{8} = 22,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{146,3 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 34,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

**Remarque :** toutes les conditions sont vérifiées. Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

## VI.6 Vérification au stade finale :( Après durcissement du béton)

### VI.6.1 Évaluation des charges

#### VI.6.1.1 Les charges permanentes

L'entre axe des solives est :  $e_{solive} = 1,17 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

1- Cloisons de séparation ( $e = 10 \text{ cm}$ ) .....  $1,2 \text{ KN/m}^2$

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

---

2- Revêtements en carrelage ( $e = 2cm$ ) .....	$0,2 \cdot 2 = 0,4 KN/m^2$
3- Mortier de pose ( $e = 1,5cm$ ) .....	$0,2 \cdot 1,5 = 0,3 KN/m^2$
4- Lit de sable ( $e = 2cm$ ) .....	$18 \cdot 0,02 = 0,36 KN/m^2$
5- Enduit en plâtre ( $e = 1,5cm$ ) .....	$0,1 \cdot 1,5 = 0,15 KN/m^2$
6- Dalle en béton armé ( $e = 12cm$ ) .....	$0,10 \cdot 25 = 2,5 KN/m^2$
7- Tôle type cofrastra 40 .....	$0,15 KN/m^2$

$$G = 5,06 KN/m^2$$

$$\rightarrow G = 1.17 \cdot 5.06 = 6.14 KN/M$$

### VI.6.1.2 Les charges variables :

$$Q = 1.5 \cdot 1.17 KN/m \rightarrow Q = 1.755$$

### VI.6.2 Combinaison des charges :

#### ➤ À L'ELS

$$\Sigma G + Q = 6.14 + 1.755 = 7.895 KN/m$$

$$q_s = 7.895 KN/m$$

#### ➤ A L'ELU :

$$\Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 6.14 + 1,5 \cdot 1.755 = 10.92 KN/m$$

$$q_u = 10.92 KN/ml$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle  $I_1$  participe avec l'inertie des solives  $I_2$ , ce qui donne une inertie équivalente  $I$ .

### VI.6.3 Calcul de largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente  $I$ , de la section mixte notée par  $B_{eff}$  est donnée par:

$$B_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}, b\right) \text{ avec } l_0 = 5m \text{ et } b = 1.17m$$

$$\text{donc } B_{eff} = \min\left(2\frac{5}{8}, 1\right) = \min(1.25, 1.17) = 1.17m$$

$$\text{Donc } B_{eff} = 1,17m$$

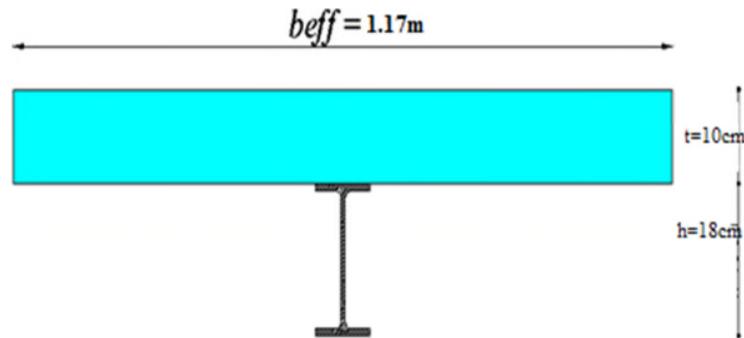


Figure VI.3 : Largeur de la dalle effective.

#### VI.6.4 La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre ( $\Delta$ ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivant :

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \cdot S}, \text{ avec } n = 15 \text{ et } S = A + \frac{B}{n} \text{ avec } B = b \times t$$

$$S = 23,9 + \frac{117 \cdot (6 + 4)}{15} \rightarrow S = 101,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{117 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot \frac{(6 + 4) + 18}{2 \cdot 101,9} = 10,71 \text{ cm} \rightarrow d = 9,99 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{18}{2} + (6 + 4) - 10,71 = 8,29 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{18}{2} + 10,71 = 19,71 \text{ cm}$$

#### VI.6.5 Position de l'axe neutre plastique :

$Z_{anp}$  : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \cdot f_y = \frac{23,9 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 510,6 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \cdot 6 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 994,5KN$$

$F_c > F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = \frac{510,6}{1,17 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot 25}{1,5}\right)} \cdot 10^{-1} = 3,08cm < h_c$$

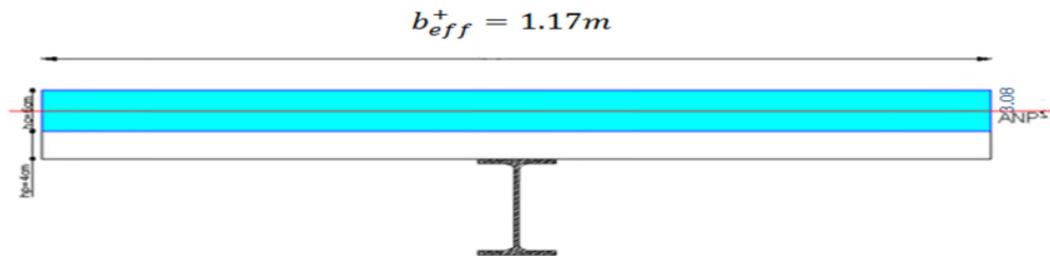


Figure VI.4 : position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.

### VI.6.6 Le moment d'inertie de la section mixte

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ ) :

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1317 + 23.9 \times (10.71)^2 + \frac{117 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{117 \times 10}{15} \left( \frac{10+18}{2} - 10.71 \right)^2 = 5552.707 \text{ cm}^4$$

$$I = 5552.707 \text{ cm}^4$$

### VI.6.7 Vérification de la flèche

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 7,895 \cdot 10^{-2} (500)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5552,707} = 0,55 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

### VI.6.8 Vérification au moment fléchissant:(résistance)

#### VI.6.8.1 Moment fléchissant maximal dans la section mixte

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

---

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$P_u = 10,92 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{10,92 \cdot 4,8^2}{8} = 31,50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### VI.6.8.1.1 Calcul du moment plastique résistant

$$M_{pl,rd} = Fa \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) = 510,6(18/2 + 4 + 6 - (3,08/2))10^{-2}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 89,150 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 89,150 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 31,50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

⇒ La section est vérifiée en résistance.

### VI.6.8.2 Vérification au l'effort tranchant:(cisaillement)

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} \leq 0,58 f_y \quad . V_{sd} = \frac{10,92 \cdot 4,8}{2} = 26,208 \text{ KN} < 136,3 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \cdot t_w} = \frac{26,20}{164 \times 5,3} = 30,14 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau = 30,14 \text{ Mpa} < 0,58 f_y = 136,3 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée

### VI.6.9 Contrainte de flexion simple

- **Contrainte dans la poutre acier :**

a) Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{31,50}{5552,707} \cdot 19,71 \cdot 10^3 = -111,813 \text{ MPa}$$

b) traction dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{31,50}{5552,707} \cdot [8,29 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = -9,7MPa$$

• **Contrainte dans la dalle béton :**

a) Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{31,50}{15 \cdot 5552,707} \cdot 8,29 \cdot 10^3 = 3,135MPa$$

b) Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{31,50}{15 \cdot 5552,707} \cdot [8,29 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = -0,646MPa$$

$$\sigma_{bi} = 0,646 MPa < f_{t28} = 2,1 MPa \rightarrow OK$$

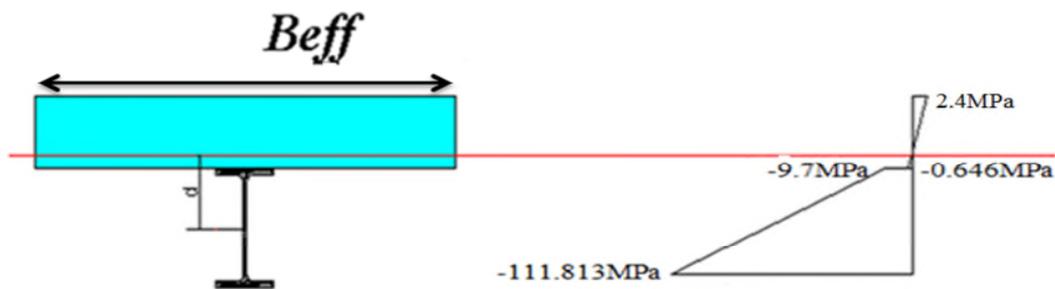


Figure: VI.5. Diagramme des contraintes de flexion simple

### VI.6.10 Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier,
- un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Et on calcule :

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{18 + 6 + 4}{2} = 14 \text{ cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{23,9 \cdot 14} = 3,936 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 117 \cdot (6 + 4) = 1170 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1170 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 23,9}{(15 \cdot 1317 \cdot 23,9) + (1170 \cdot 1317) + (1170 \cdot 23,9 \cdot 14^2)} = 0,219 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,936 = 12,936 \text{ cm}$$

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12,936 + 6 + 4 = 22,936 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

### IV.6.10.1 Dans l'acier

➤ **Fibre inférieure**

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,219 \cdot (18 - 12,936) \cdot 10 = 11,09 \text{ MPa}$$

➤ **Fibre supérieure**

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,219 \cdot 12,936 \cdot 10 = 28,329 \text{ MPa}$$

### IV.6.10.2 Dans le béton

➤ **Fibre inférieure**

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,219 \cdot 12,936 \cdot 10)}{15} = -0,911 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 0.911 \text{ MPa}$$

→ Alors on a de la compression

➤ **Fibre supérieure**

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,219 \cdot 22,936 \cdot 10)}{15} = -0,548 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bs} = -0.548 \text{MPa}$$

→ Alors on a de la traction

### VI.6.11 Contraintes finale

#### VI.6.11.1 Dans l'acier

➤ **Semelle inférieure :(Traction)**

$$\sigma_{ai} = -111,813 + 11,09 = -100.723 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Semelle supérieure :(Compression)**

$$\sigma_{as} = 9,7 + 28,329 \text{MPa} = 38,529 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### VI.6.11.1 Dans l'e béton

➤ **Semelle inférieure :(Traction)**

$$\sigma_{bi} = 0.646 - 0,911 = -0,265 \text{MPa} < 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Semelle supérieure :(Compression)**

$$\sigma_{bs} = 2.4 - 0,548 = 1.852 \text{MPa} < f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

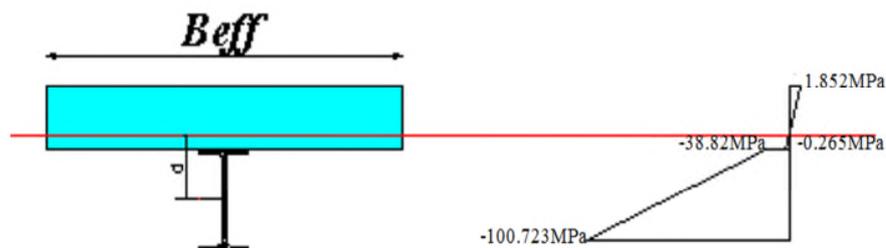


Figure: VI.6 Diagramme des contraintes finales

## VI.7 vérification des poutres maitresses

### VI.7.1 Phase de construction

L'entre axe des sommiers est :  $e_{pp} = 5 \text{ m}$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE270} = 0,361 \text{ KN/m} \\ G_{IPE180} = 0,188 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 2,56 \cdot 5 + 0,361 = 13,161 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \cdot 5 = 7,5 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 5 = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

#### VI.7.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 29,017 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 27,892 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 29,017 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{29,017 \cdot 5^2}{8} = 90,678 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \cdot 0,188 \cdot 5 = 1,269 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (a + b) = 1,269 \cdot (1,17 + 2,34) = 4,454 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 88,334 \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{428,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 100,791 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

#### VI.7.1.2 Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 20,661 \text{ KN/m}$$


---

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 19,911 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 20,661 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{414}{250} = 1,656 \text{ cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 20,661 \cdot (414)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5790} = 0,649 \text{ cm}$$

$$P_{solive} = 0,188 \cdot 5 = 0,94 \text{ KN}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot [a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)] = 0,021 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,651 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement.

### VI.7.2 Phase finale :

L'entre axe des sommiers est :  $e_{pp} = 5 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE270} = 0,361 \text{ KN/m} \\ G_{IPE180} = 0,188 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \cdot 5 + 0,361 = 25,661 \text{ KN/m} \\ Q = 1,5 \cdot 5 = 7,5 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 5 = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

### ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 45,892 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 44,767 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 45,892 \text{ KN/m}$$

### ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 33,161 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 32,411 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 33,161 \text{ KN/m}$$

### VI.7.2.1 Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 45,892 \text{ KN/m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \cdot 0,188.5 = 1,269 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{45,892 \cdot 4,14^2}{8} = 98,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (a + b) = 1,269 \cdot (1,17 + 2,34) = 4,450 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 102,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### VI.7.2.2 Position de l'axe neutre plastique (ANP) :

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

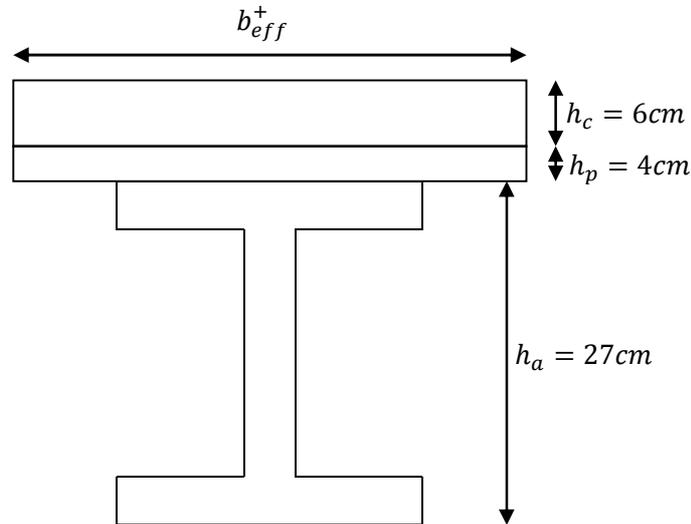
$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right]$$

Avec :

$l_0$  : Longueur de la solive.

$b$  : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{4,14}{8}, \frac{5}{2} \right] = 1,035m$$



FigureVI.7: Largeur de la dalle effective.

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{45,9 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 980,590KN$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,035 \cdot 6 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 879,75$$

$$F_a - F_c = 100,84 \text{ KN} \quad , \quad 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 451,071 \text{ KN}$$

$$F_a > F_c \Rightarrow F_a - F_c \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \Rightarrow \text{L'axe neutre plastique est dans la semelle de la poutre}$$

en acier :

$$Z = + \frac{(F_a - F_c) \gamma_a}{2 \cdot b_f \cdot f_y} + (h_c + h_p) \Rightarrow Z = 12,28 \text{ Cm}$$

$$\begin{aligned} M_{Pl,Rd}^+ &= F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_c) \cdot \frac{(Z + h_p)}{2} \\ &= 980,590 \cdot \left( \frac{27}{2} + \frac{6}{2} + 4 \right) - (100,84) \cdot \frac{(12,28 + 4)}{2} \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ = 186,620 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

### VI.7.2.2.3 Vérification de la flèche en service :

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

$$P_s = 33,161 \text{ KN/m}$$

$$P_{solive} = 0,188 \cdot 5 = 0,94 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

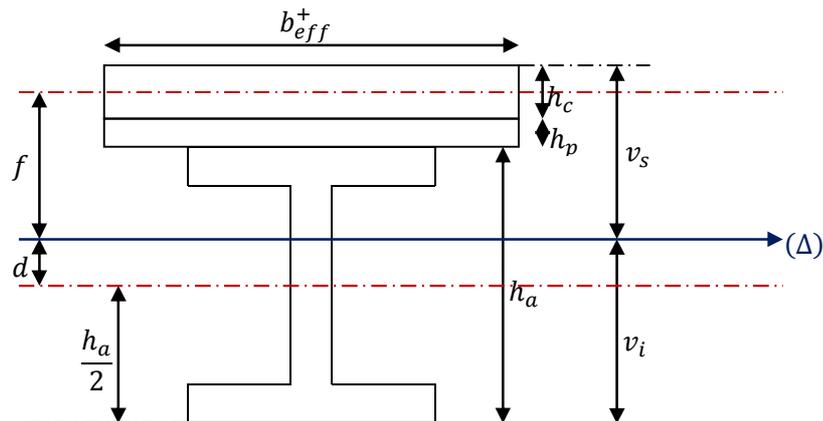
$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{414}{200} = 2,07 \text{ cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]]$$

- **Calcul de  $I_m$  :**



**Figure VI.8 :** position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ );

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ );

$S$  : Section homogène.

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 45,9 + \frac{103,5 \cdot (6 + 4)}{15} = 114,9 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot h_a}{2 \cdot S} = \frac{103,5 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot \frac{(6 + 4) + 27}{2 \cdot 114,9} = 11,10 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{27}{2} + (6 + 4) - 11,10 = 12,4 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{27}{2} + 11,10 = 24,6\text{cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(6 + 4) + 27}{2} - 11,10 = 7,4\text{cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 5790 + 45,9 \cdot 11,10^2 + \frac{103,5 \cdot (6 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{103,5 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot 7,4^2 = 15798,779\text{cm}^4$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m} = \frac{5 \cdot 31,161 \cdot (414)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 15798,779} = 0,36\text{cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]] = 0,021\text{cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,381\text{cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

#### VI.7.2.2.4 Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{45,892 \cdot 4,14}{2} + 2 \cdot 1,269 = 97,534\text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{22,14 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 300,389\text{KN}$$

$V_{Pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### VI.7.3 Calcul des contraintes :

##### VI.7.3.1 Contraintes dues au moment fléchissant :

- Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{102,77}{15798,779} \cdot 24,6 \cdot 10^3 = -160,021\text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{102,77}{15798,779} \cdot [12,4 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 15,611\text{MPa}$$

- Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{102,77}{15 \cdot 15798,779} \cdot 12,4 \cdot 10^3 = 5,377 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{102,77}{15 \cdot 15798,779} \cdot [12,4 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 1,040 \text{ MPa}$$

### VI.7.3.2 Contraintes dues au retrait :

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{27 + 6 + 4}{2} = 18,5 \text{ cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{5790}{45,9 \cdot 18,5} = 6,818 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 103,5 \cdot (6 + 4) = 1035 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1035 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 18,5 \cdot 45,9}{(15 \cdot 5790 \cdot 45,9) + (1035 \cdot 5790) + (1035 \cdot 45,9 \cdot 18,5^2)} = 0,140 \text{ KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{27}{2} + 6,818 = 20,318 \text{ cm}$$

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 20,318 + 6 + 4 = 30,318 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,140 \cdot 20,318 \cdot 10 = 28,445 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,140 \cdot (27 - 20,318) \cdot 10 = -9,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,140 \cdot 20,318 \cdot 10)}{15} = -0,903 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,140 \cdot 30,318 \cdot 10)}{15} = -0,0296 \text{MPa}$$

### VI.7.3.4 Contraintes finales :

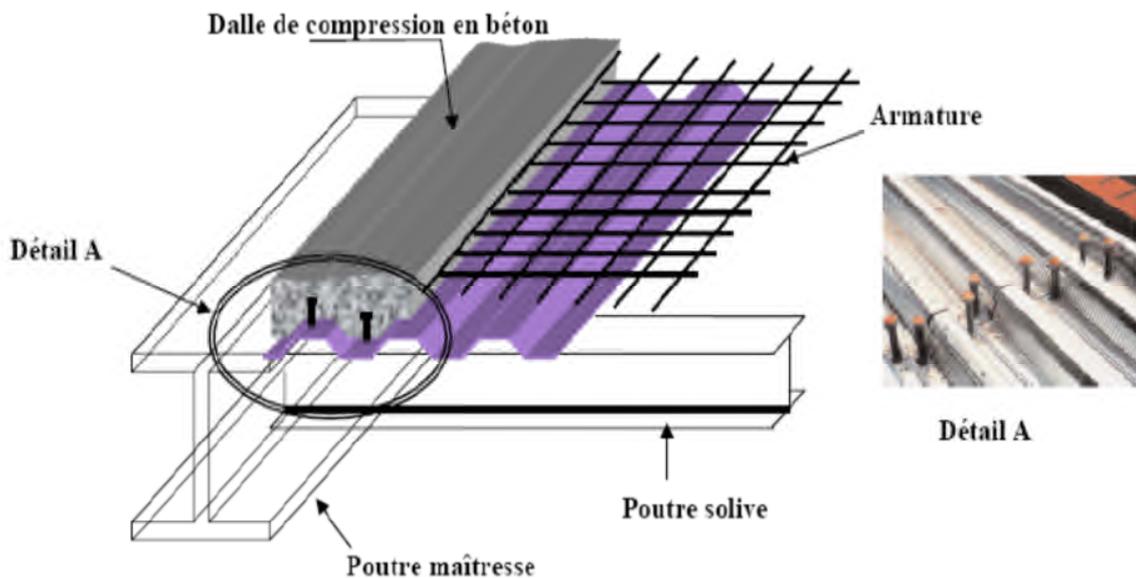
$$\sigma_{as} = 15,611 + 28,445 = 44,056 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -160,021 - 9,35 = -169,371 \text{MPa} < f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 5,377 - 0,0269 = 5,350 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1,04 - 0,903 = 0,137 \text{MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VI.8 Calcul des goujons connecteurs :



**Figure VI. 9** : détail des goujons connecteurs

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

$$f_u = 400 \text{Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

On a  $d = 16mm \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64mm$

On prend  $h = 80mm$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{80}{16} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30  $\Rightarrow f_{ck} = 25MPa, E_{cm} = 30500MPa$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même ;

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{400}{1,25} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 51,472KN$$

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon ;

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,862KN$$

$$P_{rd} = \min(51,472; 51,862) = 51,472KN$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min\left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min\left( \frac{23,9 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \cdot 1,17 \cdot \frac{(6 + 4) \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) = 510,590KN$$

### VI.8.1 Le nombre des goujons est

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{510,590}{51,472} = 9,919$$

On choisit  $N_f = 11$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{4,8}{2} = 2,4m$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{240}{11} = 22 \text{ cm}$$

### VI.8.2 Vérification des soudures :

$a$  : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(16; 8) = 8 \text{ mm}$$

On prend  $a = 7 \text{ mm}$

$l$  : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 16 = 50,265 \text{ mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360 \text{ MPa} \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 7 \cdot 50,265 \cdot \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 73,132 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{510,590}{11} = 46,42 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 46,42 \text{ KN} \leq 73,132 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI.9 Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de  $1,17 \times 5 \text{ m}$  :

$$\begin{cases} G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 9,081 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 9,081 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + Q] = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

#### À L'ELU :

$$q_u = 9,081 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,17}{5} = 0,234 < 0,4$$

→ La dalle se comporte comme une poutre \_ flexion dans un seul sens seulement, travaille selon la petite portée.

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,081 \cdot 1,17^2}{8} = 1,554 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,165 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,777 \text{ KN.m}$$

#### • Calcul des armatures en travée :

$$M_t = 1,165 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} b &= 1m \\ h &= 6cm \\ c &= 2cm \end{aligned}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,051 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,065$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 3,90cm$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1,42cm^2$$

Donc on ferraille avec : 6HA8 = 3,02cm<sup>2</sup>

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{3,02}{4} = 0,755cm^2$$

Donc on choisit : 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,483cm^2 < 3,02cm^2 \rightarrow \text{Vérfié}$$

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 0,777KN.m$$

$$b = 1m$$

$$h = 6cm$$

$$c = 2cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0341 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,043$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 3,931cm$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0,946cm^2$$

Donc on ferraille avec : 6HA8 = 3,02cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,483cm^2 < 2,51cm^2 \rightarrow \text{Vérfiée}$$

- **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 18cm$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{6} = 16,66cm < 18cm \rightarrow \text{Vérfiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24cm$$

On a :

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{5} = 20cm < 24cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9,081 \cdot 1,17}{2} = 5,312KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{5,312}{1 \cdot 0,04} \cdot 10^{-3} = 0,132MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25MPa > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **À L'ELS :**

$$q_s = 6,65KN/m^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{6,56 \cdot 1,17^2}{8} = 1,14KN.m$$

Le moment en travée est :  $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 0,855KN.m$

Le moment en appuis est :  $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,57KN.m$

- **Vérification des contraintes :**

- **En travée**

$$M_t = 0,855KN.m$$

$$A = 3,02cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 4cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1.90cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 15cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2.89MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

- **En appui**

$$M_a = 0,57KN.m$$

$$A = 2,01cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 4cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 2.01cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 910.477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2.51MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

---

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{6}{117} \geq \frac{0,855}{20 \cdot 1,14} \Rightarrow 0,052 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$2) \frac{6}{117} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,052 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{3,02}{100 \cdot 4} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0075 \leq 0,005 \rightarrow \text{nest pas Vérifiée}$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{cal} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I}$$

$$G = 5,06 + G_{ARM} = 5,06 + 0,055 \Rightarrow G = 5,115 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \cdot 1,17 = 1,755 \text{ KN/m}$$

$$G = (5,115 \cdot 1,17) + 0,188 = 6,172 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 7,927 \text{ KN}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I} = 2,33 \text{ cm} \leq f_{adm} 2,5 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

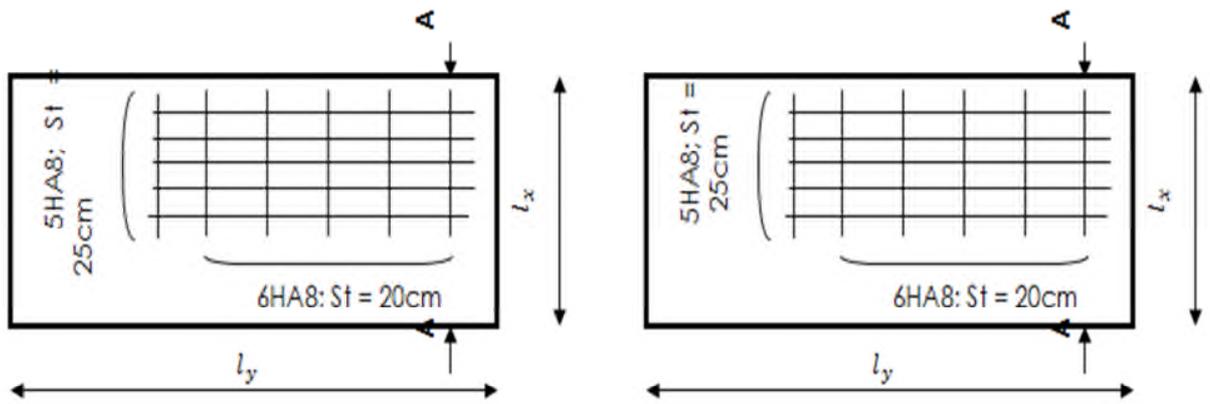
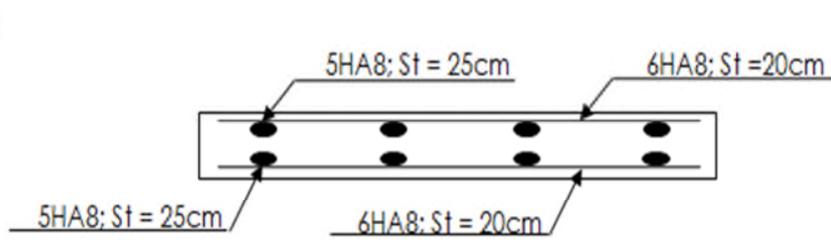


Figure VI.5 Vue en plan «en appui»

Figure VI.6 Vue en plan «en travée»



Coupe A-A

Figure VI.7 : Schémas de Ferrailage de la dalle

### VI.II/ planché terrasse :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

#### **1.1- Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- surcharge de construction (ouvrier)

#### **1.2- Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton (sec)
- surcharge d'exploitation
- finition

#### **1.1. Vérification des solives :**

- **Plancher terrasse :**

##### **1.1.1. Phase de construction :**

L'entre axe des solives est :  $e_{solive} = 1,32m$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2,65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,24 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 2,65 \cdot 1,32 + 0,129 = 3,627 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,32 = 1,32 \text{ KN/m} \\ S = 0,24 \cdot 1,32 = 0,316 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

##### **a. Vérification de la résistance à L'ELU :**

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

---

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 6,876 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 7 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 7 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{7 \cdot 3,41^2}{8} = 10,174 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{88,34 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 20,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$  La section est vérifiée en résistance.

### a. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 4,947 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 5,031 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 5,031 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{341}{200} = 1,705 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 5,031 \cdot 341^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 541,2 \cdot 10^4} = 0,779 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement.

### 1.1.2. Phase finale :

L'entre axe des solives est :  $e_{solive} = 1,32 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

#### ➤ Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,24 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5,64 \cdot 1,32 + 0,129 = 7,573 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 1,32 = 1,32 \text{ KN/m} \\ S = 0,24 \cdot 1,32 = 0,316 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

### ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 12,203 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 12,33 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 12,33 \text{ KN/m}$$

### ELS :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 8,89 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 8,97 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 8,97 \text{ KN/m}$$

### a. Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 12,33 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{12,33 \cdot 3,41^2}{8} = 17,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### ➤ Position de l'axe neutre plastique (ANP) :

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

Avec :

$l_0$  : Longueur de la solive.

$b$  : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{3,41}{8}, \frac{1,32}{2} \right] = 1,32 \text{ m}$$

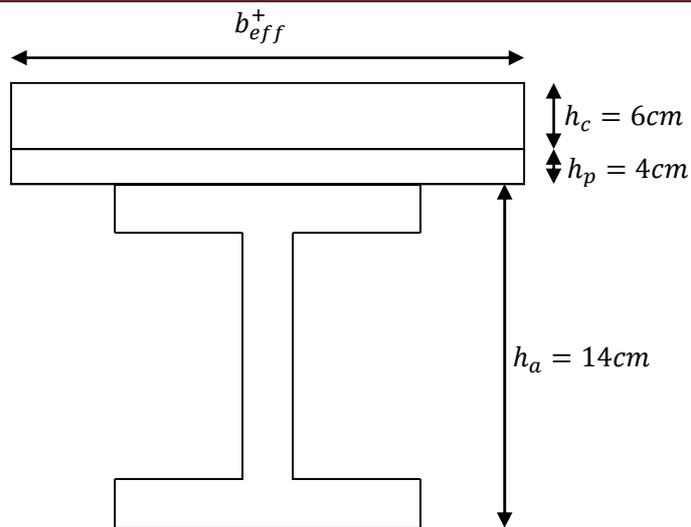


Figure VI.10 : Largeur de la dalle effective.

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \cdot f_y = \frac{16,4 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 350,363 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,32 \cdot 6 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 1122 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{350,363}{1,32 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \right)} \cdot 10^{-1} = 1,87 \text{ cm}$$

$$M_{PL,Rd}^+ = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 350,363 \cdot \left( \frac{14}{2} + 4 + 6 - \frac{1,87}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{PL,Rd}^+ = 56,28 \text{ KN.m}$$

$M_{PL,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$  La section est vérifiée en résistance.

#### b. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 5,031 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{my}}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{341}{200} = 1,70 \text{ cm}$$

#### • Calcul de $I_m$ :

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ )

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ )

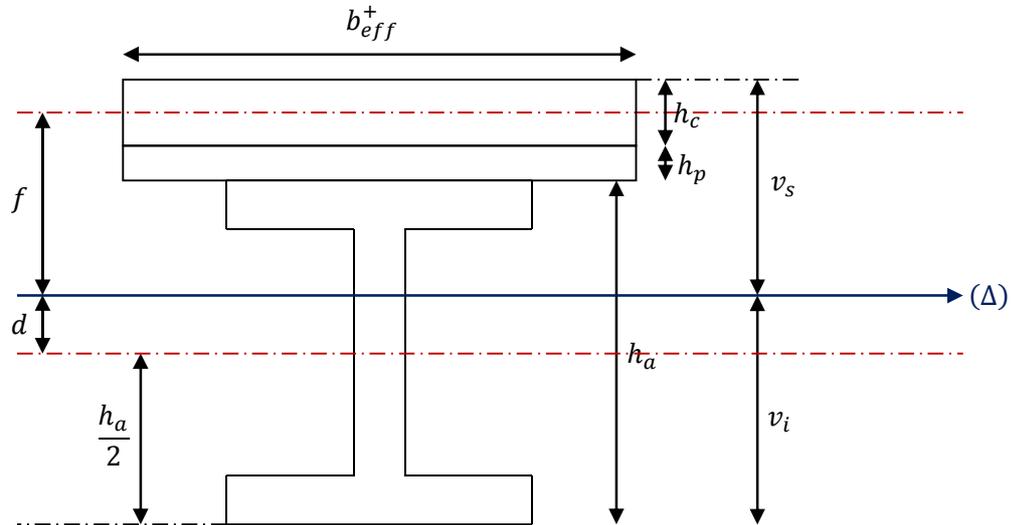


Figure VI.11 : position de l'axe neutre

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 16,4 + \frac{132 \cdot (6 + 4)}{15} = 104,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot h_a}{2 \cdot S} = \frac{132 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot \frac{(6 + 4) + 14}{2 \cdot 104,4} = 10,11 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{14}{2} + (6 + 4) - 10,11 = 6,89 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{14}{2} + 10,11 = 17,11 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(6 + 4) + 14}{2} - 10,11 = 1,89 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 541,2 + 16,4 \cdot 10,11^2 + \frac{132 \cdot (6 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{132 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot 1,89^2 = 3038,8 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 5,031 \cdot 341^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 3038,8 \cdot 10^4} = 0,138 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

### b. Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{7 \cdot 3,41}{2} = 11,93 \text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{7,64 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 103,65 \text{KN}$$

$V_{Pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

### c. Calcul des contraintes :

#### d.1. Contraintes dues au moment fléchissant :

- Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{17,92}{3038,8} \cdot 17,11 \cdot 10^3 = -100,89 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{17,92}{3038,8} \cdot [6,89 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 18,33 \text{MPa}$$

- Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{17,92}{15 \cdot 3038,8} \cdot 6,89 \cdot 10^3 = 2,70 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{17,92}{15 \cdot 3038,8} \cdot [6,89 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 1,22 \text{MPa}$$

#### d.2. Contraintes dues au retrait :

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{14 + 6 + 4}{2} = 12 \text{cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{514,2}{16,4 \cdot 12} = 2,612 \text{cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 132 \cdot (6 + 4) = 1320 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{1320 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 12 \cdot 16,4}{(15 \cdot 541,2 \cdot 16,4) + (1320 \cdot 541,2) + (1320 \cdot 16,4 \cdot 12^2)} = 0,275 \text{KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2,612 = 9,612 \text{cm}$$

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 9,61 + 6 + 4 = 19,61 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,275 \cdot 9,61 \cdot 10 = 26,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,275 \cdot (14 - 9,61) \cdot 10 = -12,072 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,275 \cdot 9,61 \cdot 10)}{15} = -1,038 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,275 \cdot 19,61 \cdot 10)}{15} = -0,795 \text{ MPa}$$

### d.3. Contraintes finales :

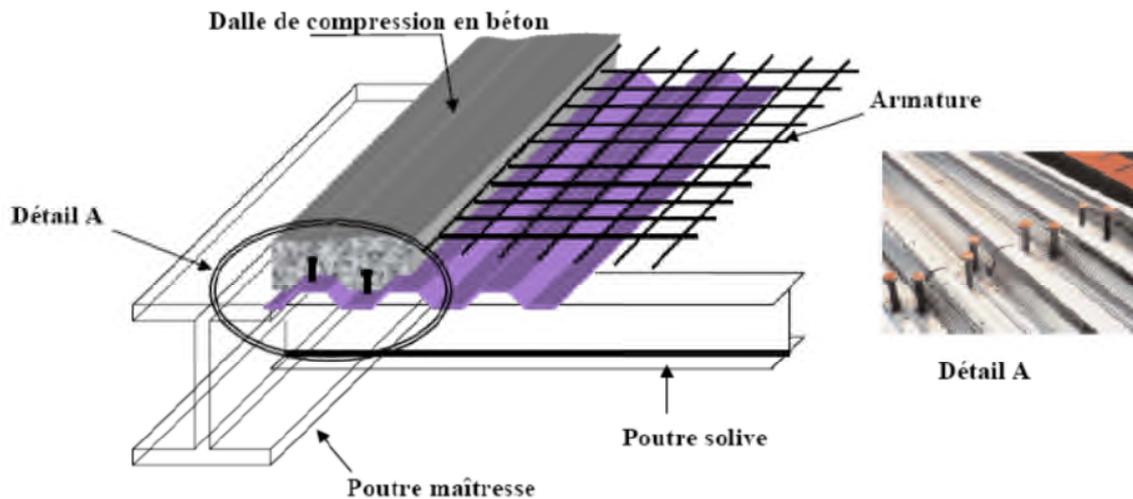
$$\sigma_{as} = 18,33 + 26,42 = 44,75 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -100,89 - 12,072 = -112,96 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 2,70 - 0,79 = 1,91 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1,22 - 1,038 = 0,82 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 1.1.3. Calcul des goujons connecteurs :



On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

$$\text{On a } d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

On prend  $h = 80mm$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{80}{16} = 5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30  $\Rightarrow f_{ck} = 25MPa, E_{cm} = 30500MPa$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même ;

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{400}{1,25} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 51,472KN$$

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon ;

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,862KN$$

$$P_{rd} = \min(51,472; 51,862) = 51,472KN$$

L'effort total de cisaillement longitudinales est donné par :

$$V_{el} = \min\left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min\left( \frac{16,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \cdot 1,32 \cdot \frac{(6 + 4) \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) = 350,36KN$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{350,36}{51,472} = 6,80$$

On choisit  $N_f = 8$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,41}{2} = 1,70m$$

L'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{170}{15} = 21cm$$

### 1.1.4. Vérification des soudures :

$a$  : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(16; 10,7) = 10,7mm$$

On prend  $a = 9mm$

$l$  : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \cdot d = \pi \cdot 16 = 50,265mm$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 360MPa \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = 9 \cdot 50,265 \cdot \frac{360 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 94,026KN$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{350,36}{8} = 43,79KN$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant  $F_{sd}$  par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 43,79KN \leq 94,026KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 1.1.5. Vérification des vibrations :

Notre plancher est à usage d'habitation, donc la condition a vérifiée est :

$$f(Hz) \geq 3(Hz)$$

$$f(Hz) = \frac{18}{\sqrt{f_{cal}}} = \frac{18}{\sqrt{0,138 \cdot 10}} = 15,32Hz$$

$$15,32 \geq 3 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 1.2. Vérification des poutres maitresses

#### 1.2.1. Phase de construction :

L'entre axe des sommiers est :  $e_{sommier} = 4m$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2,65 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE330} = 0,491 \text{ KN/m} \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 2,65 \cdot 4 + 0,491 = 11,091 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 4 = 4 \text{ KN/m} \\ S = 0 \cdot 4 = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

#### a. Vérification de la résistance à L'ELU :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 20,972 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 20,372 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 20,972 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{20,972 \cdot 3,9^2}{8} = 39,873KN \cdot m$$

$$P_{solive} = 1,35 \cdot 0,129 \cdot 4 = 0,696KN$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (a + b) = 0,696 \cdot 1,32 = 0,918KN \cdot m$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 40,791KN \cdot m$$

$$M_{Rd} = \frac{713,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 167,579KN \cdot m$$

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

$M_{sd} \leq M_{Rd} \Rightarrow$  La section est vérifiée en résistance.

### a. Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 15,091 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 14,7 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 15,691 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{390}{250} = 1,56 \text{ cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 15,691 \cdot 3,9^4 \cdot 10^2}{384 \cdot 2,1 \cdot 11770} = 0,191 \text{ cm}$$

$$P_{solive} = 0,129 \cdot 4 = 0,516 \text{ KN}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_y} \cdot [a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] = 0,024 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,215 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoins d'un étayement.

### 1.2.2. Phase finale :

L'entre axe des sommiers est :  $e_{sommier} = 4 \text{ m}$

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble.

Donc les charges de la phase finale sont :

#### ➤ Plancher terrasse :

$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,24 \text{ KN/m}^2 \\ G_{IPE330} = 0,491 \text{ KN/m} \\ G_{IPE140} = 0,129 \text{ KN/m} \end{cases}$$
$$\Rightarrow \begin{cases} G = 5,64 \cdot 4 + 0,491 = 23,051 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \cdot 4 = 4 \text{ KN/m} \\ S = 0,24 \cdot 4 = 0,96 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**ELU :**

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 37,118 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 36,842 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 37,118 \text{ KN/m}$$

**ELS :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = G + \max[Q; S] = 27,051 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G + 0,9 \cdot [Q + S] = 26,876 \text{ KN/m}$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 27,051 \text{ KN/m}$$

### a. Vérification de la résistance à L'ELU :

$$P_u = 37,118 \text{ KN/m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \cdot 0,129 = 0,174 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{37,118 \cdot 3,8^2}{8} = 66,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (a + b) = 0,174 \cdot 1,32 = 0,229 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 67,219 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### ➤ Position de l'axe neutre plastique (ANP) :

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

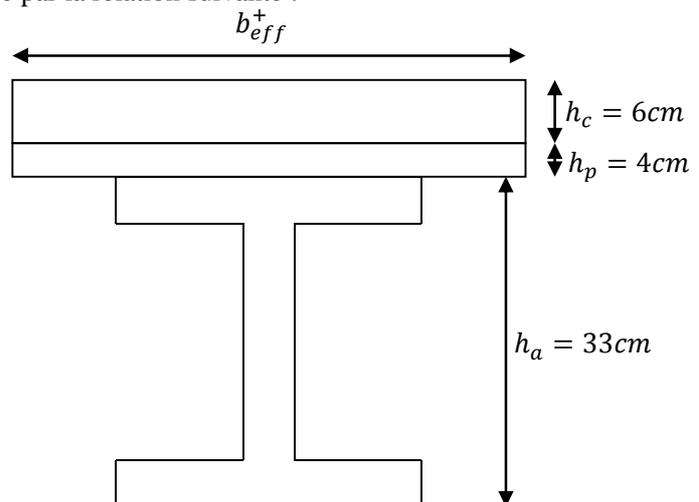
$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right]$$

Avec :

$l_0$  : Longueur de la solive.

$b$  : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{3,8}{8}, \frac{4}{2} \right] = 0,95 \text{ m}$$



**Figure VI.12 :** Largeur de la dalle effective

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{62,6 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-1} = 1337,364 \text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,95 \cdot 6 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 = 807,5 \text{KN}$$

$$F_a > F_c \Rightarrow$$

$$F_a - F_c = 529,864 \text{ KN}$$

$$2 \cdot b_F \cdot t_f \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \cdot 160 \cdot 11,5 \frac{235}{1,1} = 786,181 \text{KN}$$

$$F_a - F_c < 2 \cdot b_F \cdot t_f \frac{f_y}{\gamma_a} \leftrightarrow$$

ANP est situé dans la semelle de la poutre métallique

$$Z = (h_c + h_p) + \frac{(f_a - f_c) \cdot \gamma_a}{2 \cdot b_F \cdot f_y} \leftrightarrow (6+4) + \frac{529,864 \cdot 1,1}{2 \cdot 16 \cdot 235} = 17,5 \text{cm}$$

$$F_a = F_c + 2 \cdot b_F \cdot t_f \frac{f_y}{\gamma_a} (Z_{anp} - h_c - h_p) \leftrightarrow 807,5 + 2 \cdot 16 \cdot \frac{235}{1,1} (17,5 - 6 - 4) = 5128,08 \text{KN}$$

$$M_{PL,Rd}^+ = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (f_a - f_c) \cdot \frac{(z + h_p)}{2} = 5786,14 \text{KN}$$

$$M_{PL,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

### a. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 27,051 \text{ KN/m}$$

$$P_{solive} = 0,129 \cdot 4 = 0,516 \text{KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{380}{200} = 1,9 \text{cm}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]]$$

### • Calcul de $I_m$ :

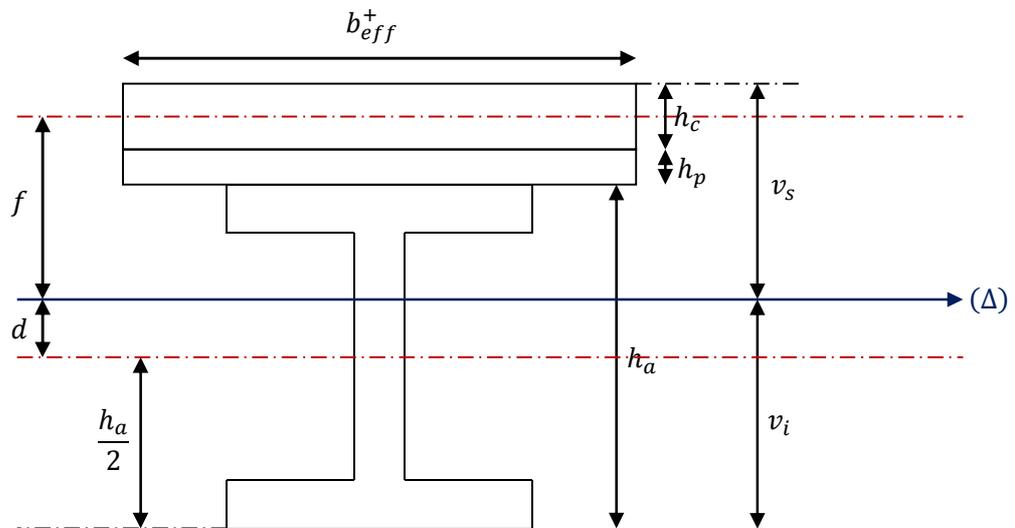


Figure VI.13 : position de l'axe neutre

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ );

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ );

$S$  : Section homogène.

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 62,6 + \frac{95 \cdot (6 + 4)}{15} = 125,93 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot h_a}{2 \cdot S} = \frac{95 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot \frac{(6 + 4) \cdot 33}{2 \cdot 125,9} = 8,29 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{33}{2} + (6 + 4) - 8,29 = 18,21 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{33}{2} + 8,29 = 24,79 \text{ cm}$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{(6 + 4) + 33}{2} - 8,29 = 13,21 \text{ cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$I_m = 11770 + 62,6 \cdot 8,29^2 + \frac{95 \cdot (6 + 4)^3}{12 \cdot 15} + \frac{95 \cdot (6 + 4)}{15} \cdot 13,21^2 = 27651,81 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m} = \frac{5 \cdot 27,051 \cdot 3,8^4 \cdot 10^7}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 27651,81} = 0,126 \text{ cm}$$

$$f_{cal2} = \frac{P_{solvie}}{24 \cdot E \cdot I_m} \cdot [[a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)]] = 0,0017 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 0,127 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

**a. Résistance de la section au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{37,118 \cdot 3,8}{2} + 2 \cdot 0,516 = 71,55 \text{KN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{30,81 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-1} = 418,022 \text{KN}$$

$V_{Pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**b. Calcul des contraintes :**

**d.1. Contraintes dues au moment fléchissant :**

- Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{40,791}{27651,81} \cdot 24,79 \cdot 10^3 = -36,569 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{40,791}{27651,81} \cdot [18,21 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 12,111 \text{MPa}$$

- Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{40,791}{15 \cdot 27651,81} \cdot 18,21 \cdot 10^3 = 1,790 \text{MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{40,79}{15 \cdot 27651,81} \cdot [18,21 - (6 + 4)] \cdot 10^3 = 0,807 \text{MPa}$$

**d.2. Contraintes dues au retrait :**

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{33 + 8 + 4}{2} = 22,5 \text{cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{11770}{62,6 \cdot 20} = 8,356 \text{cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 95 \cdot (6 + 4) = 950 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{950 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 22,5 \cdot 62,6}{(15 \cdot 11770 \cdot 62,6) + (950 \cdot 11770) + (950 \cdot 62,6 \cdot 22,5^2)} = 0,107 \text{KN/cm}^3$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{33}{2} + 8,356 = 24,856 \text{ cm}$$

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 24,856 + 6 + 4 = 34,856 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0,107 \cdot 24,856 \cdot 10 = 26,595 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0,107 \cdot (33 - 24,856) = -8,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,107 \cdot 24,856 \cdot 10)}{15} = -1,026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0,107 \cdot 34,856 \cdot 10)}{15} = -0,313 \text{ MPa}$$

### d.3. Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 12,111 + 26,595 = 38,706 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -36,569 - 8,71 = -45,279 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 1,790 - 0,313 = 1,477 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 0,807 - 1,026 = -0,219 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 1.3. Ferrailage de la dalle du plancher :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,32 x 4 m :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 5,64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ S = 0,24 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 9,114 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 9,288 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 9,288 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 6,64 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 6,756 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 6,756 \text{ KN/m}$$

**À L'ELU :**

$$q_u = 9,288 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,32}{4} = 0,33 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon la petite portée.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,288 \cdot 1,32^2}{8} = 2,022 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée est :  $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,516 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis est :  $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 1,011 \text{ KN.m}$

- **Calcul des armatures en travée :**

$$M_t = 1,516 \text{KN.m}$$

$$b = 1 \text{m}$$

$$h = 6 \text{cm}$$

$$c = 2 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,052$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,875 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1,035 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup>

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725 \text{cm}^2 < 2,51 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = 1,011 \text{KN.m}$$

$$b = 1 \text{m}$$

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

$$c = 2 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,023$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,944 \text{cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0,685 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec : 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,725 \text{cm}^2 < 2,51 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} = \min[(3 \cdot h), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 24 \text{cm}$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < 24 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St_{\parallel y} = \min[(4 \cdot h_c), 45] \Rightarrow St_{\parallel x} = 32 \text{cm}$$

On a :

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

---

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25cm < 32cm \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9,288 \cdot 1,32}{2} = 6,13KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{6,13}{1 \cdot 0,06} \cdot 10^{-3} = 0,102MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25MPa > \tau \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### **À L'ELS :**

$$q_s = 6,756KN/m^2$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8} = \frac{6,756 \cdot 1,32^2}{8} = 1,471KN \cdot m$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 1,103KN \cdot m$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,735KN \cdot m$$

- **Vérification des contraintes :**

#### **En travée**

$$M_t = 1,103KN \cdot m$$

$$A = 2,51cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2,29MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

#### **En appui**

$$M_a = 0,735KN \cdot m$$

$$A = 2,51cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$d = 6cm$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A') \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d') \Rightarrow y = 1,782cm$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858,477cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,525MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

## Chapitre VI Etude des planchés mixtes

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

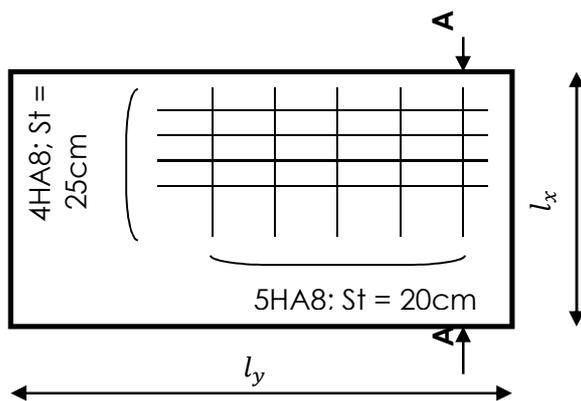
$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \\ 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \frac{6}{150} \geq \frac{1,103}{20 \cdot 1,471} \Rightarrow 0,04 \geq 0,0374 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

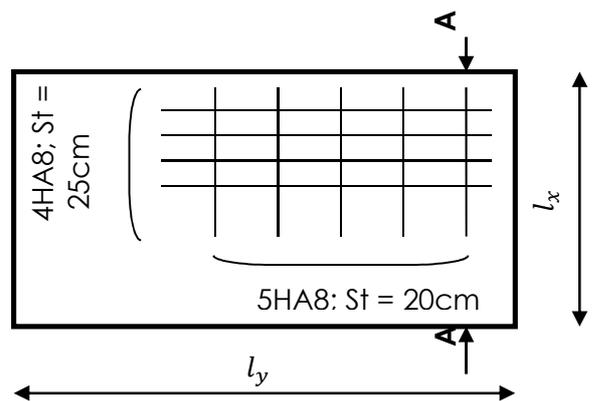
$$2) \frac{6}{132} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0,0454 \geq 0,0375 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{2,51}{100 \cdot 6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,005 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

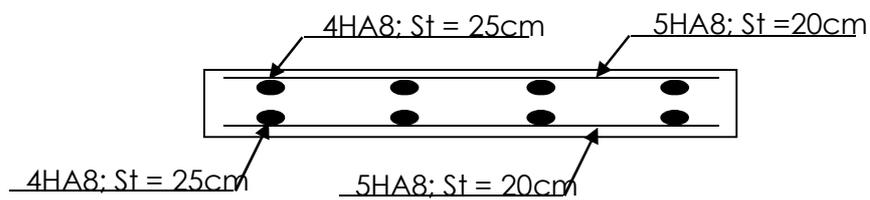
Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure VI.10** Vue en plan «en appui»



**Figure VI.11** Vue en plan «en travée»



**Coupe A-A**

**Figure VI.12** : Schémas de Ferrailage de la dalle mixte

# Chapitre VII

## Etude du système de contreventement

### 1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et ainsi que les forces sismique dans la structure et de les transmettre au sol. Ils sont disposés sous la toiture, dans les plans des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité).

### 2 Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent):

#### a/poutre au vent de la voûte :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.

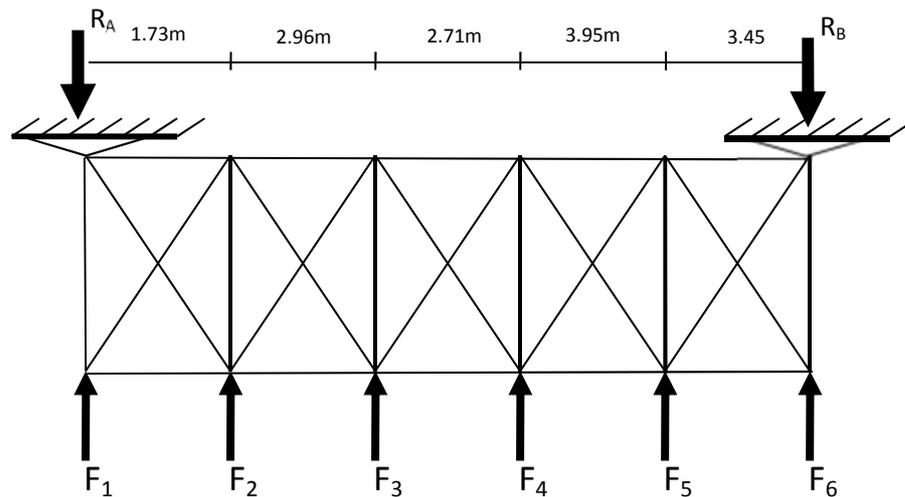


Figure VII – 1 : Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités

#### VII.1.1 Force horizontales dues au vent:

$$F_i = 1,5 \left[ (w_i \cdot s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right].$$

où :

$W_i$  : la charge due au vent sur la façade principale avec  $C_{pi} = -0,5$  (surpression en zoneD).

$$W_{\max} = +723.10 \text{ N/m}^2. \text{ (CH 3 études climatique)}$$

$F_{fr}$  : force de frottement où  $F_{fr} = 1967.61 \text{ N}$ .

## CHAPITRE VII Etude des systèmes de contreventement

n : nombre de nœuds ; n = 6.

$$\frac{F_{fr}}{n} = 327.94\text{N.}$$

$S_i$  : surface d'application des efforts horizontaux

Où: 
$$S_i = h_i \cdot \frac{l_i}{2}.$$

Les résultats de  $F_i$  sont réunis dans le tableau ci-dessous :

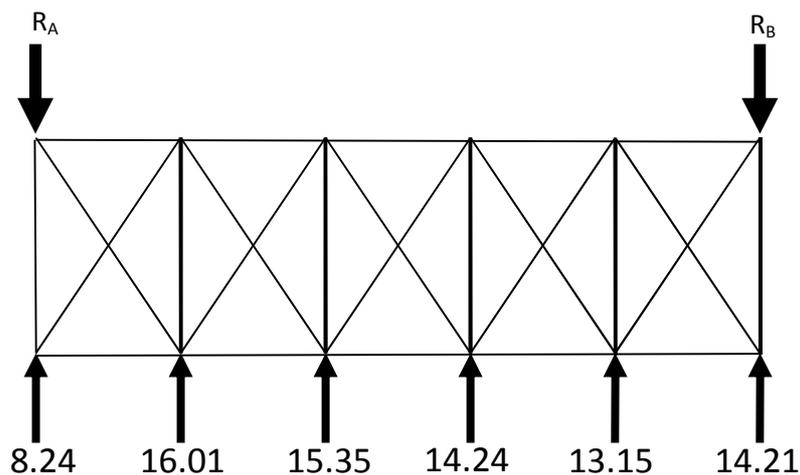
i	1	2	3	4	5	6
$H_i(\text{m})$	10.33	10.32	10.00	9.53	8.52	7.92
$L_i(\text{m})$	0.865	2.345	2.835	3.33	3.70	1.725
$S_i(\text{m})$	4.46	12.10	14.175	15.87	15.76	6.83
$F_i(\text{N})$	3552.96	9077.45	10577.88	11803.53	11721	5266.72
$1,5 F_i(\text{N})$	8247.39	16018.90	15357.29	14246.58	13156.5	14218.38

**Tableau VII.1** : valeurs des efforts  $F_i$  pour chaque surface  $S_i$

### VII.1.2 Vérification des éléments

#### 1) Effort de traction dans les diagonales :

Nous ne faisons travailler que les diagonales tendues et nous considérons que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, tendue fait de leur grand élancement elles tendent à flamber sous de faibles efforts suivant le sens du vent c'est à l'autre des diagonales qui est tendue.



**Figure VI.2** : Schéma statique de la poutre au vent

Par la méthode des coupures ; on établit l'effort  $F_d$  dans les diagonales :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{14.8F_1 + 13.07F_2 + 10.11F_3 + 7.4F_4 + 3.45F_5}{14.8}$$

$$R = \frac{(14.8 \times 8.43) + (13.07 \times 16.02) + (10.11 \times 15.36) + (7.4 \times 14.25) + (3.45 \times 16.16)}{14.8}$$

$$R = 43.96 \text{ KN.}$$

$$\text{tg} \theta = \frac{1.73}{10} \Rightarrow \alpha = 9.81^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\text{Cos}(\theta)} = \frac{43.96 - 8.43}{\text{Cos}9.81^\circ}$$

$$F_d = 36.08 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 36.08 = 54.12 \text{ K}$$

### 2.1) Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{54.12 \times 1,1}{23,5} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière 2L (50\*50\*5) de section  $A_s=7,56 \text{ cm}^2$ .

### 2.2) Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de la charge verticale, et en à la compression sous  $F$ . on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

### 2.2) Vérification de la panne intermédiaire reposant sur les poutre en arc de la voûte:

$$F_2 = 16.02 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = G - 1,5 \times V = 0,604 - 1,5 \times 0,723 = -0,480 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\max} = 0,654 \text{ KN/ml}$$

IPE 240 :

$$h = 240\text{mm}, b = 120\text{mm}, Tw = 6.2\text{mm}, Tf = 9.8\text{mm}, A = 39.1 \times 10^2 \text{ mm}^2, Wely = 324.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Wply = 366.6 \times 10^3 \text{ mm}^3, Welz = 47.27 \times 10^3 \text{ mm}^3, Wplz = 73.92 \times 10^3 \text{ mm}^3, Iy = 3892 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$Iz = 238.6 \times 10^4 \text{ mm}^4, iy = 9.97 \times 10\text{mm}, iz = 2.69 \times 10\text{mm}, P = 30.7 \text{ Kg / m.}$$

$$Qy = Q \max \times \text{Sin} \alpha = 0,654 \times \text{Sin} 16.48 = 0,185 \text{ KN / ml}$$

$$Qz = Q \max \times \text{Cos} \alpha = 0,654 \times \text{Cos} 16.48 = 0,627 \text{ KN / ml}$$

$$My = \frac{Qz \times L^2}{8} = \frac{0,627 \times 10^2}{8} = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$Mz = \frac{Qy \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,185 \times 5^2}{8} = 0,58 \text{ KN.m}$$

$$Mply = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{366.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 78.32 \text{ KN.m}$$

$$Mplz = \frac{Wplz \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{73.92 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 15.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

**A. N :**

$$\left(\frac{7.83}{78.32}\right)^2 + \left(\frac{0,58}{15.80}\right)^1 = 0,046 < 1,0$$

**2.3) Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement :**

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{X_{\min} \times Npl} + \frac{Ky \times My}{Mply} + \frac{Kz \times Mz}{Mplz} \leq 1,0$$

$$N = F_2 = 16.02 \text{ KN}$$

$$Nply = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.1 \times 23,50}{1,1} = 835.32 \text{ KN}$$

$$Mply = 78.32 \text{ KN.m}$$

$$Mplz = 15.80 \text{ KN.m}$$

$$My = 7.83 \text{ KN.m}$$

$M_z = 0,58 \text{ KN.m}$

**Calcul de  $K_y$  :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1000}{9,97} = 100,30$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

Section en I  $\rightarrow BA = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{100,30}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,06 \Rightarrow \text{Courbe (b)} \Rightarrow \chi_y = 0,559$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :  $\beta_{MY} = 1,3$

$$\text{A.N : } \mu_y = 1,06(2 \times 1,3 - 4) + \frac{3666 - 3243}{3243} = -1,35 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,35 \times 16,02}{0,559 \times 39,1 \times 23,50} = 1,40 < 1,5$$

**Calcul de  $K_z$  :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{500}{2,69} = 185,87$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{185,87}{93,9} \times (1)^{0,5} = 1,97 \Rightarrow \text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_z = 0,201$$

$$\text{A.N : } \mu_y = 1,87(2 \times 1,3 - 4) + \frac{73,92 - 47,27}{47,27} = -2,05 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-2.05 \times 16,02}{0,201 \times 39.1 \times 23,50} = 1,03 < 1,5$$

On prend :  $K_z = 1,03$

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{16.02 * 1.1}{0,201 \times 835.31} + \frac{1,40 \times 7.83 * 1.1}{78.320} + \frac{1,03 \times 0.580 * 1.1}{15.80} = 0,30 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**2.4) Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

On a :  $M_{cr} = 16.82 \text{ KN}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 3666 \times 10^{-6} \times 235}{16.82 \times 10^{-3}}} = 2.26 > 0,4 . \text{ Donc il ya risque de déversement.}$$

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\longrightarrow \chi_{lt} = 0.178$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,97 \times 1,3 - 0,15 = 0,34 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0,34 \times 16.02}{0,201 \times 39.1 \times 23,50} = 0,97 \leq 1$$

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

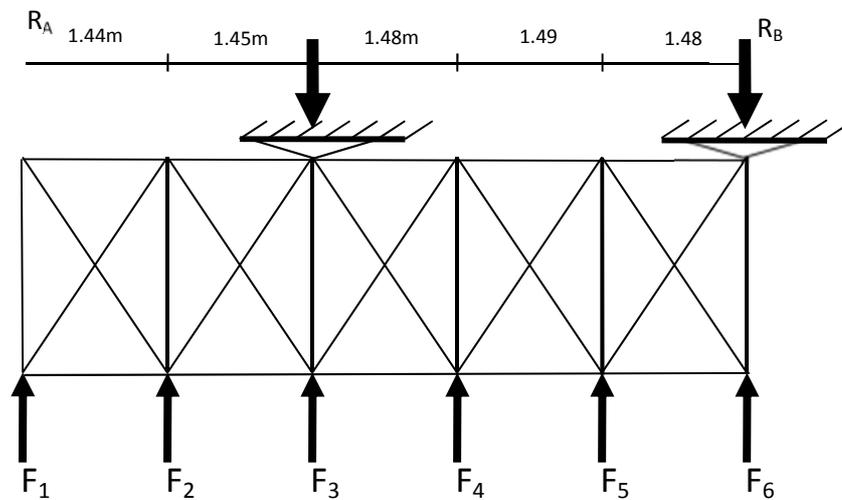
$$\frac{16.02 * 1.1}{0,201 \times 835.31} + \frac{0,97 \times 7.83 * 1.1}{0,178 \times 78.32} + \frac{1,03 \times 0,58 * 1.1}{15.80} < 1 = 0.74 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisi **IPE240** est adéquat comme panne de toiture.

**b/poutre au vent du console de la voute :**

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.



**Figure VII – 3 :** Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités

### VII.b.1 Force horizontales dues au vent:

$$F_i = 1,5[(w_i \cdot s_i) + \frac{F_{fr}}{n}].$$

Où :

$W_i$  : la charge due au vent sur le pignon avec  $C_{pi} = -0,5$  (surpression en zone D).

$W_{max} = +723.10N/m^2$ . (CH 3 études climatique)

$F_{fr}$  : force de frottement où  $F_{fr} = 1967.61N$ .

$n$  : nombre de nœuds ;  $n = 6$ .

$$\frac{F_{fr}}{n} = 327.94N.$$

$S_i$  : surface d'application des efforts horizontaux.

$$\text{Où: } S_i = h_i \cdot \frac{l_i}{2}.$$

Les résultats de  $F_i$  sont réunis dans le tableau ci-dessous

i	1	2	3	4	5	6
H <sub>i</sub> (m)	9.64	10.19	10.27	10.42	10.44	10.38
L <sub>i</sub> (m)	0.72	1.445	1.465	1.485	1.485	0.74
S <sub>i</sub> (m)	3.47	7.362	7.522	7.736	7.751	3.84
F <sub>i</sub> (N)	2837.09	5651.40	5767.09	5921.84	5932.68	3104.64
1,5 F <sub>i</sub> (N)	4255.63	8477.1	8650.63	8882.76	8899.02	4656.96

Tableau VII.2 : valeurs des efforts F<sub>i</sub> pour chaque surface

### VII.b.2 Vérification des éléments

#### 1) Effort de traction dans les diagonales :

Nous ne faisons travailler que les diagonales tendues et nous considérons que les diagonales comprimées ne reprennent au un effort, tondue fait de leur grand élancement elles tendent à flamber sous de faible efforts suivant le sens du vent c'est au l'autre des diagonales qui est tendue.

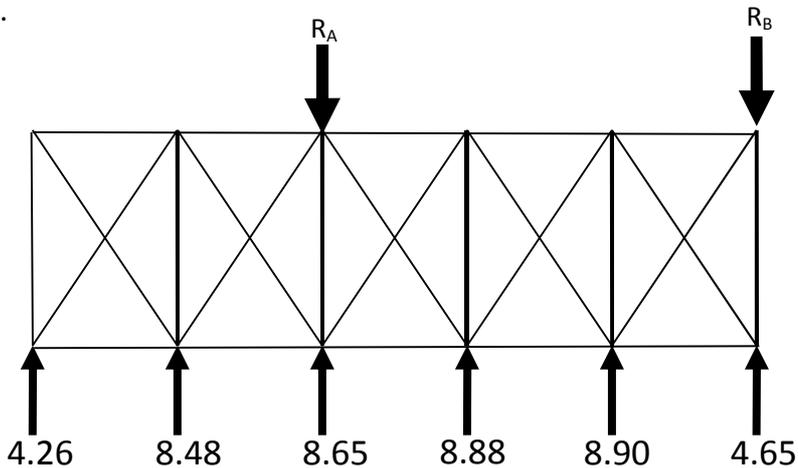


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent

Par la méthode des coupures ; on établit l'effort F<sub>d</sub> dans les diagonales :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R \quad \text{Avec :}$$

$$R = 35.85 \text{ KN}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.48}{2.8} \Rightarrow \alpha = 27.85^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\text{Cos}(\theta)} = \frac{38.85 - 4.65}{\text{Cos}27.85^\circ}$$

$$F_d = 36.68 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 36.68 = 58.02 \text{ KN}$$

#### 2.1) Section de la diagonale :

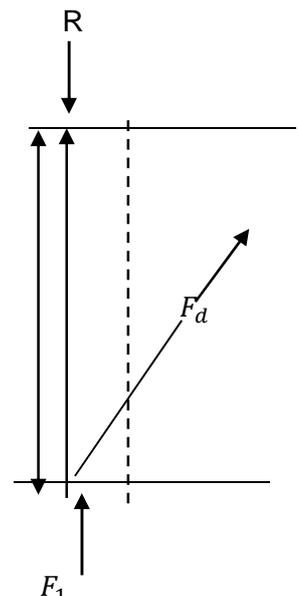


Figure 4.3 : représentation des forces sur un nœud

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{58.02 \times 1,1}{23,5} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière 2L (50\*50\*5) de section  $A_s=7,56 \text{ cm}$ .

### 2.2) Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous  $F$  au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

### 2.2) Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_2 = 8.90 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = G - 1,5 \times V = 0,420 - 1,5 \times 0,723 = -0,664 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\max} = 0,654 \text{ KN/ml}$$

IPE 180 :

$$h = 180 \text{ mm}, b = 91 \text{ mm}, T_w = 5.3 \text{ mm}, T_f = 8 \text{ mm}, A = 23.9 \times 10^2 \text{ mm}^2, W_{ely} = 146.3 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ W_{ply} = 166.4 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{elz} = 22.16 \times 10^3 \text{ mm}^3, W_{plz} = 34.60 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_y = 1317 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_z = 100.9 \times 10^4 \text{ mm}^4, i_y = 7.42 \times 10 \text{ mm}, i_z = 2.05 \times 10 \text{ mm}, P = 18.8 \text{ Kg/m}$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,654 \times \sin 27.85 = 0,305 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 0,654 \times \cos 27.85 = 0,578 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{0,578 \times 2.80^2}{8} = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times \left( \frac{L}{2} \right)^2}{8} = \frac{0,305 \times 1.4^2}{8} = 0,074 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma m_0} = \frac{34.60 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 7.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Section de classe (1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

**A. N :**

$$\left(\frac{0.57}{35.55}\right)^2 + \left(\frac{0.074}{7.4}\right)^1 = 0.020 < 1,0$$

**2.3) Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement :**

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$N = F_2 = 8.90 \text{ KN}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 23,50}{1,1} = 510.60 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 7.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 0.074 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $K_y$  :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{280}{7.42} = 35.80$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en I} \rightarrow BA = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{35.80}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0.38 \Rightarrow \text{Courbe}(b) \Rightarrow \chi_y = 0.0.934$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :  $\beta_{MY} = 1,3$

$$\mathbf{A.N : } \mu_y = 0.38(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1664 - 1463}{1463} = -0.40 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.40 \times 8.90}{0,934 \times 23.9 \times 23,50} = 1,00 < 1,5$$

Calcul de  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\lambda_z = \frac{Lk_z}{i_z} = \frac{140}{2.05} = 68.30$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{68.30}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0.73 \Rightarrow \text{Courbe}(c) \Rightarrow \chi_z = 0.706$$

$$\mathbf{A.N : } \mu_z = 0.73(2 \times 1,3 - 4) + \frac{34.60 - 22.16}{22.16} = -0.46 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-0.46 \times 8.90}{0,706 \times 23.9 \times 23,50} = 1,03 < 1,5$$

On prend :  $K_z = 1,03$

$$\frac{N}{X \min \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{8.90}{0,706 \times 510.60} + \frac{1 \times 0.57}{35.55} + \frac{1,01 \times 0.074}{7.40} = 0,051 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**2.4)Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

On a :  $M_{cr} = 8.12 \text{ KN}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166.4 \times 10^{-6} \times 235}{8.12 \times 10^{-3}}} = 2.19 > 0,4 . \text{ Donc il ya risque de déversement.}$$

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\longrightarrow \chi_{lt} = 0.188$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0.73 \times 1,3 - 0,15 = -0.07 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0.07 \times 8.90}{0,706 \times 23.9 \times 23,50} = 1$$

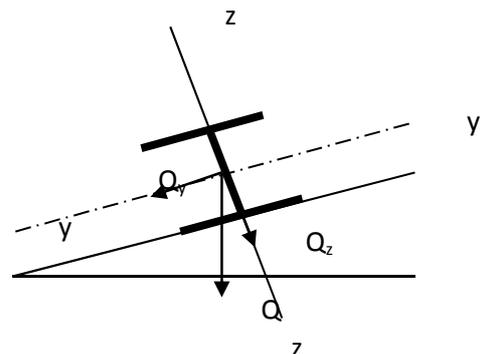
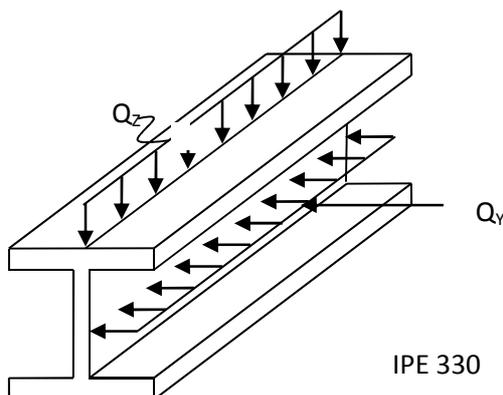
$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{8.90}{0,706 \times 510.60} + \frac{1 \times 0.57}{0,188 \times 35.55} + \frac{1,01 \times 0,074}{7.40} < 1 = 0.12 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**Conclusion :** Le profilé choisi **IPE180** est adéquat comme panne de toiture.

**2.5)Vérification de la panne sablière :**

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.



La formule de vérification est la suivante

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1,0$$

AN :

$$\left(\frac{0.283}{171.82}\right)^2 + \left(\frac{0.0374}{32.85}\right)^1 = 0,0012 < 1$$

**2.5.1) Vérification de la panne sablière a la flexion déviée composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N}{X \min \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = F_1 = 4.26 \text{ KN}$$

$$Q_y = \frac{Q \max \times \sin \alpha}{2} = 0,153 \text{ KN / ml}$$

$$Q_z = \frac{Q \max \times \cos \alpha}{2} = 0.289 \text{ KN / ml}$$

$$M_y = 0.283 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 0.0374 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 171.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 32.85 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $K_y$  :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{280}{13.71} = 20.43$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{35.80}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0.22 \Rightarrow \text{Courbe}(b) \Rightarrow \chi_y = 0.993$$

Par le tableau 8 eurocode3 on a :  $\beta_{MY} = 1,3$

$$\mathbf{A.N : } \mu_y = 0.22(2 \times 1,3 - 4) + \frac{8043 - 7131}{7131} = -0.18 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.18 \times 4.26}{0,993 \times 62.6 \times 23,50} = 1,00 < 1,5$$

Calcul de Kz :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\lambda_z = \frac{Lkz}{i_z} = \frac{140}{3.55} = 36.44$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{68.30}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0.42 \Rightarrow \text{Courbe(c)} \Rightarrow \chi_z = 0.887$$

$$\mathbf{A.N : } \mu_z = 0.42(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1537 - 98.52}{98.52} = -0.028 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-0.028 \times 4.26}{0,887 \times 62.6 \times 23,50} = 1,00 < 1,5$$

On prend :  $K_z = 1,00$

$$\frac{N}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_y \times M_y}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} + \frac{K_z \times M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma M_1}} \leq 1$$

$$\frac{4.26}{0,887 \times 1337.36} + \frac{1 \times 0.283}{171.82} + \frac{1,01 \times 0.0374}{32.85} = 0,061 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**2.5.2) Vérification de la panne sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

On a :  $M_{cr} = 60.30 \text{KN}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 804.3 \times 10^{-6} \times 235}{60.30 \times 10^{-3}}} = 1.77 > 0,4 . \text{ Donc il ya risque de déversement.}$$

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\longrightarrow \chi_{lt} = 0.279$

## CHAPITRE VII Etude des systèmes de contreventement

---

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,42 \times 1,3 - 0,15 = -0,06 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0,06 \times 4,26}{0,887 \times 62,6 \times 23,50} = 1$$

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,26}{0,887 \times 1337,36} + \frac{1 \times 0,283}{0,279 \times 171,82} + \frac{1,01 \times 0,0374}{32,85} < 1 = 0,020 < 1,0 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

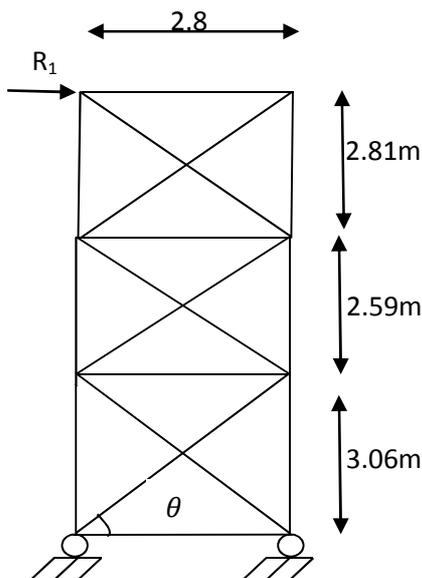
### Conclusion :

- L'**IPE 330** convient pour la panne sablière.
- Le profile **IPE 240** convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement de la poutre au vent du milieu
- Le profile **IPE 180** convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les barres de contreventement du consol

### VI.3 Contreventement vertical:

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent sur la structure transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) . Elles sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

Pour se mettre dans le cas le plus défavorable, on suppose que les diagonales comprimées, ne participent pas dans le contreventement. Ainsi, on réduit notre système hyperstatique à un système isostatique où l'On ne fait travailler que les diagonales tendues,.



## CHAPITRE VII Etude des systèmes de contreventement

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent .dans ce cas tous les efforts sont reprise par les diagonales en traction.

Après modélisation du système avec logiciel sap2000 on a eu les résultat si dessus :

Réaction de la poutre au vent  $R = 35.53\text{KN}$

$\alpha = 47.54^\circ$

$\beta = 42.76^\circ$

$\varnothing = 45.10^\circ$

Réactions des appuis

$R_{AH} = 35.53\text{KN}$

$R_{AV} = 107.35\text{KN}$

$R_{BV} = 107.35\text{KN}$

Les sollicitations dans les éléments sont données dans le tableau suivant:

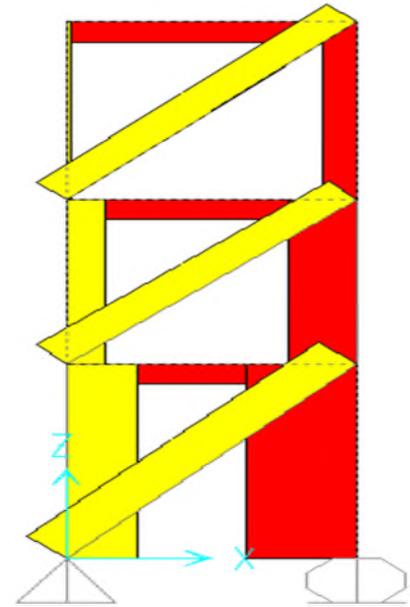


Figure VI.6 : Diagramme contreventement vertical

élément	longueur	Effort (KN)
AC	3.06	69.76
AD	4.14	50.94
BD	3.06	-107.35
CE	2.59	35.33
CD	2.80	-30.96
CF	3.81	41.09
EG	2.81	4.00
EF	2.80	-30.27
EH	3.96	40.60
FH	2.81	-32.77
FD	2.59	-65.24
GH	2.80	-31.97

Tableau VI.3 : Les sollicitations dans les éléments de contreventements verticaux

### Pré dimensionnement:

Calcul de la section brute A :

$$N_{\max} = 69.76\text{KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{69.76 \times 1,1}{23,50} = 3.26 \text{cm}^2$$

On adopte une double cornière **L50×50×5** avec des trous  $\varphi=16\text{mm}$ . → .

$$A_{\text{cornière}} = \mathbf{9.60 \text{cm}^2}$$

Calcul de la Section nette :  $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = (5 \times 0,5) - (1,6 \times 0,5) = 1,4 \text{cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0,5) \times 0,5 = 2,25 \text{cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,65$$

$$A_{net} = 2(1,4 + 0,65 \times 2,25) = 5.86 \text{cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$\text{Ou } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot 5.86 \cdot 36}{1,25} = 151.89 \text{KN}$$

$$N_{sd} < N_{u.Rd}$$

*Verifié*

La vérification se fera après calcul des assemblages.

## Chapitre VIII

### Etude sismique

#### VIII .1 INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leurs apparitions brusques et surtout imprévue, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Afin de limiter les pertes en vies humaines, il est nécessaire de limiter les endommagements causés aux constructions. Ceci exige non seulement une bonne conception des structures mais également une résistance suffisante de tous les éléments de la construction.

L'analyse de la structure sera faite par le logiciel SAP 2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

- **DESCRIPTION DU SAP 2000**

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des structures avec une bibliothèque d'élément autorisant une meilleure approche du comportement. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, construction métallique.

- **CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déplacements pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déplacements (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre le déplacement et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. En utilisant le concept de matrices de rigidité élémentaires et globales, un système

d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déplacements aux niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déplacements. Par la suite, les déformations sont calculées par l'intermédiaire de relations déformations déplacements. Il e est de même pour les les contraintes qui pourront être calculées en utilisant les relations contraintes déformations. En fin, le calcul des efforts internes se fera, selon les lois de la RDM, en intégrant sur les sections et les éléments.

## VIII .2 Modélisation

Les étapes de la modélisation consistent en les définitions de la géométrie, des conditions aux limites, des chargements de la structure, etc .Cette tâche s'effectue en introduisant les données de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## VIII .3 Analyse de la structure :

### VIII .3.1 Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

#### 1. Les chargements statiques sont :

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques (selon le **RNVA99**).

#### 2. Les chargements dynamiques sont :

- Les effets sismiques.

### VIII .3.2 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le " *RPA99 version 2003* ".Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela, selon le type de structure à étudier. Ces méthodes sont les suivantes :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VIII .3.2.1 la méthode statique équivalente :**

La méthode de calcul la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Toutefois, vu que le RPA 99 V 2003 exige que l'effort tranchant dynamique soit au moins supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, le calcul de l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente est donc indispensable.

**1. Principe de la méthode.**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**2. Calcul de la force sismique totale :**

D'après l'article 4.2.3 du 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 principales horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, notre projet est situé dans la Zone II<sub>a</sub> et un Groupe d'usage **IB**  $h=10m < 17m$

Par conséquent,  $A = 0.15$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec

$T_1, T_2$ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003] :  $T_1$  (sec) = 0.15s  $T_2$  (sec) = 0.4s

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donné par le tableau 4.2 du RPA99 :

Notre structure étant constituée de (Portiques- en Acier, on supposera que le remplissage est léger (ce qui constitue le cas le plus défavorable), Donc  $\xi = 4\%$

D'où  $\eta = 1.08 > 0.7$

$$\eta = 1.08$$

#### Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 10.33 \text{ m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003

En effet, dans notre cas, de structures constituées de portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie :

$$: C_T = 0.050$$

$$\text{Donc } T = 0.28 \text{ s}$$

a)- sens transversale :

$$\longrightarrow \text{Longueur totale de la structure selon Y} = 26.09 \text{ m} \quad T = 0.18 \text{ s}$$

b)- sens longitudinale :

$$\longrightarrow \text{Longueur totale de la structure selon X} = 32.19 \text{ m} \quad T = 0.16 \text{ s}$$

D’après les courbes spectrales de la figure 4.1 du RPA 99/version 2003, l’amplification dynamique est maximale pour les petites périodes. Ainsi, le cas le plus défavorable consiste à utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

$$D=2.5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = 2,5 \times 1.08 = 2.7$$

$$D_y = 2,5 \times 1.08 = 2.7$$

R : coef de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Contreventement Mixte portiques/palées triangulées en X **R** = 5 tableau (4.3) de RPA 99/version 2003

**Q** : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Critère de qualité “q”	P <sub>A</sub> (x)	P <sub>A</sub> (y)
1. conditions minimales sur les files porteuses	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. régularité en plan	0,05	0,05
4. régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0	0

**Tableau VIII .1:** Pénalités de vérification

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,25$$

**W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

**W<sub>Gi</sub>** : Charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charge d’exploitation.

**β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas et selon le tableau 4.5 du RPA99,  $\beta = 0.4$ . (catégorie des établissements recevant du public et sous catégorie de salle de réunion avec places assises)

$$W = 1428.03 \text{ KN} \quad (\text{tiré du modèle SAP sous Gseul})$$

Donc on a :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V^x = V^y = \frac{0,15 \cdot 2,7 \cdot 1,25}{5} 1428.03 = 144.58 \text{ KN}$$

**4. Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Le RPA préconise que l'effort tranchant dynamique soit au moins supérieur à 80% de l'effort tranchant statique.

**On a :**  $V_d^x = 157,25 \text{ KN}$  (tiré du modèle SAP sous  $E_x$ )

$V_d^y = 194,63 \text{ KN}$  (tiré du modèle SAP sous  $GE_y$ )

$$V_d^x = 157,25 \text{ KN} > 0,8 * 144.58 \text{ KN} = 115.67 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

$$V_d^y = 194,63 \text{ KN} > 0,8 * 144.58 \text{ KN} = 115.67 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

**VII .3.2.2 Principe de la méthode spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

**1. Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul du RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Sachant que les coefficients  $A, \eta, R, T_1, T_2, Q$  : ont déjà été déterminés.

$$A=0,15.\eta=1.08R=5T_1=0,15s \quad T_2 =0,4s \quad Q = 1.25$$

**2. Nombre de modes de vibrations à considérer :**

Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k = 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**5. Résultat de calcul :**

**a. Pourcentage de participation de masse :**

Mode	Période(s)	Suivant(x)	Suivant(y)	Rotation Rz	Somme Suivant(x)	Somme Suivant(y)	Somme Suivant(z)
1	0.290346	6.619E-05	0.86	1.008E-03	6.619E-05	0.86	1.008E-03
2	0.213078	8.536E-05	4.749E-02	6.775E-04	1.516E-04	0.90	1.686E-03
3	0.176050	0.31	6.031E-04	2.609E-04	0.31	0.91	1.947E-03
4	0.166298	0.47	9.382E-07	6.430E-04	0.79	0.91	2.590E-03
5	0.151056	5.120E-03	3.106E-03	5.636E-02	0.79	0.91	5.894E-02
6	0.144350	1.282E-02	1.261E-03	6.146E-02	0.80	0.91	0.12
7	0.133787	4.823E-02	2.201E-04	2.541E-04	0.85	0.91	0.12
8	0.122663	5.252E-06	4.808E-02	9.902E-03	0.85	0.96	0.13
9	0.122047	1.072E-03	8.895E-04	1.739E-05	0.85	0.96	0.13
1	0.120531	4.265E-03	1.637E-03	1.058E-03	0.86	0.96	0.13
11	0.120300	1.227E-04	3.473E-02	2.012E-02	0.86	1.00	0.15
12	0.114931	6.381E-04	2.627E-12	8.130E-08	0.86	1.00	0.15
13	0.110608	1.712E-03	2.830E-06	2.837E-06	0.86	1.00	0.15
14	0.107516	1.684E-05	4.725E-04	2.308E-03	0.86	1.00	0.15
15	0.105149	5.359E-05	3.544E-04	3.410E-04	0.86	1.00	0.15
16	0.102124	3.312E-02	3.855E-07	7.172E-06	0.89	1.00	0.15
17	0.098150	8.950E-08	2.115E-04	0.20	0.89	1.00	0.36
18	0.094690	9.064E-05	7.305E-04	6.455E-03	0.89	1.00	0.36
19	0.092967	4.766E-06	2.304E-06	4.199E-04	0.89	1.00	0.36
20	0.091666	5.577E-06	2.487E-04	1.712E-02	0.89	1.00	0.38
21	0.088201	1.146E-03	1.337E-06	4.800E-05	0.89	1.00	0.38
22	0.086119	4.666E-03	1.175E-08	9.626E-06	0.90	1.00	0.38
23	0.085473	9.340E-03	1.076E-08	1.703E-05	0.91	1.00	0.38
24	0.085215	1.923E-03	1.487E-07	1.514E-05	0.91	1.00	0.38
25	0.082249	9.334E-05	2.812E-04	4.237E-04	0.91	1.00	0.38

Tableau VIII .2 :pourcentage de participation de masse

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% en translation selon les deux directions x et y. Pour cela, il a fallu retenir 25 modes de vibrations qui sont suffisants pour mieux représenter le comportement de la structure.

Du tableau précédent on constate que les deux modes les plus prépondérants sont :

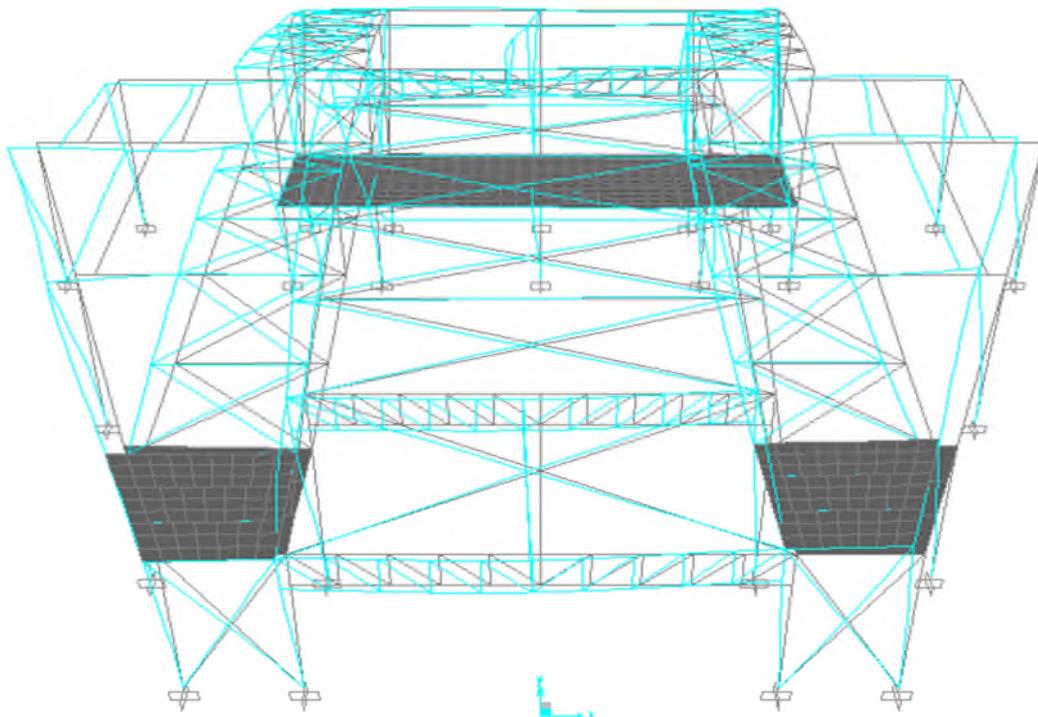
- Le premier mode en translation de période 0.29 s suivant l'axe Y-Y avec un taux de participation supérieur à 86%.
- Le 3<sup>ème</sup> mode en rotation autour de l'axe z-z de période 0.176 s avec un taux de participation égal à 67.03%.
- Et enfin, le quatrième mode en translation selon x-x de période 0.166 s avec un taux de participation massique de 47.29 %.

**b. Les réponses modales de la structure :**

- **Déformation modale :**

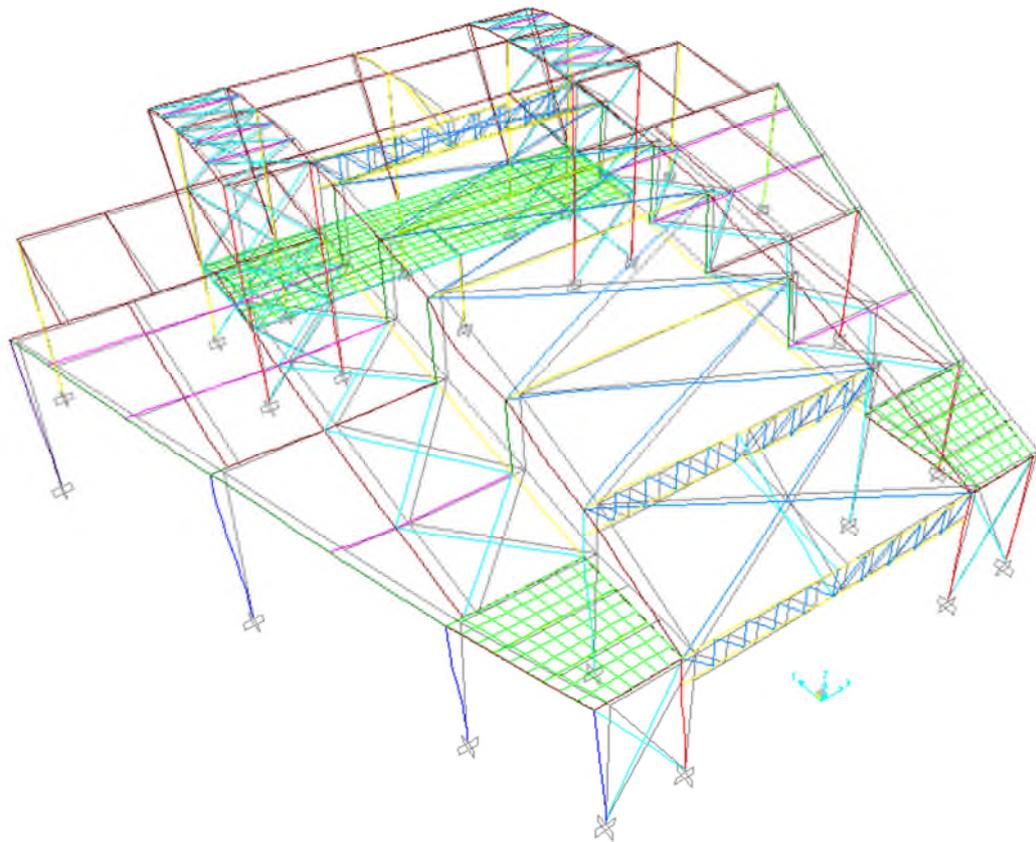
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrée par ordre d'importance, sur les figures suivantes :

**Mode 1: Translation suivant Y-Y , période  $T = 0,29$  s ,taux de participation de la masse 86%**

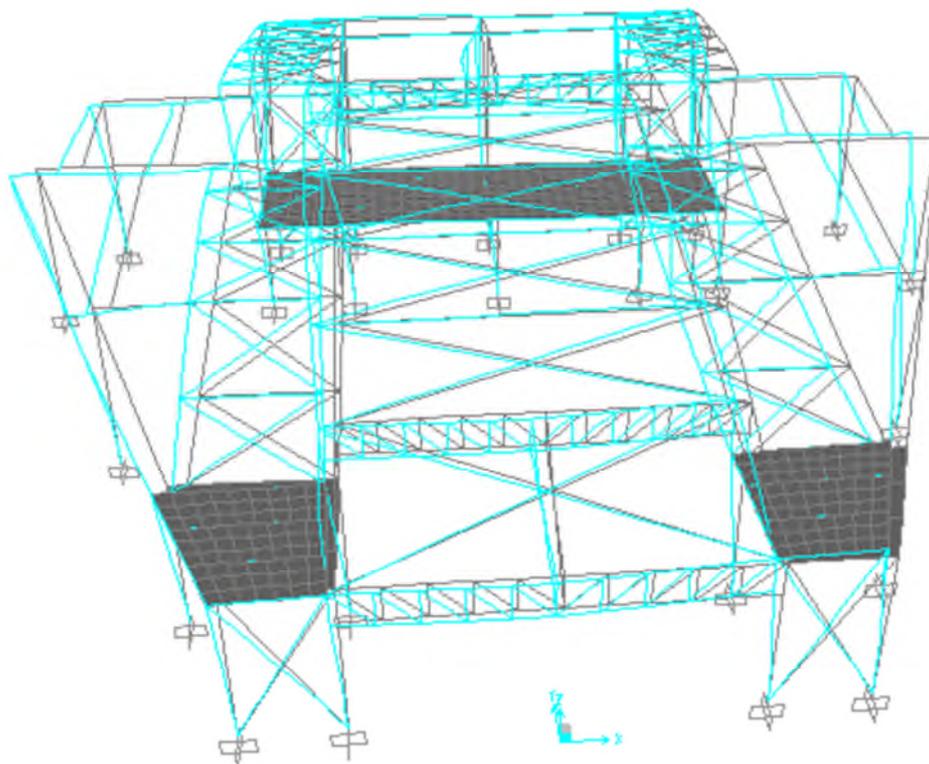


**Figure VII .1 :** Mode de vibration(01)

**Mode 3 :** Rotation autour de l'axe z-z de période 0.176 s avec un taux de participation égal à 67.03%



**Mode 4 : Translation suivant X-X , période  $T=0,16s$  ,taux de participation de la masse 47%**



**Figure VIII .2 : Modes de vibration (2 et 3)**

VIII .3.2.3 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente unetranslations suivant une direction horizontale, en suite une rotation autour de l'axe verticale z et enfin une translation selon l'axe y-y. Cela est dû à la faible rigidité relative de la structure dans le sens longitudinal à cause des grandes portées d'une part, et à l'absence de palées de stabilité dans cette même direction. Par ailleurs, la prédominance en seconde position du mode de rotation (ou de torsion) est due à la disposition non symétrique et à la concentration de portiques et de palées de stabilité verticales dans la direction transversale (voir figures).

• Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : poids propre.

Q : charge d'exploitation.

S : action de la neige.

W : action du vent :

- W1D : vent sur façade principale avec dépression intérieure.
- W1S : vent sur façade principale avec surpression intérieure.
- W2D : vent sur façade secondaire avec dépression intérieure.
- W2S : vent sur façade secondaire avec surpression intérieure.
- W3D : vent sur façade latéral nord avec dépression intérieure.
- W3S : vent sur façade latéral nord avec surpression intérieure.

E : action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

ELU	ELS
G+1,5 W1D	G+W1D
G+1,5 W1S	G+W1S
G+1,5 W2D	G+W2D
G+1,5 W2S	G+W2S
G+1,5 W3D	G+W3D
G+1,5 W3S	G+1W3S
1,35G+1,5Q	G+Q
1,35G+1,5S	G+S
1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
G+Q+E	
G+Q+1,2E (Portique auto stable	
G + Q – 1,2E RPA 99 version 2003.)	
0,8G+E	
0,8G-E	

Tableau : VIII .4 : Combinaisons de calcul

**VII .4 Vérification des déplacements :**

**1<sup>ère</sup> Cas : situation durable**

Les déplacements sont limités a :

**Déplacement horizontal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent .} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent.} \end{array} \right. \quad \text{ou } h:\text{hauteur du poteau.} \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1)I}$$

**Déplacement vertical :**

$$\frac{L}{200} \rightarrow \text{L: longueur de la travée.} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

	COMBINAISONS		DEPLACEMENT MAX(cm)	
	Sans le vent	Avec le vent	sans le vent (cm)	avec le vent(cm)
Suivant x	G+0,9(Q+S)	G+W1S	0.60	0.43
Suivant y	G+0,9(Q+S)	G+W3S	0.34	0.88
Suivant z	G+0,9(Q+S)	G+W2D	1.47	0.26

**Tableau : VIII .5 :** Déplacement dans le cas de la situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{621}{150} = 4.14 \\ \frac{h}{125} = \frac{621}{125} = 4.96 \\ \frac{L}{200} = \frac{1474}{200} = 7.37 \end{array} \right.$$

Tout les déplacement suivant les trois direction sont vérifié

**2<sup>ème</sup> Cas : situation accidentelle :**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent a 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement due aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=5.

Il s'agit de vérifier le déplacement relatif du point le plus haut de la toiture par rapport au plancher de la mezzanine, ne dépasse pas le centième de la hauteur d'étage .:

$$\frac{h}{100} = \frac{493}{100} = 4.93\text{cm}$$

La hauteur d'étage : h=4,93m

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0.20	0,57	0.9	1.1

Tableau VIII .6 : Déplacement sous l'effet sismique

Tous les déplacements sont inférieurs à 4,93 cm .donc ils sont vérifiés

**VII .5 Effet de deuxième ordre :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{avec } P_k = \sum_{i=1}^n (WG_i + \beta Q_i)$$

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage « k »

Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1- \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Vérification selon la direction X-X :**

Niveau(m)	$\Delta_k (cm)$	$P_k (KN)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	$\frac{\Delta_k}{h_k} (\%)$	$\theta_k (\%)$
1	0.9	1428.03	156.25	4 ,93	0,09	0.008

Tableau VIII .7 : Effet P-Δ suivant X-X

$\theta_k=0.0008<0.1$  Donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés

- Sens Y-Y :

Niveau(m)	$\Delta_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\theta_k$ (%)
10.00	1.1	1543.198	156.25	10.00	0,11	0.0014

**Tableau VIII .8 :** Effet P- $\Delta$  suivant Y-Y

$\theta_k=0.0014<0.1$  Donc les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés

## IX.1 Chapitre IX

### Vérification des éléments de l'ossature

#### 1- Introduction

On entamera dans ce chapitre les différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables. Après un pré dimensionnement des éléments et une modélisation de la structure en 3D sous SAP 2000 effectué précédemment, notre étude convergera plus vers des hypothèses réelles avec des sollicitations plus précises.

#### 2 Vérification des éléments de la ferme

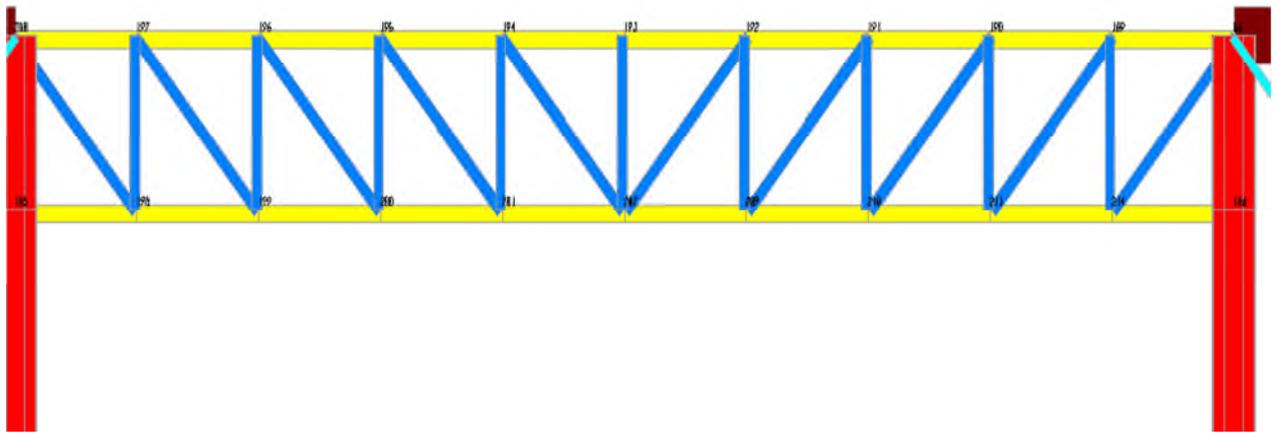


Figure 1 : Schéma de la ferme

##### VII.2.1 A la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \text{ en section brute} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \text{ en section nette.} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

##### VII.2.2 Au flambement simple

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

VII.2.3 La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N<sub>sd</sub>: Effort normal sollicitant.

N<sub>rd</sub>: Effort résistant.

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>Rd</sub> (KN)	N <sub>sd</sub> /N <sub>Rd</sub>	observation
Membrures Supérieurs	compression	G+1.5W 1D	81,10	820	0,09	Vérifié
	traction	G+1.5W 1D	-65,97	820,36	0,08	Vérifié
Membrureinferieurs	Compression	G+1.5W2D	48,58	820	0,06	Verifié
	Traction	G+1.5W3D	-49,71	820,36	0,06	Vérifié
Diagonales	Compression	G+1.5W2D	26.43	462,48	0,06	Vérifié
	Traction	G+1.5W3S	-33.32	525,54	0,063	Vérifié
Montants	Compression	G+1.5W2D	-28.76	462,48	0,06	Vérifié
	traction	G+1.5W3S	43.45	525,54	0,083	Vérifié

Tableau IX.1 : Vérification des éléments de la ferme

IX.2Vérification des ciseaux de stabilité des fermes

Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

On a: N<sub>sd</sub>= 1.29KN ⇒ (Sous G+Q+1.2Ey)

N<sub>Rd</sub>= 295,24KN

N<sub>sd</sub>/N<sub>Rd</sub><1 **Condition Vérifié**

IX.3 Vérification des diagonales de contreventement

La vérification des diagonales de contreventement est faites en supprimant une diagonale (comprimée) ce qui permet d'avoir un effort maximal dans l'autre diagonale (cas le plus défavorable) et le dimensionnementa étai fait avec les efforts issus de ce cas le plus défavorable.

Elements		combinaison	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>Rd</sub> (KN)	N <sub>sd</sub> /N <sub>Rd</sub>	observation
Contreventement vertical	traction	G+Q+1,2Ex	-40.217	230,55	0,17	Vérifié
	Compressi on	G+Q+1,2Ex	28.488	38.55	0.73	Vérifié
Contreventement horizontal	traction	G+Q+1.2Ex	-14.878	525,54	0,028	Vérifié
	Compressi on	G+1.5W3D	11.839	122,24	0.1	Vérifié

Tableau IX.3 :Vérification des éléments de contreventement.

**IX.4 Vérification des poteaux :**

Dans notre projet on a plusieurs types de poteau à vérifier

**IX-4.1)-Vérification des poteaux croisés du milieu du type(HEA360+IPE360)**

On vérifie les poteaux suivant les combinaisons les plus défavorables et les poteaux les plus sollicités sont donnés dans le tableau ci-dessous

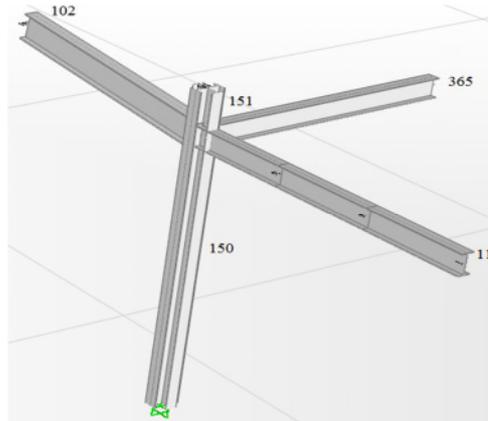


Figure 2 : Schéma de poteau croisé

combinaison	hauteur	N(KN)	V <sub>z</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)
G+1.5W3s	4	-100	47.80	115.94	11.57	9.67
G+1.5W3s	3.06	-153.70	49.21	109.88	1.94	5.07
1.35(G+Q+S)	5.4	-101.19	43.89	64.73	6.07	3.87

Tableau IX.4 : Les sollicitations dans les poteaux croisés HEA360+IPE360

**Les caractéristiques de poteaux croisés du :**

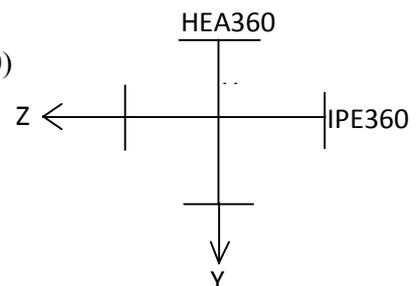
Les poteaux croisés sont constitués de deux profils (HEA360+IPE360)

$$I_y = I_{y(HEA)} + I_{z(IPE)}$$

$$I_y = 32693.81 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_{z(HEA)} + I_{y(IPE)}$$

$$I_y = 24392.67 \text{ cm}^4$$



**Vérification du poteau de hauteur h=4.6 m et de combinaison (G+1.5W3D):**

**1) Vérification à la résistance:**

**1-1) Vérification à l'effort tranchant:**

➤ Suivant zz

$$V_{plz} = A_{vy} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{plz} = (108,7 + 45,26) \cdot \frac{0,58 \cdot 23,5}{1} = 2098,47 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 47,80 \text{ KN} < 0,5 V_{ply} = 1062,96 \text{ KN}$$

vérifié

Le moment résistant ne sera pas réduit.

➤ **Suivant yy**

$$V_{ply} = A_{vz} \cdot 0,58 \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{ply} = \frac{(48,96 + 35,14) \cdot 0,58 \cdot 23,5}{1} = 1146,28 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 11,57 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 573,14 \text{ KN}$$

vérifié

Le moment résistant ne sera pas réduit

**1-2) Vérification à l'effort normal**

$$N < \min \{ 0,5 A_w \cdot f_y, 0,25 \cdot N_{pl} \}$$

$$A_w = A_{w(\text{HEA})} + A_{w(\text{IPE})}$$

$$A_w = 31,5 + 26,76 = 58,26 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 58,26 \cdot 23,5 = 684,55 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot (142,8 + 72,7) \cdot 23,5 = 1266,06 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 684,55 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 100,06 \text{ KN} < N_{rd} = 684,55 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Les moments résistants ne seront pas réduits.

**1-3) Vérification aux instabilités:**

**a) la vérification au flambement:**

➤ **Suivant yy:**

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{11} = \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{409} = 28,77 \text{ cm}^3 \\ K_1 = \frac{32693,81}{170} = 192,31 \text{ cm}^3 \\ K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{32693,81}{460} = 71,07 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

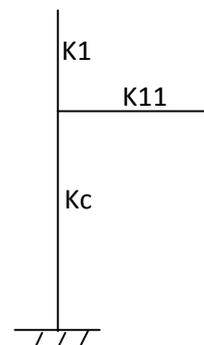


Figure IX.2

$$\eta_1 = \frac{71.07 + 192.31}{71.07 + 192.31 + 1.5 \cdot 28.77} = 0.72$$

$$\eta_2 = K_c / K_c = 1 \quad (\text{Encastrement à la base})$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1 \cdot \eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1 \cdot \eta_2)} \right]$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = 0.94 \Rightarrow L_{ky} = 4.32m$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = 12.31cm$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{432}{12.31} = 35.09$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] [\beta_w]^{0.5} = 35.09 / 93.9 = 0.37 \Rightarrow \text{courb c } \chi_y = 0.938$$

➤ Suivant l'axe zz

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{11} = \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{395} = 29.79cm^3 \\ K_{12} = \frac{I_y}{L} = \frac{33740}{327} = 103.18cm^3 \\ K_1 = \frac{I_z}{L} = \frac{24392.67}{170} = 143.48cm^3 \\ K_C = \frac{I_z}{L} = \frac{24392.67}{460} = 53.02cm \end{array} \right.$$

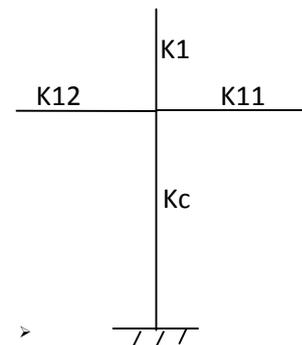


Figure IX.3

$$\eta_1 = \frac{71.07 + 192.31}{71.07 + 192.31 + 1.5 \cdot 28.77} = 0.49$$

$$\eta_2 = K_c / K_c = 1 \quad (\text{Encastrement à la base})$$

$$\frac{L_{kz}}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1 \cdot \eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1 \cdot \eta_2)} \right]$$

$$\frac{L_{kz}}{L_0} = 0.812 \Rightarrow L_{ky} = 3.74m$$

$$I_z = \sqrt{I_z / A} = 10.63cm$$

$$\lambda_z = \frac{lkz}{iz} = \frac{374}{10.63} = 35.18$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \right] [\beta_w]^{0.5} = 35.18 / 93,9 = 0,37 \Rightarrow \text{courbe c } \chi_z = 0,913$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.913$$

$\bar{\lambda}_z > 0.2$  donc il y a lieu de tenir compte de flambement **Calcul des coefficients réducteurs**

➤ **Suivant yy**

**Calcul de  $k_y$**

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

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

$$\square = \frac{-7.05}{9.67} = -0.72$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \square = 2.30$$

$$\mu_y = 0.37(2 \cdot 2.30 - 4) + ((2279.1 - 2037.4) / 2037.4) \Rightarrow \mu_y = 0.34$$

$$k_y = 1 - ((0,34 \cdot 100) / 0,938 \cdot 215.5 \cdot 23,5)$$

$$k_y = 0.99$$

➤ **Suivant zz**

**Calcul de  $k_z$**

$$K_z = 1 - (\mu_z \cdot N_{sd}) / \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y (2\beta_{Mz} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right]$$

$$\square = \frac{-29.52}{115.94} = -0.25$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \square = 1.97$$

$$\mu_z = 0.37(2 \cdot 1.97 - 4) + ((2082 - 1705.3) - 1705.3) \Rightarrow \mu_z = 0.19$$

$$K_z = 1 - ((0,19 \cdot 100) / 0,913 \cdot 215.5 \cdot 23,5)$$

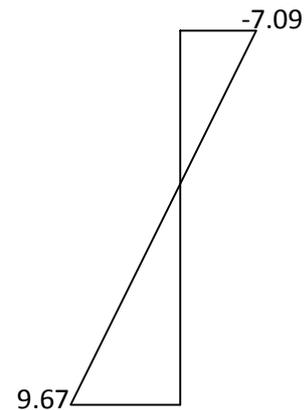


Figure IX.4 : Diagramme des moments-y-y

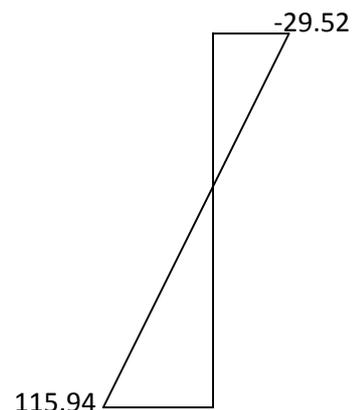


Figure IX.5 : Diagramme des moments-z-z

$k_z=0.99$

**conditions de résistance**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply} / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz} / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{100 \times 1.1}{0.913 \times 215.5 \times 23.5} + \frac{0.99 \times 9.67 \times 1.1}{486.89} + \frac{0.99 \times 115.94 \times 1.1}{444.81} = 0.32 \leq 1 \text{ vérifié}$$

**b) Vérification au déversement:**

$$M_{Cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et  $K_w$  : les facteurs de longueur effective;

$L=4,60\text{m}$      $C_1=0,712$      $C_2=0,652$      $C_3=1,07$      $K=0,5$      $Z_a=17,5\text{cm}$      $Z_a=17,5\text{cm}$   
 $Z_j=0\text{cm}$      $I_t=145,36\text{cm}^4$

$M_{cr}=2885.15\text{KN.m}$

$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$      $\beta_w = 1$     section de classe 1

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.28 < 0.4 \Rightarrow$  pas de risque de deversement

Pour les autres poteaux les résultats sont donnés dans les deux tableaux ci-dessous.

**1) vérification à la résistance**

**a) vérification à l'effort tranchant et l'effort normal**

comb	H (m)	Effort tranchant (KN)						Effort normal(KN)		
		$v_{sdy}$	$0,5v_{rdy}$	obs	$v_{sdz}$	$0,5v_{rdz}$	obs	$N_{sd}$	$N_{rd}$	obs
G+1.5W3	3.06	1.73	1049	OK	45.80	573.16	OK	-153.70	684.55	OK
1.35(G+Q+S)	5.4	6.20	1049	OK	43.89	573.16	OK	-107.18	684.55	OK

**Tableau IX.5:** Vérification à l'effort tranchant plus l'effort normal

a) vérification aux instabilités (flambement flexion):

comb	H(m)	Suivant yy			Suivant zz			somme des rapports	obs
		$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	$K_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_z$	$K_z$		
G+1.5W3	3.06	0.22	0.993	0.87	0.59	0.791	0.86	0.45<1	OK
1.35(G+Q+S)	5.4	0.45	0.906	0.92	0.61	0.779	0.94	0.66<1	OK

Tableau IX.6 : Vérification aux instabilités

Donc les poteaux croisés du milieu (HEA360+IPE360) sont **vérifié**

IX-4.II)-Vérification des poteaux croisés du type (IPE360+IPE330)

On vérifie les poteaux suivant les combinaisons les plus défavorables et les poteaux les plus sollicités sont donnés dans le tableau ci-dessous

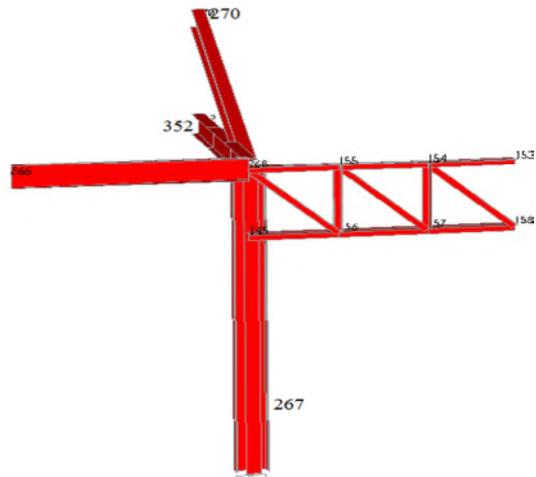


Figure 3 : Schéma de poteau croisé

combinaison	hauteur	N(KN)	V <sub>z</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)
G+1.5W3s	4.54	-76.50	43.55	70.4	10.83	7.88
G+1.5W3s	3.06	-60.13	30.82	62.40	2.68	4.21
1.35(G+Q+S)	5.4	-50.20	25.77	50.49	1.06	2.53

Tableau IX.7 : Les sollicitations dans les poteaux croisés IPE360+IPE330

Les caractéristiques de poteaux croisés

Les poteaux croisés sont constitués de deux profils (IPE360+IPE330)

$I_y=16310\text{cm}^4, i_y=10.98$

$I_z=12803.27\text{cm}^4, i_z=9.73$

$A_{\text{tot}}=135.3 \text{ cm}^2$

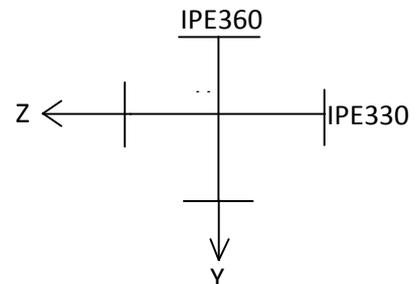


Figure IX.6 : Schéma de poteau croisé

Vérification du poteau de hauteur h=4.54m et de combinaison (G+1.5W3S):

**1) Vérification à la résistance:****1-2) Vérification à l'effort tranchant:****➤ Suivant yy**

$$V_{ply} = A_{vy} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{PLy} = (45,26 + 38,17) \cdot \frac{0,58 \cdot 23,5}{1} = 1137,15 \text{ KN}$$

$$V_{sdY} = 10,83 \text{ KN} < 0,5 V_{ply} = 568,57 \text{ KN}$$

vérifié

Le moment résistant ne sera pas réduit.

**➤ Suivant zz**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{plz} = \frac{(30,81 + 35,14) \cdot 0,58 \cdot 23,5}{1} = 898,90 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 43,55 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 449,45 \text{ KN}$$

vérifié

Le moment résistant ne sera pas réduit

**1-2) Vérification à l'effort normal**

$$N < \min \{ 0,5 A_w \cdot f_y, 0,25 \cdot N_{pl} \}$$

$$A_w = A_{w(\text{ipe360})} + A_{w(\text{IPE330})} \text{ (Air de l'ame)}$$

$$A_w = (23,025 + 26,76) = 48,79 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 48,79 \cdot 23,5 = 584,97 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot (72,7 + 62,6) \cdot 23,5 = 794,88 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 584,97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 76,50 \text{ KN} < N_{rd} = 584,97 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Les moments résistants ne seront pas réduits.

$$M_{dsy} < M_{rdy}$$

**1-3) Vérification aux instabilités:****b) la vérification au flambement du poteau:****➤ Suivant yy :**

Pour calculer la longueur de flambement du poteau par rapport à l'axe y-y, on calcule d'abord l'inertie équivalente  $I_f$  de la ferme, car cette dernière est attachée au poteau croisé et que pour calculer sa longueur de flambement, on a besoin de calculer sa rigidité donc son inertie qui est l'inertie des membrures supérieures et inférieures en négligeant l'inertie apportée par les montants et les diagonales

- $I_f = (A_s \cdot y_s^2 + A_i \cdot y_i^2) + I_s + I_i$
- $A_i$  et  $A_s$ : la section de la cornière 2L(120\*120\*10)
- $y_i = y_s = 50 - 2.82 = 47.18 \text{ cm}$
- $I_s = I_i$ : moment d'inertie /z des membrures
- $I_s = I_i = 2 \cdot I_{zc} = 2 \cdot 280.7 = 561.4 \text{ cm}^4$
- $I_f = 2(38.4 \cdot (47.18)^2) + 2 \cdot 561.4 = 172075.95 \text{ cm}^4$

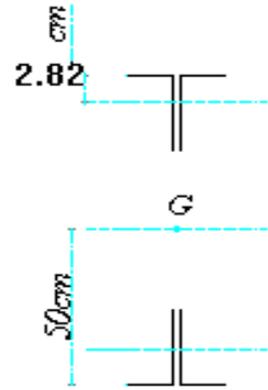


Figure IX.7 Section transversale de la ferme

$$\left\{ \begin{aligned} K_{11} &= \frac{I_f}{L} = \frac{172075.95}{1000} = 172.07 \text{ cm}^3 \\ K_{12} &= \frac{11770}{409} = 20.77 \text{ cm}^3 \\ K_C &= \frac{I_y}{h} = \frac{16310}{454} = 35.93 \text{ cm}^3 \end{aligned} \right.$$

$$\eta_1 = \frac{35.93}{35.93 + 1.5(172.07 + 20.77)} = 0.18$$

$$\eta_2 = K_c / K_c = 1 \quad (\text{Encastrement à la base}) \frac{L_{kz}}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1 \cdot \eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1 \cdot \eta_2)} \right]$$

$$\frac{L_{ky}}{L_0} = 0.85 \Rightarrow L_{ky} = 3.88 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{388}{10.98} = 35.34$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] [\beta_w]^{0.5} = 35.34 / 93.9 = 0.38 \Rightarrow \text{courbec } \chi_y = 0.934$$

➤ **Suivant l'axe z**

$$\left\{ \begin{aligned} K_{11} &= \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{393} = 29.95 \text{ cm}^3 \\ K_{12} &= \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{393} = 29.95 \text{ cm}^3 \\ K_C &= \frac{I_z}{L} = \frac{12806.27}{454} = 28.20 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

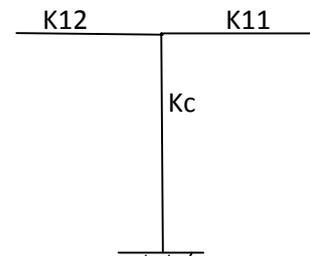


Figure IX.8

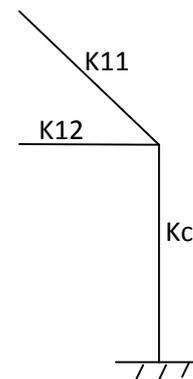


Figure IX.9

$$\eta_1 = \frac{28.20}{28.20 + 1.5 \cdot (2 \cdot 29.95)} = 0.32$$

$$\eta_2 = K_c / K_c = 1 \quad (\text{Encastrement à la base}) \quad \frac{L_{kz}}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1 \cdot \eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1 \cdot \eta_2)} \right]$$

$$\frac{L_{kz}}{L_0} = 0.88 \Rightarrow L_{kz} = 4m$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{400}{9.73} = 41.10$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \right] [\beta_w]^{0.5} = 41.10 / 93.9 = 0.44 \Rightarrow \text{courbe c } \chi_z = 0.879$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.879$$

$\bar{\lambda}_z > 0.2$  donc il y a lieu de tenir compte de flambement

**Calcul des coefficients réducteurs**

➤ Suivant yy

**Calcul de  $k_y$**

$$K_y = 1 - (\mu_y \cdot N_{sd}) / \chi_y \cdot A \cdot f_y$$

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

$$\square = \frac{-3.51}{7.88} = -0.38$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \square = 2.06$$

$$\mu_y = 0.38(2 \cdot 2.06 - 4) + ((1117.5 - 1002.12) / 1002.12) \Rightarrow \mu_y = 0.05$$

$$k_y = 1 - ((0.05 \cdot 76.50) / (0.934 \cdot 135 \cdot 3.23 \cdot 5))$$

$$k_y = 0.99$$

➤ Suivant zz

**Calcul de  $k_z$**

$$K_z = 1 - (\mu_z \cdot N_{sd}) / \chi_z \cdot A \cdot f_y$$

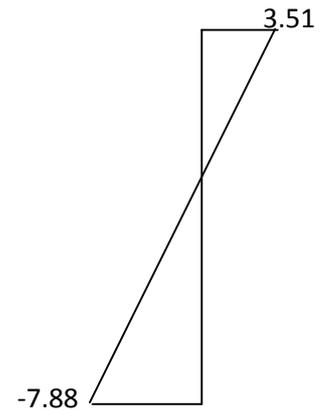


Figure IX.10 : Diagramme des moments-y-y

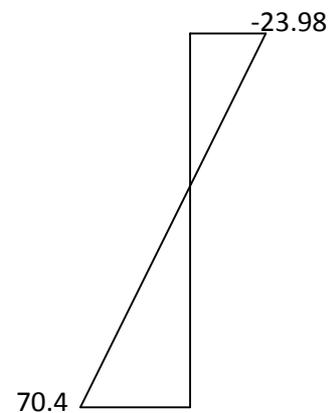


Figure IX.11 : Diagramme des moments-z-z

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right]$$

$$\square = \frac{-23.98}{70.4} = -34$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \square = 2.03$$

$$\mu_z = 0.44(2 * 2.03 - 4) + ((1057.3 - 835.9) / 835.9) \Rightarrow \mu_z = 0.35$$

$$K_z = 1 - ((0,35.76.50) / 0,879.135.3.23,5)$$

$$k_z = 0.99$$

conditions de résistance

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply} / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz} / \gamma_{m1}} \leq 1 \Rightarrow 0.41 < 1 \quad \text{vérifié}$$

**b) Vérification au déversement:**

$$M_{Cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et K<sub>w</sub> : les facteurs de longueur effective;

$$L=4,504 \quad C_1=0,712 \quad C_2=0,652 \quad C_3=1,07 \quad K=0,5 \quad Z_a=18\text{cm} \quad Z_j=0\text{cm}$$

$$I_t=49.30 I_w=3.86.10^6$$

$$M_{cr}=1048.27\text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.50 > 0.4 \Rightarrow \text{il y'arisque de déversement}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{LT} = 0.50 \\ \text{Courbe c} \end{array} \right\} \Rightarrow \chi_{LT} = 0,779$$

**Calcul des facteurs réducteurs**

$$\mu_y = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{mLT} - 0,15$$

$$\beta_{mLT} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi$$

$$\beta_{mLT} = 1,8 - 0,7 \cdot -0,38 = 2,06$$

$$\mu_y = (0,15 \cdot 0,50 \cdot 2,06) - 0,15 = 0,0045$$

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

$$K_{LT} = 1 - (0,0045 \cdot 76,50) / (0,879 \cdot 135 \cdot 3 \cdot 23,5) = 1$$

$$\frac{76,5 \cdot 1,1}{0,879 \cdot 2540,7} + \frac{1 \times 7,88 \cdot 1,1}{0,779 \cdot 238,75} + \frac{0,99 \cdot 70,4 \cdot 1,1}{225,87} = 0,42 < 1$$

Vérifié.

Pour les autres poteaux les résultats sont donnés dans les deux tableaux ci-dessous.

**1) vérification à la résistance**

**a) vérification à l'effort tranchant et l'effort normal**

comb	H (m)	Effort tranchant (KN)						Effort normal(KN)		
		V <sub>sdy</sub>	0,5V <sub>rdz</sub>	obs	V <sub>sdz</sub>	0,5V <sub>rdy</sub>	obs	N <sub>sd</sub>	N <sub>rd</sub>	obs
G+1.5W3	3.06	2.68	568	OK	43.55	449.45	OK	-60.13	584.97	OK
1.35(G+Q+S)	5.4	1.06	568	OK	25.77	449.45	OK	-50.20	584.97	OK

**Tableau IX.5:** Vérification à l'effort tranchant plus l'effort normal

**b) vérification aux instabilités (flambement flexion):**

Comb	H(m)	Suivant yy			Suivant zz			Résistance	obs
		$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	K <sub>y</sub>	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_z$	K <sub>z</sub>		
G+1.5W3	3.06	0.75	0.694	1	0.81	0.656	0.98	0.51 < 1	OK
1.35(G+Q+S)	5.4	0.65	0.755	0.99	0.69	0.731	0.97	0.47 < 1	OK

**Tableau IX.7 :** Vérification aux instabilités

Donc les poteaux croisés(IPE360+IPE330) sont vérifié

**IX-4.III)Vérification des poteaux de la mezzanine HEA 300:**

Les poteaux ont une hauteur de 3.06m, les plus sollicités sous

les combinaisons les plus défavorables sont donnés dans le tableau suivant:

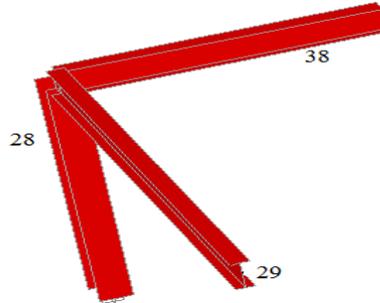


Figure 4 : Schéma de poteau de mezzanine

combinaison	h	N(kn)	M <sub>y</sub> (kn.m)	M <sub>z</sub> (kn.m)	V <sub>y</sub> (kn)	V <sub>z</sub> (kn)
G+1.5W3S	3.06	-146.22	84.17	1.45	0.87	47.40
G+1.5W3S	3.06	-63.50	80.00	1.73	1.096	42.68
G+W2D	3.06	-108.50	62.64	0.344	0.13	44.08

Tableau IX.8 : Les sollicitations dans les poteaux

**Vérification du poteau le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5W3S):**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessus

1) vérification à la résistance

a) vérification à l'effort tranchant et l'effort normal

comb	H (m)	Effort tranchant (KN)						Effort normal(KN)		
		v <sub>sd<sub>y</sub></sub>	0,5v <sub>rd<sub>y</sub></sub>	obs	v <sub>sd<sub>z</sub></sub>	0,5v <sub>rd<sub>z</sub></sub>	obs	N <sub>sd</sub>	N <sub>rd</sub>	obs
G+1.5W3	3.06	1.096	230.96	OK	47.40	532.18	OK	146.22	532.18	OK

Tableau IX.9: Vérification à l'effort tranchant plus l'effort normal

a) vérification aux instabilités (flambement flexion):

Comb	H(m)	Suivant yy			Suivant zz			Résistance	obs
		$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	K <sub>y</sub>	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_z$	K <sub>z</sub>		
G+1.5W3	3.06	0.21	0.993	0.98	0.33	0.953	0.95	0.40	OK

Tableau IX.10 : Vérification aux instabilités

Donc on opte pour tous les poteaux de la mezzanine HEA 3000

**IX-4.IV) Vérification des supports de la console (IPE300):**

Ils sont vérifiés à la compression sous la combinaison la plus défavorable qui est

$$(G+1,5W3S)$$

$$N_{csd}=57.29 \text{ KN}$$

$$N_{crd}=\chi_{min} \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

➤ **suivant yy**

$\beta=1$  section de classe I

$$l_k=l_0=6.07 \text{ m}$$

$$i_y=12.46 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{607}{15.46} = 48.72$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.52$$

$$\text{Courbe (b)} \Rightarrow \chi_y = 0,875$$

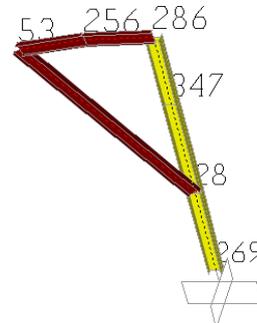


Figure 4 : Schéma du support de la console

➤ **Suivant ZZ:**

$$i_z=3,35 \text{ cm} \quad \lambda_z = \frac{607}{3,35} = 181,20$$

$$\bar{\lambda}_Z = 1.92$$

$$\text{Courbe (C)} \Rightarrow \chi_z = 0,212$$

$\chi_{min}=0,212$  il y a le risque de flambement.

$$N_{crd}=0,212 \cdot 53,8 \cdot 23,5 / 1,1 = 243.66 \text{ KN}$$

$$N_{csd}=57.29 \text{ KN} < N_{crd}=243.66 \text{ KN}$$

vérifié

Donc on opte pour le profilé **IPE300**

**IX-5 Vérification des poutres:**

**5.1) Poutre maîtresse de la mezzanine IPE 330:**

$$L=5 \text{ m}$$

$$M^{max}=70.28 \text{ KN.m} \quad V^{max}=85.44 \text{ KN} \quad (\text{Comb: } 1.35G+1.5Q)$$

**a) vérification à l'effort tranchant:**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{PLZ} = 350.01 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 84.44 \text{ KN} < V_{plz} = 350.01 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

$$V_{sdz} = 85.44 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 175.00 \text{ KN} \text{ donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**b) Vérification au moment:**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 147.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 147.67 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} < M_{ply} \text{ vérifié}$$

**c) vérification au déversement:**

$$M_{cr} = 195.66 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.42 > 0.4$$

**Calcul  $\chi_{min}$  :**

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

Courbe(a)  $\alpha = 0,21$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,21(0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0.61$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = 1.05$$

$$\chi_{lt} = 1.05$$

$$M_{rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 180.42 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = 180.42 \text{ KN} > M_{sd} = 70.28 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc on choisit pour toutes les poutres maîtresse **IPE330**

**5.2) Poutre secondaire de la mezzanine IPE 300:**

$$L = 4.45 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 22.91 \text{ KN.m} \quad V^{\max} = 16.87 \text{ KN} \quad (\text{Comb: } 1.5G + 1.5Q)$$

**d) vérification à l'effort tranchant:**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{PLZ} = 305.01 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 16.87 \text{ KN} < V_{plz} = 305.01 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

$$V_{sdz} = 16.87 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 175.00 \text{ KN} \quad \text{donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**e) Vérification au moment:**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 147.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 147.67 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} < M_{ply} \text{ vérifié}$$

**f) vérification au déversement:**

$$M_{cr} = 188.76 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.43 > 0.4$$

**Calcul  $\chi_{min}$  :**

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

Courbe(a)  $\alpha=0,21$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,21(0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0.62$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} = 0,937$$

$$\chi_{lt} = 0.937$$

$$M_{rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 125.80 \text{ KN}$$

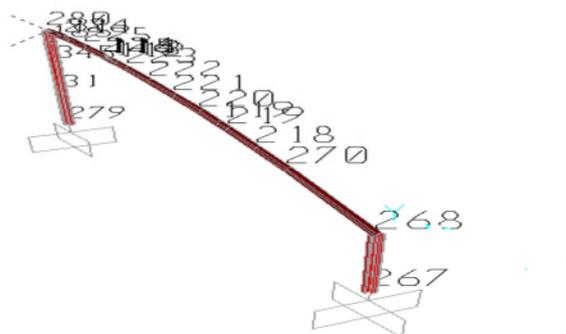
$$M_{rd} = 125.80 \text{ KN} > M_{sd} = 22.91 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc on choisi pour toutes les poutres secondaires **IPE300**

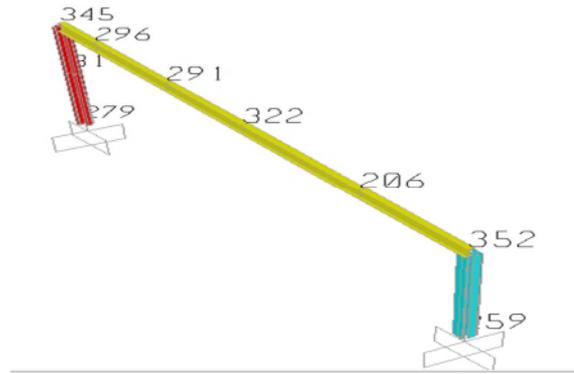
**5.3) Vérification des Poutres principales :**

On a deux types de poutre principale :

1) Poutres en Arcs en IPE 330



2) Poutres droite en IPE 450



2-a) Poutres principales en IPE 450 :

$$L=14.52 \text{ m}$$

$$M^{\max}=91.88 \text{ KN.m} \quad V^{\max}=60.75 \text{ KN} \quad (\text{Comb: } 1.35(G+Q+S))$$

**g) vérification à l'effort tranchant:**

$$V_{plz}=A_{vz} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{plz}=693.08 \text{ KN}$$

$$V_{sdz}=60.75 \text{ KN} < V_{plz}=693.08 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

$$V_{sdz}=60.75 \text{ KN} < 0,5 V_{plz}=346.54 \text{ KN} \text{ donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**h) Vérification au moment:**

$$M_{ply}=W_{ply} \cdot f_y=399.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply}=399.97 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} < M_{ply} \text{ vérifié}$$

**i) vérification au déversement:**

$$M_{cr}=310.11 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \text{ section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.14 > 0.4$$

**Calcul  $\chi_{\min}$  :**

$$\varphi = 0,5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

Courbe(c)  $\alpha=0.49$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,21(1.14 - 0,2) + 1.14^2] = 1.24$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 1$$

$$\chi_{lt} = 0.58$$

$$M_{rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 231.98 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = 231.98 \text{ KN} > M_{sd} = 91.88 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc on la poutre principale en **IPE450 et vérifié**

2-b) Poutres principales en IPE 360 (celles des cotés) :

$$L = 7.42 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 140.81 \text{ KN.m} \quad V^{\max} = 3.471 \text{ KN} \quad (\text{Comb: G+1.5W3S})$$

**j) vérification à l'effort tranchant:**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0.58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{plz} = 478.95 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 3.741 \text{ KN} < V_{plz} = 478.95 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

$$V_{sdz} = 3.741 \text{ KN} < 0.5 V_{plz} = 239.47 \text{ KN} \quad \text{donc le moment résistant ne sera pas réduit}$$

**k) Vérification au moment:**

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y = 239.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 239.46 \text{ KN.M}$$

$$M_{sd} < M_{ply} \quad \text{vérifié}$$

**l) vérification au déversement:**

$$M_{cr} = 196.45 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.10 > 0.4$$

**Calcul  $\chi_{\min}$  :**

$$\varphi = 0.5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

EC3 Art 5.5.1.2

Courbe(c)  $\alpha = 0.49$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.21(1.26 - 0.2) + 1.26^2] = 1.19$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda \cdot y^2]^{1/2}} = 0,937$$

$$\chi_{lt} = 0.60$$

$$M_{rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 146.67 \text{ KN}$$

$$M_{rd} = 146.67 \text{ KN} > M_{sd} = 140.81 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Donc on la poutre principal en **IPE360 et vérifié**

### 2) Vérification des poutres en arc en IPE 330

Les poutres en arc sont sollicitées à un effort de compression plus deux moments fléchissant autour des deux axes, donc la vérification se fait au flambement flexion plus le déversement, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant.

combinaison	longueur	N(KN)	V <sub>z</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)
1,35(G+Q+S)	14.78	-196.77	3.26	2.45	74.60	99.71

Tableau IX.11 : Les sollicitations dans les poutres en arcs

#### 1) Vérification à la résistance:

##### a) Vérification à l'effort tranchant:

###### ➤ Suivant yy

$$V_{ply} = A_{vy} \cdot 0,58 f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{sdy} = 74.60 \text{ KN} < V_{ply} = 444.30 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

$$V_{sdy} = 74.60 \text{ KN} < 0,5 V_{ply} = 222.15 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Le moment résistant ne sera pas réduit.

###### ➤ Suivant zz

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot 0,58 \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$V_{sdz} = 3.26 \text{ KN} < V_{plz} = 419.94 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

$$V_{sdz} = 3.26 \text{ KN} < 0,5 V_{plz} = 209.97 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

Le moment résistant ne sera pas réduit.

##### b) Vérification à l'effort normal

$$N < \min \{0,5 A_w \cdot f_y, 0,25 \cdot N_{pl}\}$$

$$0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 23 \cdot 0,23 \cdot 23,5 = 272,6 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot 1337,36 = 334,34 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = 272,6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 196,77 \text{ KN} < N_{rd} = 272,6 \text{ KN}$$

Vérifié

Le moment résistant ne sera pas réduit.

## 2) Vérification aux instabilités:

### a) la vérification au flambement:

#### ➤ Suivant zz

$$L_{kz} = 1,50 \text{ m}$$

$$i_z = 3,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{150}{3,55} = 42,25$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,50$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_z = 0,843$$

#### ➤ Suivant yy

$$l_{ky} = 0,5 \cdot 14,78 \text{ m} \Rightarrow l_{ky} = 7,39 \text{ m}$$

$$i_y = 13,71 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{739}{13,71} = 53,90$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,57$$

$$\text{Courbe (b)} \Rightarrow \chi_y = 0,852$$

$\bar{\lambda}_y > 0,2 \Rightarrow$  Il y a lieu de tenir compte de flambement.

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,834$$

### b) Vérification au déversement:

$$C_1 = 0,712 \quad C_2 = 0,652 \quad C_3 = 1,07 \quad Z_g = 16,5 \text{ cm} \quad Z_a = 16,5 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 2692,00 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \beta_w = 1 \quad \text{section de classe 1}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,26$$

$$\text{Courbe (a)} \Rightarrow \chi_{lt} = 0,987$$

$\bar{\lambda}_{lt} < 0,4$  Pas de risque de déversement.

3) Calcul des facteurs réducteurs

➤ Suivant  $\psi$

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\square = \frac{78.03}{99.71} = 0.78$$

$$\beta_{M\square} = 1.25$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = 56.97 + 99.71 = 156.68$$

$\beta_{MQ} = 1,3$  Cas d'une charge uniformément répartie

$$B_{MY} = 1.26$$

$$\mu_y = 0.26(2 * 1.26 - 4) + \frac{804.3 - 731.1}{731.1} = -0.28$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.28 * 196.77}{0.997 * 62.6 * 23.5}$$

$$k_y = 1.037$$

➤ Suivant  $Z-Z$

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{MQ}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\square = \frac{1.58}{3.64} = 0.43$$

$$\beta_{M\psi} = 1.49$$

$$\Delta M = |\max M| + |\min M| = 2.45 + 3.64 = 6.09$$

$\beta_{MQ} = 1,3$  Cas d'une charge uniformément répartie

$$B_{Mz} = 1.41$$

$$\mu_z = 0.57(2 * 1.49 - 4) + \frac{153.7 - 98.52}{98.52} = -0.021$$

$$K_z = 1 - \frac{-0.021 * 196.77}{0.834 * 62.6 * 23.5}$$

$$K_z = 1.00$$

4) Condition de résistance

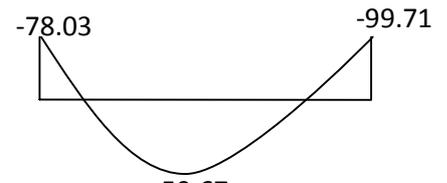


Figure IX.12 Moment Y-Y

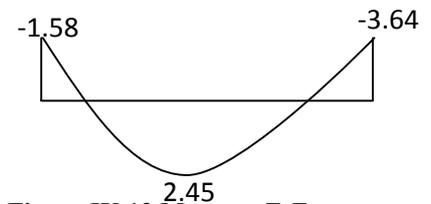


Figure IX.13 Moment Z-Z

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply} / \gamma_{m1}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz} / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$\frac{196.77 \times 1.1}{0.834 \times 62.6 \times 23.5} + \frac{1.037 \times 99.71 \times 1.1}{188.94} + \frac{1 \times 2.45 \times 1.1}{36.12} = 0.85 \leq 1 \text{ vérifié}$$

Donc on opte pour toutes les poutres en arc un **IPE330**

## Chapitre X :

### Calcul des assemblages:

#### X.1. Assemblage des éléments de la ferme:

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures Inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	81.30	48.47	32.54	42.83
Section	2L(100*10/10)	2L(100*10/10)	2L(80*8/8)	2L(80*8/8)

**Tableau X.1:** Les sollicitations dans les éléments de la ferme

❖ les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort Sollicitant sera divisé par deux.

#### 1-1) Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F(KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

**Tableau X.2:** Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

Pour les membrures supérieures 81.30KN<200KN

Pour les membrures inférieures 48.47KN<200KN

Pour les montants 42.83KN<200KN

Pour les diagonales 32.54KN< 200KN

Donc on choisit **e=8mm**

#### 1-2) Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifiée les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3mm \leq a \leq 0,5t_{\max}$$

$t_{\max}$ : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max}=8$  mm (épaisseur gousset)

$$3mm \leq \alpha \leq 0,5 \cdot 8mm$$

$$3mm \leq \alpha \leq 4mm \rightarrow \alpha=4mm$$

**1-3) Les longueurs de soudures:**

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

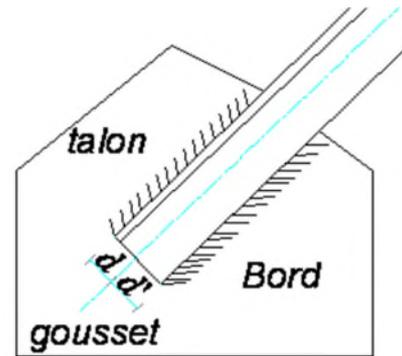


Figure X.1: Les longueurs de soudure

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

**N/2:** effort repris par une cornière.

$\gamma_{m0}$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_{m0} = 1,25$

$\beta_w$  : Coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$

$f_u$  : Valeur normal de la résistance  $f_u = 360\text{MPa}$

a: gorge de la soudure

a=4 mm

d: distance du centre de gravité au talon

d'=distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau ci-dessous:

Elément	Type de cornière	distance		Longueur des soudures		Gorge(mm)
		d' (cm)	d (cm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Membrure sup	2L(100*100*10)	7,18	2,82	3,51	4,89	4
Membrure inf	2L(100*100*10)	7,18	2,82	2,93	2,93	4
Diagonale	2L(80*80*8)	5,74	2,26	1,404	2,1	4
Montant de rive	2L(80*80*8)	5,74	2,26	1	0	4
Montant	2L(80*80*8)	5,74	2,26	1,848	2,575	4

**Tableau X.3 :** Dimension des cordons de soudure

**X .2. Assemblage poteau- ferme:**

Pour avoir un bon encastrement de rive on va changer les montants de rive 2L(80\*80\*8) par 2L(100\*100\*12) qui nous permet d'utiliser les boulons M22.

**2-1) Disposition des boulons**

Boulon M22 →  $d_0=24$  mm  
 Cornière 2L(100\*10\*10),  $t=10$ mm

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12 t \\ 2,2 d_0 \leq P_1 \leq 14 t \end{array} \right. \quad \text{d'où} \quad \left\{ \begin{array}{l} 28,8 \leq e_1 \leq 120\text{mm} \\ 52,8 \leq P_1 \leq 140\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit  $e_1=5\text{cm}$   $P_1=10\text{cm}$

On a la hauteur de montant est 100cm on choisira 10 rangées de boulons.

L'assemblage sollicité un moment  $M_u$  du à la combinaison (1,35(G+Q+S))

Et un effort tranchant  $V$ .

❖ **L'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 95,44\text{KN.m} \quad 1,35(G+Q+S) \\ V_u = 67,80\text{KN} \quad 1,35(G+Q+S) \end{array} \right.$$

❖ **L'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 69,165\text{KN} \quad (G+V_{S2}) \\ V_s = 47,24\text{KN} \quad (G+V_{S2}) \end{array} \right.$$

Les 5 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

$d_i$ =la distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inférieur

$d_1=100-(5+1,2+2,82)=90,98\text{cm}$

$d_2=90,98-10=80,98\text{cm}$

$d_3=80,98-10=70,98\text{cm}$

$d_4=70,98-10=60,98\text{cm}$

$d_5=60,98-10=50,98\text{cm}$

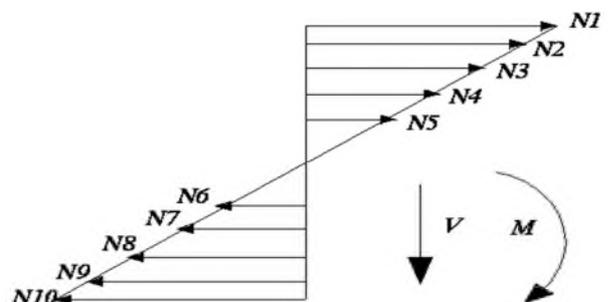


Figure X.2 Distribution des efforts.

## ❖ L'ELU:

$$N_1 = \frac{95,43 \times 90,98}{(90,98)^2 + (80,98)^2 + (70,98)^2 + (60,98)^2 + (50,98)^2} = 33,14 \text{ KN}$$

## ❖ L'ELS:

$$N_1 = \frac{69,165 \times 90,98}{(90,98)^2 + (80,98)^2 + (70,98)^2 + (60,98)^2 + (50,98)^2} = 24,02 \text{ KN}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \text{ nombre de boulon} \\ p: \text{ nombre de plan de cisaillement.} \end{array} \right.$$

## ❖ ELU :

$$V_{sd} = \frac{67,80}{20 \times 1} = 3,4 \text{ KN}$$

## ❖ ELS :

$$V_{sd} = \frac{47,24}{20 \times 1} = 2,36 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 A_s f_{ub}$$

$F_p$ : effort de précontrainte

**ELU:**

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{33,14}{2}$$

$$F_{t,sd} = 16,57 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{24,02}{2}$$

$$F_{t,sd} = 12,01 \text{ KN}$$

$f_{ub}$ : résistance ultime du boulon.

$A_s$ : section résistante de la partie filetée.

boulon de classe 8.8( Haute adhérence)  $\Rightarrow f_{ub}=800\text{MPa}$

$\gamma_{ms}$  : Coefficient de sécurité (à l'ELU :  $\gamma_{ms}=1,25$  et à l'ELS :  $\gamma_{ms}=1,1$ )

$K_s$ : facteur de forme  $\Rightarrow$  trous nominaux  $K_s=1$

$n$ : nombre de plan de contact  $n=1$

$\mu$ : coefficient de frottement  $\Rightarrow \mu=0,3$  surface broyée

### 2-2) Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est:  $L=1000-(50+12+28,2)=909,8\text{mm}$

$15 \times d=15 \times 22=330\text{mm}$

$L > 15 \times d \Rightarrow$  l'assemblage est trop long.

D'où l'effort résistant  $V_R$  sera réduit d'un coefficient  $\beta$ :

$$\beta = 1 - \left( \frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left( \frac{909,8 - 330}{200 \times 22} \right) = 0,86$$

$$F_p = 0,7 \cdot 303 \cdot 800 = 169,68 \text{ KN}$$

#### ❖ l'ELU :

$$V_R = \frac{0,86 \times 0,3 \times 1 \times 1 \times [169,68 - 0,8 \times 16,57]}{1,25} = 32,28 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3,4 \text{ KN} < 32,28 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

#### ❖ l'ELS :

$$V_R = \frac{0,86 \times 0,3 \times 1 \times 1 \times [169,68 - 0,8 \times 12,01]}{1,1} = 37,54 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 2,36 \text{ KN} < 37,54 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

### X.3 . Assemblage des éléments de contreventements:

#### 3-1. Contreventement horizontal

##### a) Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités au cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU}=16,721 \text{ KN}$$

$$N_{ELS}=9,43 \text{ KN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée:

Boulon de classe 8,8  $\Rightarrow f_u=800\text{MPa}$

les diagonales : 2L(80\*80\*8)

Boulon M18,  $A_s=1,92\text{cm}^2$

D'où

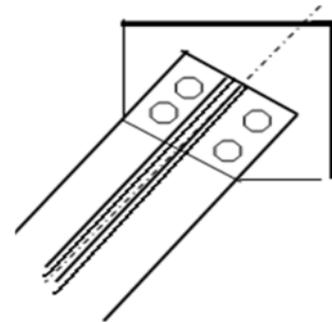


Figure X.3 : Assemblage diagonale gousset

$$F_p = 0,7.A_s.f_{ub}$$

$$F_p = 0,7.192.800 = 107,52 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times 107,52}{1,25} = 25,80 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_v = \frac{N/2}{n.P}$$

Le nombre de boulon doit vérifier la condition suivant:

$$F_v \leq F_{rsd} \quad n = \frac{\frac{N}{2}}{F_{rsd} P} = \frac{\frac{16,72}{2}}{25,80} = 0,32$$

Soit  $n=2$  Boulons pour chaque cornière.

❖ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times 107,52}{1,1} = 29,32 \text{ KN}$$

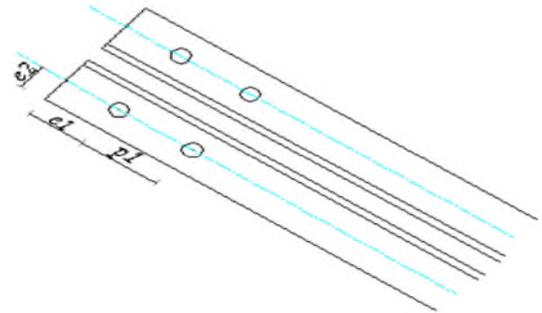
$$F_v = \frac{N}{n P} = \frac{16,72}{2 \times 2.1} = 4,18 \text{ kN}$$

$F_{srd} = 25,80 \text{ kN} > F_v = 4,18 \text{ kN} \longrightarrow$  vérifier .

Donc on admit les boulons 4M18 de classe 8.8.

**i-Disposition des boulons ( constructives )**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_2 \geq 1,5d_0 \\ p_1 \geq 2,2d_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 24\text{mm} \\ e_2 \geq 30\text{mm} \\ p_1 \geq 44\text{mm} \end{array} \right.$$



**Figure X.4 :** Disposition des boulons.

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 24\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \\ P_1 = 44\text{mm} \end{array} \right.$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M18,  $d_0 = 20\text{mm}$

**❖ Vérification à la pression diamétrale :**

**-Pour la cornière :** on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub} / f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,4$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,4 \times 800 \times 18 \times 8 / 1,25 = 92,16 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{16,72}{2 \times 2} = 4,18 \text{ kN}$$

donc  $F_{V,sd} \leq F_{b,Rd}$  vérifiée

**-Pour le gousset:**

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P_1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub} / f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 0,4$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,4 \times 800 \times 18 \times 8 / 1,25 = 92,16 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{16,72}{2 \times 1} = 8,36 \text{ kN}$$

donc  $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$  vérifiée

**b) Assemblage du gousset sur la traverse :**

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons HR

Gousset fixé à 8mm avec boulon M18 de classe 8,8

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 24 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 44 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**b-1) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:**

$$Q = 16,721 \text{ kN}$$

$$Q_v = 16,721 \cdot \sin 21^\circ = 6 \text{ kN}$$

$$Q_h = 16,721 \cdot \cos 21^\circ = 15,61 \text{ kN}$$

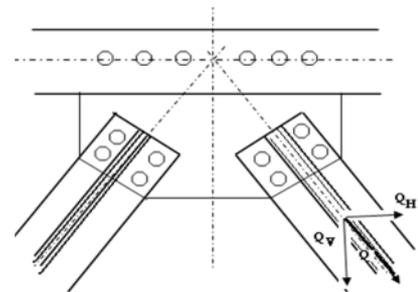
❖ **Cisaillement vertical des boulons:**

$$Q_{1V,H} = \frac{Q_{V,H}}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1V} = 3 \frac{6}{2} = 2 \text{ kN}$$

$$Q_{1h} = \frac{15,6}{3} = 5,2 \text{ kN}$$

D'où l'effort de cisaillement  $Q_{\max}$  sur le boulon est:



**Figure X .5 :** Assemblage goussets traverse

$$Q_{MAX} = \sqrt{Q_{IV}^2 + Q_{Ih}^2} = \sqrt{2^2 + 5,2^2} = 5,57 \text{ KN}$$

$$Q_{MAX} = 5,57 \text{ KN}$$

### b-2) Vérification à la résistance des boulons

#### ❖ au cisaillement seul

$$F_p = 0,7 A_s f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \cdot 192 \cdot 800 = 107,52 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{srd} = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times 107,52}{1,25} = 25,80 \text{ KN}$$

D'où  $Q^{\max} = 5,57 \text{ KN} < F_{SRd} = 25,80 \text{ KN}$

Donc on choisit 6M18 de classe 8,8

$$L \geq \frac{\frac{34,92}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{3}}{36,0 \cdot 0,4} = 2,10 \text{ cm}$$

D'où  $L = 5 \text{ cm}$

### a) Assemblage cornière- gousset :

$$N = 34,92 \text{ KN}$$

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où:

$$F_{V,Rd} = 0,6 A_s f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \times 157 \times 800 / 1,25 = 60,28 \text{ KN}$$

$$f_u = 800 \text{ MPa}$$

Les diagonales : L(60\*60\*6)

Boulon M16,  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_v = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{VRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{VRd} \cdot p} = \frac{34,92}{60,28 \times 1} = 0,57$$

Soit  $n = 2$  Boulons.

### i-Disposition des boulons

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_2 \geq 1,5d_0 \\ p_1 \geq 2,2d_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 21,6\text{mm} \\ e_2 \geq 27\text{mm} \\ p_1 \geq 39,6\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit  $e_1 = 22\text{mm}$  ,  $e_2 = 28\text{mm}$  ,  $P_1 = 40\text{mm}$

On opte pour 2 Boulons ordinaires M12 avec un gousset de 8mm.

### 3-2. Assemblage des contreventements verticaux:

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction.

$N_{sd} = 35,09 \text{ KN}$  (effort de traction maximal dans les diagonale obtenu par le logiciel sap)

$N_{t,sd} = 35,09\text{kN} < 200$ .

Donc on prend :  $e = 8\text{mm}$

#### a) Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

#### • Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{35,09}{2.2} = 8,77 \text{ kN}$$

#### • Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 30,45 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec un diamètre  $\square 13$  des trous:

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2$$

#### • Disposition géométrique

Cornière 2L (60\*60\*6).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 15,6mm \leq e_1 \leq 96mm \\ 28,6mm \leq p_1 \leq 112mm \\ 19,5 < e_2 \end{array} \right.$$

On prend :  $e_1 = 5 \text{ cm}$        $P_1 = 10 \text{ cm}$

### b. Vérifications :

#### b.1. Assemblage trop long :

Longueur de l'assemblage :  $L = 180 - 2 \times 80 = 20 \text{ mm}$

$L < 15d = 180 \text{ mm}$  ; Donc l'assemblage n'est pas long. Vérifiée.

#### b.2. Pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 0,064; 1,66; 1)$$

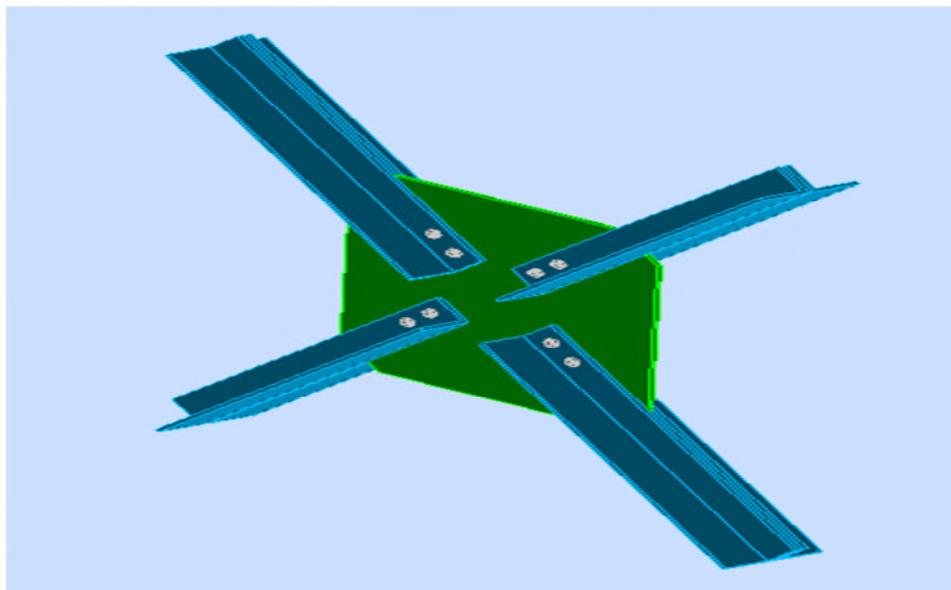
$$F_{PRd} = 2,5 \times 0,064 \times 360 \times \frac{12 \times 8}{1,25} = 44,23 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 44,23 \text{ KN} > F_{V,rd} = 9,24 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

### 3. 3. Assemblage de la palée en croix :



FigureX.6. Assemblage des palées de stabilité

- Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{VRd} = 0,5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,5 \times 600 \times \frac{84,3 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 40,46 \text{ KN}$$

- Nombre de boulons :

$$n \geq \frac{N_{sd}}{F_{VRd}} = \frac{35.09}{40.46} = 0.86 \text{ on prend 2 boulons M12 par rangée.}$$

### 3.4. Vérification :

- **Vérification à la pression diamétrale :**

$$f_{bRd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times \frac{d \times t}{\gamma M_b}$$

$$f_{bRd} = 2.5 \times 0.064 \times 360 \times \frac{12 \times 8}{1.25} = 44.23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq n \times f_{bRd} \Rightarrow \frac{N_{sd}}{n} \leq f_{bRd}$$

$$N_{sd} = \frac{35.09}{2} = 17.54 \text{ KN} < f_{bRd} = 44.23 \text{ KN.} \quad \text{Vérifier}$$

- **Résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{VRd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 600 \times \frac{84.3 \times 2}{1.25} \times 10^{-3} = 48.55 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 48.55 \text{ KN} > F_{V.sd} = 9.24 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification à la traction :**

$$F_{tRd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times 600 \times \frac{84.3}{1.25} = 364.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.09 \text{ KN} < F_{tRd} = 364.17 \text{ KN.}$$

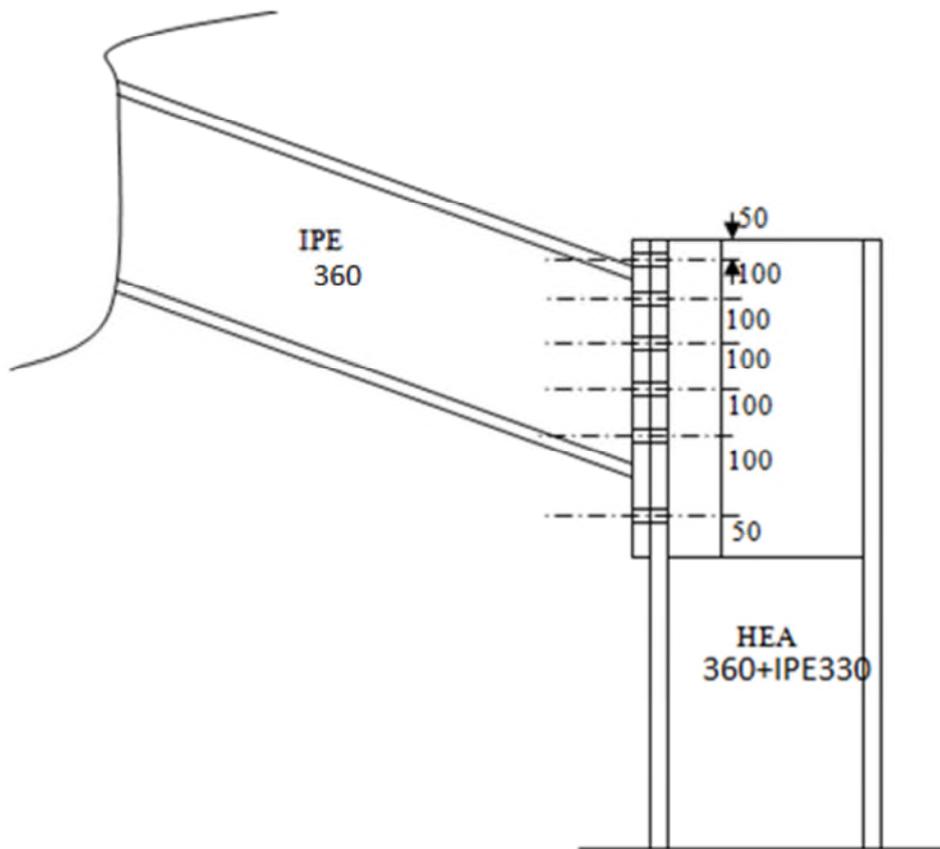
Vérifiée.

### Conclusion :

L'assemblage des palées de stabilité (2L80.80.8) satisfait les conditions de calcul .

### X.4 Assemblage poteau – traverse.

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure X.7 :** Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

### 1.1.La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons M 18 de diamètre  $\phi$  18 de classe 8.8

### 1.2.Efforts de calcul :

$$.M_{\max} = 1\,39,64 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\max} = 266,12 \text{ KN.}$$

$$V_{sd\max} = 73,004 \text{ KN}$$

### 4.3. Condition de résistance des boulons :

- Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec :  $d_0 = 20$  mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 100$  mm

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 150$  mm

**●Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 50$  mm.

**●Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 75$  mm.

**1.1.Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures de boulons.

$$d_1 = 450 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 350 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 250 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = (450)^2 + (350)^2 + (250)^2 = 0,38m^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{139,64 \times 0,45}{0,38} = 164,36 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{139,64 \times 0,35}{0,38} = 128,61 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{139,64 \times 0,25}{0,38} = 91,86 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \times F_p$  avec :  $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{164,36 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 146,75 \text{ mm}^2$$

Soit un boulons de diamètre  $d = 18\text{mm}$  ; de classe 8.8 ;  $A_S = 192\text{mm}^2$

**1.1. Détermination du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 193 = 108,08 \text{ KN par boulon.}$$

$F_P$  : Force de précontrainte.

Soit  $108,08 \times 2 = 216,16\text{KN}$  par rangée.

$$M_R = \frac{216,16 \times 0,38}{0,45} = 182,53\text{KN}$$

**1.2. Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulons :  $V_1 \frac{V_{sdMax}}{n} = \frac{266,12}{10} = 26,12\text{KN}$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S = \frac{K_S \times \mu \times m \times F_P}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

$$\mu = 0.3 \quad ; \quad K_S = 1 \quad ; \quad \gamma_{M_s} = 1.25 \quad ; \quad m = 1$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 193 = 108.08 \text{ KN.}$$

$F_P = 216.16 \text{ KN}$  par rangée.

$$F_S = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times 216,7}{1,25} = 52,008\text{KN}$$

$V_1 = 26,12 \text{ KN} < F_S = 52.008 \text{ KN}$  .....vérifiée

**1 -3 Résistance de l'âme du poteau en traction :**

$$F_t = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_f + 2t_f + 5(t_f + r)$$

$$b_{eff} = 12,7 + 2 \times 12,7 + (12,7 + 18) = 58,1 \text{ mm.}$$

$$f_t = 235 \times 8 \times \frac{58,1}{1.1} = 99,30 \text{ KN.}$$

**1-4 Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

$$V_R = 0.58 f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma M_0}$$

$$V_R = 0.58 \times 235 \times 360 \times \frac{8}{1.1} = 356,85 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{139,94}{0,347} = 403,28 \text{ KN}$$

$$F_v = 403,28 \text{ KN} > V_R = 356,85 \text{ KN.}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme (épaisseur 8mm)

$$\text{D'où : } t_w = 8 + 8 = 16 \text{ mm}$$

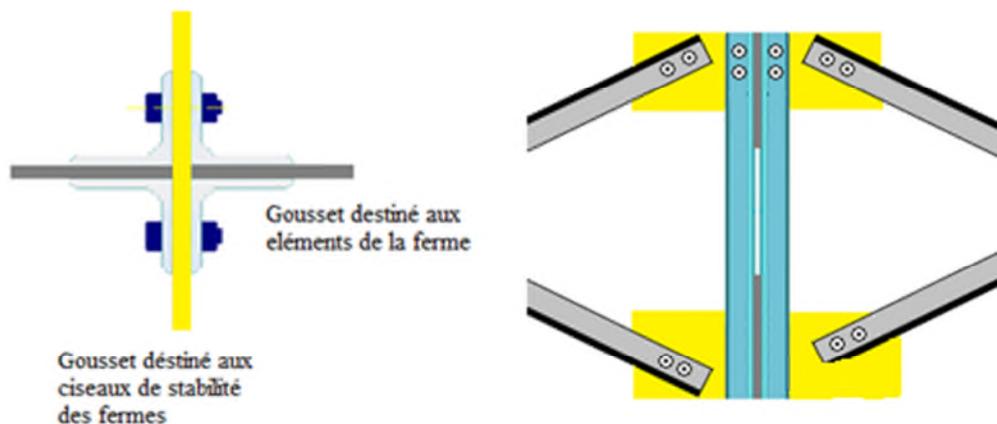
$$\text{Et : } V_R = 0.58 \times 235 \times 360 \times \frac{16}{1.1} = 713,71 \text{ KN}$$

$$V_R = 713,71 \text{ KN} > F_v = 403,28 \text{ KN.}$$

**Conclusion :**

L'assemblage calculé est satisfait.

### X.5. Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes :



**Figure X.8 :** Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.

#### i-Dimensionnement de l'assemblage

Les barres constituées de L (60x60x6), sont soumises uniquement aux efforts de traction ou compression, se qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{\max} = 24,78 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons ordinaires M12 de classe 5.8 a fin de réaliser une articulation.

$$f_u = 500MPa$$

Boulon M12,  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times 84,3 \times 500 / 1,25 = 16,86N$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:  $F_V = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,Rd} \leq F_{s,Rd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{V,Rd} \cdot p} = \frac{24,78}{16,86} = 1,46$$

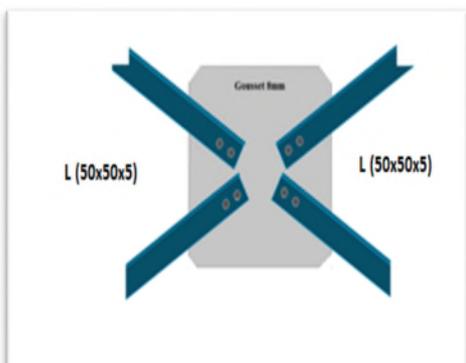
Soit  $n=2$  Boulons.

Donc on opte pour un gousset de 8mm et 2 boulons M12 de classe 5.8

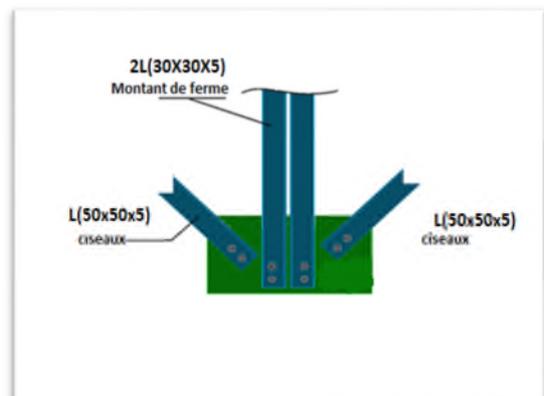
**ii-Disposition des boulons**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_2 \geq 1,5d_0 \\ p_1 \geq 2,2d_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 15,6\text{mm} \\ e_2 \geq 19,5\text{mm} \\ p_1 \geq 28,6\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit  $e_1 = 20\text{mm}$  ,  $e_2 = 20\text{mm}$   $P_1 = 30\text{mm}$



**Figure X.9** : Assemblages des ciseaux



**Figure X.10** : Assemblages des ciseaux à la ferme

**iii-Pression diamétrale**

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \cdot f_u / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,52$$

⇒ Condition vérifiée

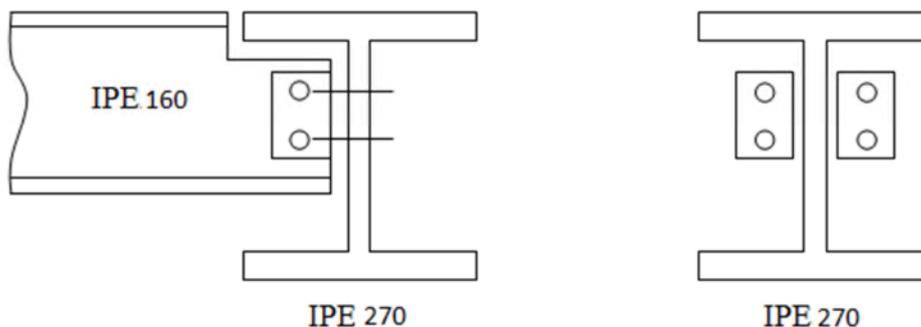
$$F_{p,rd} = 22,46kN > F_{v,sd} = \frac{24,78}{3} = 8,26kN$$

### V.6. Assemblage poutre principales - solive :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant  $V$  repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 77,03kN$$



**Figure X.11:** Assemblage poutre principale- solive

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640MPa \\ f_{ub} = 800MPa \end{cases}$$

#### ➤ Dimensionnement des boulons :

##### a. Coté solive :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{Ms}) \cdot F_{p,cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$  : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p,cd}$  : Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

$n$  : Nombre d'interface de frottement;

$\mu$  : Coefficient de frottement;

$k_s$  : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

$n_b$  : Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{77,03 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10 = 0,143 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M12  $\Rightarrow A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

### b. Coté poutre principale :

Soit des boulons de type M12  $\Rightarrow A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M12, donc on prend une cornière L 40 x 40 x 4

#### ➤ Disposition géométrique :

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 13 \leq P_2 \leq 14 \cdot 4 \Rightarrow 39 \leq P_2 \leq 56 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 45 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 13 \leq e_2 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 19,5 \leq e_2 \leq 48 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 13 \leq e_1 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 15,6 \leq e_1 \leq 48 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 30 \text{ mm}$$

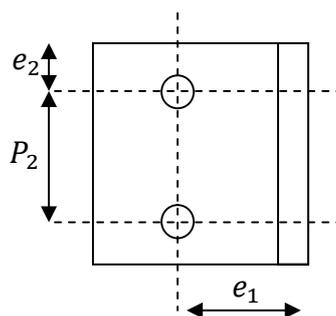


Figure X.12. disposition géométrique.

#### ➤ Vérification des boulons au cisaillement :

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s.Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p.Cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{77,03}{2} = 38,51KN$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 0,843}{1,25} \cdot 10^{-1} = 22,66KN > 38,51KN \rightarrow n' \text{ est pas Vérifiée}$$

Donc en augmente la section des boulons on prend M16 avec  $A_s=157mm$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 1,57}{1,25} \cdot 10^{-1} = 42,20KN > 38,51KN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

## Chapitre XI

### Calcul des pieds de poteaux

#### 1 Introduction :

L'implantation d'une ossature métallique doit se faire d'une façon précise. Il est donc très important que le dispositif de fixation des poteaux sur une fondation garantisse cette précision.

La base des poteaux sert à transmettre les charges aux fondations à l'aide de platines en acier. Ces platines sont des plaques métalliques fixées à des futs en béton armé par des tiges d'ancrage. Dans notre cas, trois types de pieds de poteaux sont à calculer:

- les poteaux croisés((**HEA360+IPE360**),
- les poteaux croisés (**IPE360+IPE330**),
- les poteaux (**HEA300**)

#### XI.1 Pieds de poteau encastrés:

##### 1) Poteau croisé (**HEA360+IPE360**) :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaison	N (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>z</sub> (KN)
G+1.5W3s	-153.70	-153.70	-153.70	-153.70	-153.70
G+1.5W3s	52.54	2.3435	2.645	9.0462	15.314
1.35(G+Q+S)	-300.806	2.0092	16.259	10.7604	1.951

**Tableau XI.1:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux croisés.

#### 1-1 Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = +52.54 \text{ KN}$$

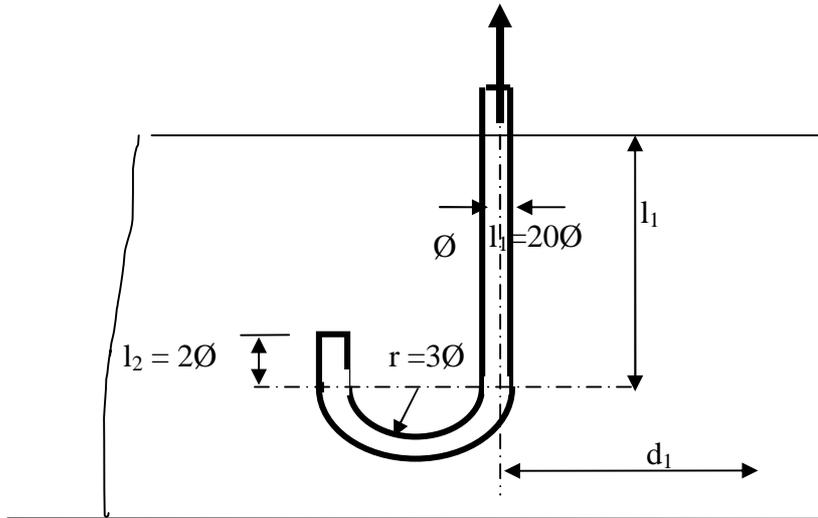


Figure XI - 1 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

$$h = 35\text{cm}$$

$$c = 10\text{cm}$$

$$b = 35 + 20 = 55\text{cm}$$

$$a = b' + 2c' = 30 + 20 = 50\text{cm}$$

$c$  : le débord, donné par :  $c = (100 \text{ à } 150) \text{ mm}$ , on prend :  $c = 100 \text{ mm}$ .

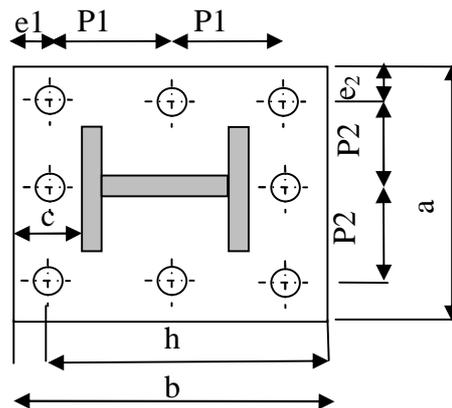


Figure XI.2 : dispositions constructives.

## XI.2 Pré dimensionnement de la tige d'encrage

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort normal  $N_t$

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2 \cdot h_0}$$

n : nombre de tiges.

$h_0$  : la distance entre deux tiges.

$N_t$  : effort sollicitant de traction.

M : moment sollicitant.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} + \frac{M}{2 \cdot h_0} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t + \frac{2M}{h_0}}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{52.54 + \frac{2 \cdot 9,05}{0,4}}{3,14 \times 23,5}} = 1.16 \text{ cm}$$

Donc :  $\phi \geq 20 \text{ mm}$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre.

### XI.3 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CM66})$$

$N_a$  : effort normal de scellement d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

$g_c$  : Le dosage en ciment =  $350 \text{ Kg/m}^3$

$$r = 3\phi = 6 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 4 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 40 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{20}{\left(1 + \frac{20}{50}\right)} \cdot (400 + 384 + 140) = 4553 \text{ daN}$$

$$N_a = 4553 \text{ daN} \geq \frac{N_t}{4} = \frac{5254}{4} = 1313.5 \text{ daN} \quad \Rightarrow \text{vérifier}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\phi = 2 \text{ cm}$

### XI.4 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9,04}{52,54} = 0,172m$$

$$e = 17,2cm > \frac{D}{6} = \frac{45}{6} = 6,5cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 12,56cm^2$$

$$l = 52,5cm$$

$$h = 50cm$$

$$b = 50cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90 A \frac{l}{b} \cdot h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + (7,5)h'^2 + 1186,92 \cdot h' - 59346 = 0$$

$$h' = 30,13cm$$

#### XI.4.1 Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 153,7 \times 52,5}{50 \times 30,13 \left( 50 - \frac{30,13}{3} \right)} = 0,69Mpa$$

$$0,69MPa < f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérifiée}$$

#### XI.4.2 Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_e / \gamma_s$$

$$\sigma_a = \frac{52,54}{12,56} \cdot \frac{52,5 - 50 + \frac{30,13}{3}}{\left( 50 - \frac{30,13}{3} \right)} = 1,313MPa \leq f_e / \gamma_s = 348MPa$$

Vérifiée

**1-3) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:**

**a) Vérification dans la section 1-1:**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur  $t$ , sont :

$$M_1 = 12,5 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,625 \text{KN} .m$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{8,93}{2}\right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,148 \text{KN} .m$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,477 \text{KN} .m$$

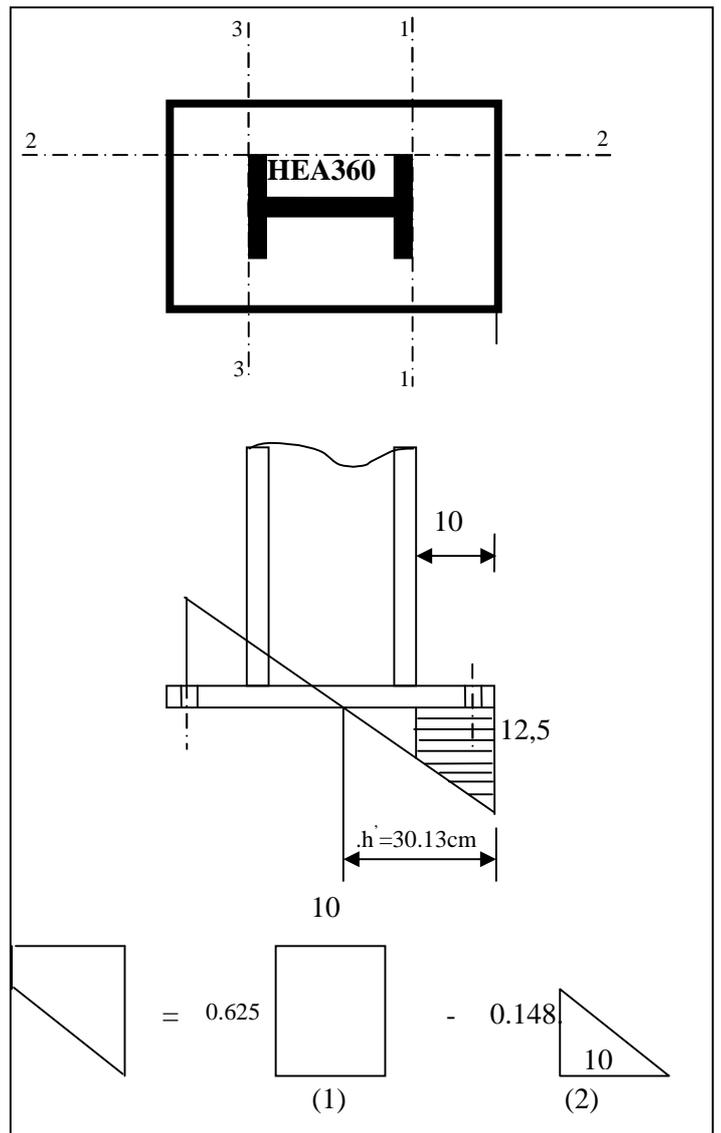
- Le module d'inertie de la platine  
Pour  $b=1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{(b * t^3) / 12}{(t / 2)} = \frac{b * t^2}{6}$$

- La contrainte de flexion dans la section est:

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,476 \times 6}{10^{-3} \times 235 \times 10^3}}$$

$$t \geq 3,48 \text{cm}$$



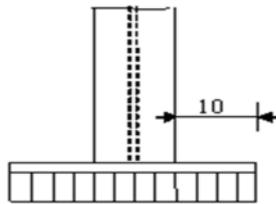
**Figure XI.3 :** Vérification dans la section 1-1

**a) la contrainte de flexion dans la section 2-2:**

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 12,5 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,625 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$d'ou : t \geq \sqrt{\frac{0,625 \times 6}{10^{-2} \times 235 \times 10^{-3}}} = 3,99 \text{ cm}$$



**Figure XI.4 :** Vérification dans la section 2 – 2.

**b) Vérification dans la section 3 - 3**

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment  $M = 0.1T$  daN m

$$T = A \cdot \sigma_a = 13,51 \times 10^{-4} \times 79,7 \times 10^3 = 1,076 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$W_{el} = \frac{50t}{6}$$

$$M = 0,1 \times 1,076 = 0,107 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$t \geq 2,59 \text{ cm}$$

$$T = A \cdot \sigma_a = 12,56 \times 1,31 \times 10^{-1} = 1,64 \text{ KN}$$

$$M = 0,10 \times 1,64 = 0,164 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifier :

$$\frac{0,164 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,164}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,028 \text{ cm}$$

Nous avons conclu que une platine uniforme pour tous les poteaux d'épaisseur : **t = 20 mm**

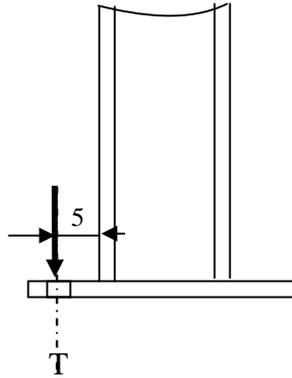


Figure XI.5 : Vérification dans la section 3 – 3.

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de 4 cm.

### 1) Poteaux de la mezzanine HEA300:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaison	N (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>z</sub> (KN)
1,35(G+Q+S)	-253	4,91	9,83	55,4	2,99
G+1,5W3D	+96,99	4,92	31,69	47,62	3

Tableau XI.2 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux HEA300

### 2-1) Dimensionnement des tiges d'ancrages:

$$b = h + 2c$$

$$h = 29cm$$

$$c = 10cm$$

$$b = 29 + 20 = 49cm$$

$$a = b' + 2c' = 30 + 20 = 50cm$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7.350}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{5}\right)} \cdot (20\phi + 3 \cdot \phi + 3,5 \cdot 2\phi) \geq N_T / 4$$

$$13.408\Phi^2 - 9.89\Phi - 12.37 > 0$$

$$\Phi = 1.4cm$$

donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\Phi = 1,4 cm$

**2-2) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{4,91.10^2}{253} = 2,47m$$

$$e = 2,47cm \prec \frac{D}{6} = \frac{39}{6} = 6,5cm$$

Donc le centre de poussée se trouve dans tiers central de la section, donc tous les boulons sollicités à la compression.

$$A = 13,57cm^2$$

$$l = 31,41cm$$

$$h = 46,5cm$$

$$b = 46,5cm$$

$$h'^3 + 3(l-h) \times h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + (-45,27)h'^2 + 767,22h' - 35675,76 = 0$$

$$h' = 45,6cm$$

**a) Les contraintes dans le béton:**

$$\sigma_b = 0,72MPa \prec f_{bu} = 14,2MPa$$

Vérifiée

**b) Les contraintes dans l'acier:**

$$\sigma_a = 2,43MPa \leq f_y = 235MPa$$

Vérifiée

**2-3) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:**

**a) Vérification dans la section 1-1:**

$$M_1 = 3.10^{-2} KN .m$$

$$M_2 = 6,87.10^{-3} KN .m$$

$$M = M_1 - M_2 = 2,3.10^{-2} KN .m$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2,3 \times 6 \times 10^{-2}}{10^{-2} \times 235 \times 10^3}}$$

$$t \geq 7mm$$

**b) la contrainte deflexion dans la section 2-2:**

$$M = 3.10^{-3}$$

$$t \geq 8,8mm$$

**c) Vérification dans la section 3 – 3:**

$$M = 9,8.10^{-2} KN .m$$

$$t \geq 15,8mm$$

On conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur **de 2,4 cm.**

**3) poteau croisé(IPE360+IPE330) :**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Combinaison	N (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>z</sub> (KN)
G+1.5W3s	-66.65	-29.87	-8.054	-16.17	-13.16
1.35(G+Q+S)	62.79	29.23	9.53	13.66	8.907

**Tableau XI.3:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux croisés.

**1-2 Dimensionnement des tiges d'ancrages:**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = +62.79KN$$

$$b = h + 2c$$

$$h = 30cm$$

$$c = 10cm$$

$$b = 30 + 20 = 50cm$$

$$a = 30 + 20 = 50cm$$

c : le débord, donné par : c = (100 à 150) mm, on prend : c = 100 mm.

**XI.2 Pré dimensionnement de la tige d'encrage .**

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort normal N<sub>t</sub>

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2.h_0}$$

n : nombre de tiges.

h<sub>0</sub> : la distance entre deux tiges.

N<sub>t</sub> : effort sollicitant de traction.

M : moment sollicitant.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} + \frac{M}{2.h_0} \leq \frac{\pi.\phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t + \frac{2M}{h_0}}{\pi.f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{62.79 + \frac{2.13,66}{0,4}}{3,14 \times 23,5}} = 1.13cm$$

Donc :  $\phi \geq 20mm$

Soit des tiges d'ancrages de 20 mm de diamètre.

### XI.3 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7.g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4.r + 3,5.l_2) \text{ (CM66)}$$

$N_a$  : effort normal de scellement d'une tige.

$$r = 3\phi, l_1 = 20\phi, l_2 = 2\phi$$

$g_c$  : Le dosage en ciment = 350 Kg/m<sup>3</sup>

$$r = 3\phi = 6cm$$

$$l_2 = 2\phi = 4cm$$

$$l_1 = 20\phi = 40cm$$

$$d_1 = 5cm$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{20}{\left(1 + \frac{20}{50}\right)} \cdot (400 + 384 + 140) = 45,53KN$$

$$N_a = 45,53KN \geq \frac{N_t}{2} = \frac{62,79}{2} = 31,39KN \Rightarrow \text{vérifier}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre  $\phi = 2 cm$

### XI.4 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{13,66}{52,54} = 0,259m$$

$$e = 25,9cm > \frac{D}{6} = \frac{45}{6} = 6,5cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$l = 52 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90 A \frac{l}{b} \cdot h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + (6)h'^2 + 1175,61 \cdot h' - 58780 = 0$$

$$h' = 28,46 \text{ cm}$$

#### XI.4.1 Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 66,65 \times 52}{50 \times 28,46 \left( 50 - \frac{28,46}{3} \right)} = 0,12 \text{ Mpa}$$

$$0,12 \text{ Mpa} < f_{ub} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \text{Vérfiée}$$

#### XI.4.2 Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{62,79}{12,56} \cdot \frac{52 - 50 + \frac{28,46}{3}}{\left( 50 - \frac{28,46}{3} \right)} = 1,414 \text{ Mpa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

### 1-3) Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:

#### b) Vérification dans la section 1-1:

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 12,5 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,625 \text{KN} .m$$

$$M_2 = (10 \times \frac{8,93}{2}) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,148 \text{KN} .m$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,477 \text{KN} .m$$

- Le module d'inertie de la platine

Pour  $b=1$  cm

$$\frac{I}{V} = \frac{(b * t^3) / 12}{(t / 2)} = \frac{b * t^2}{6}$$

- La contrainte de flexion dans la section est:

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,476 \times 6}{10^{-3} \times 235 \times 10^3}}$$

$$t \geq 3,48 \text{cm}$$

**a) la contrainte de flexion dans la section 2-2:**

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = 12,5 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,625 \text{daN} .m$$

$$d'ou : t \geq \sqrt{\frac{0,625 \times 6}{10^{-2} \times 235 \times 10^{-3}}} = 3,99 \text{cm}$$

**a) Vérification dans la section 3 - 3**

Du cote tendu, la platine est soumise à un moment  $M = 0.1T$

$$T = A . \sigma_a = 13,51 \times 10^{-4} \times 79,7 \times 10^3 = 1,076 \text{KN} .m$$

$$W_{el} = \frac{50t}{6}$$

$$M = 0,1 \times 1,076 = 0,107 \text{KN} .m$$

$$t \geq 2,59 \text{cm}$$

$$T = A . \sigma_a = 12,56 \times 1,31 \times 10^{-1} = 1,64 \text{KN}$$

$$M = 0,10 \times 1,64 = 0,164 \text{KN} .m$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifier :

$$\frac{0,164 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,164}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,028 \text{ cm}$$

Nous avons conclu que une platine uniforme pour tous les poteaux d'épaisseur : **t = 20 mm**

## CHAPITRE XII

### Etude de l'infrastructure

#### 1-INTRODUCTION

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisés.

##### XII.1.1 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

Les sols de site sont d'une agressivité modérée, le ciment utilisé pour les bétons de fondation est le ciment **CRS**.

La contrainte admissible du sol site  $s_3\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage :  $D=2 \text{ m}$  (voir annexe)

#### XII. 2- Calcul des fondations sous poteaux

##### XII.2-1 poteaux de la mezzanine HEA 300

##### XII. 2-1-1 détermination des sollicitations:

pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS). Pour les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$G+Q+E$

( RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1)

$0,8G\pm E$

Les sollicitations les plus défavorables sont directement tirées du logiciel et regroupées dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		(G+Q+E)	(G+1,5W3S)
$N^{\max}$ (KN)	190.35	252.35	220.65
$M_y$ (KN.m)	50.92	65.24	55.25
$M_z$ (KN.m)	4.5	4.61	3.22
$V_y$ (KN)	3.04	1.11	0.77
$V_z$ (KN)	20.05	29.7	22.08

**Tableau XI.1:** Les sollicitations à la base des poteaux

**XII.2-1-2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :**

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (a\*b), donc les semelles sont rectangulaire (A\*B).

a et b : dimension du poteau considéré. (HEA300)

H et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par

$$d = \max \left\{ \frac{B - b}{4} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

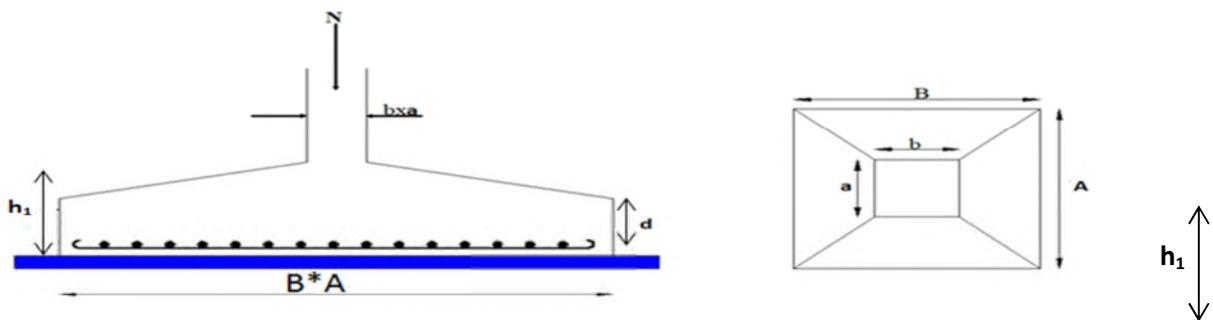


Figure XII.1: dimension de la fondation.

**Critère de non poinçonnement:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} \sigma = 1.8 \text{ bar}$$

$$a = 49 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 1,02B$$

Ou : a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (Voir chapitre11 calculs des assemblages- pieds de poteau).

**Dimensionnement de la semelle:**

**Situation accidentelle :**  $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) < 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B^2} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) < 2\sigma_{sol} \text{ avec } e_0 = \frac{50.92}{190.35} = 0,26m$$

$$-B^3 + 0,66B + 2,05 \leq 0 \quad \rightarrow B = A \geq 1,55$$

soit B=A=m 1.6

**Situation durable:**  $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) < 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B^2} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) < 2,40 \text{ avec } e_0 = \frac{65.24}{252.35} = 0,25m$$

$$-B^3 + 1,78B + 3,65 \leq 0 \quad \rightarrow B = A \geq 1,85$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux HEA300 de la mezzanine **A=B=2m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \overset{d=20-50}{=} \frac{20-50}{4} = 37,7$$

$$d = 37,7 \text{ cm}$$

$$h_1 = d + c = 37,7 + 5 = \mathbf{42,7 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,427 = \mathbf{1,57 \text{ m}}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = A.B.h_1.f_{c28}$$

$$P = 2 \times 2 \times 0,425 \times 25 = 42,7 \text{ KN}$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	(G+Q+E)	(G+1,5W3S)	G+W2D
$N^{\max}$ (KN)	233.05	295.05	263.35
$Mb_y$ (KN.m)	90.95	124.4	97.19
$Mb_z$ (KN.m)	10.54	6.81	4.75
$V_y$ (KN)	3.04	1.11	0.77
$V_z$ (KN)	20.05	29.75	22.08

**Tableau XII. 2 :** Les sollicitations à la base

**XII.2-1-3 Vérification des contraintes**

On a : 
$$e = \frac{M}{N}$$

$$e < \frac{A}{6} = 0,33 \Rightarrow \text{sensA}$$

**On a :** 
$$e < \frac{B}{6} = 0,33 \Rightarrow \text{sensB}$$

Condition vérifier, d'où le diagramme trapézoïdale, les formules à utilisées sont :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- **Vérification des contraintes**

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement	sens	$e_0$ (m)	$\sigma_{max}$ (bar)	$\sigma_{min}$ (bar)	$\sigma_{moy}$ (bar)
Situation accidentelle	Sens B	0.48	1,16<3.6	0	0,82<1.8
	Sens A	0.05	0,54<3.6	0.4	0,41<1.8
Situation durable	ELU	Sens B	1,55<2.39	0	1,09<1.8
		Sens A	0,026	0,68<2.39	0,58
	ELS	Sens B	0.44	1,21<,2.39	0

		Sens A	0,021	0,58<2.39	0,51	0,56<1.8
--	--	--------	-------	-----------	------	----------

Tableau XII.3: Vérification des contraintes dans le sol

Les contraintes moyennes sont vérifiées dans les deux cas, ainsi dans les deux sens  
**XII.2-1-4 Vérification de la stabilité au renversement:(RPA 99 2003.ART.10.1.5)**

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0,5m \rightarrow sensA \\ \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0,5m \rightarrow sensB \end{cases}$$

sens A :  $e_0 = 0,05m < 0.5$

sens B :  $e_0 = 0,48m < 0.5$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**XII.2-1-5 Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow sensA \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow sensB \end{cases} \quad \dots \text{ Par La méthode des bielles}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3e_0}{A} \right) \rightarrow sensA$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq sensB$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow sensA$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow sensB$$

**a)-situation accidentelle:**

**Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,48 > \frac{0,50}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,48 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,48) \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2}{2} - 0,48} \right)^2 \frac{190.35}{27}$$

$$M_1 = 78.73 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,377 = 0,36 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{78.73 \times 10^{-3}}{0,34} = 5.17 \text{ cm}^2 \\ \times 348 \\ A_s = 5.17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0,05 < \frac{0,49}{6} = 0,081 \\ e_0 = 0,05 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 190.35 \left( 1 + \frac{3 \times 0.05}{2} \right) \rightarrow N' = 204.62 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \quad 10 \quad 10$$

$$A_s = \frac{204.62 \cdot 10^{-3} \times (2 - 0.5)}{8 \cdot 0.377 \cdot 348} = 2.93 \text{ cm}^2$$

**b) situation durable**

**b-1) à l'E L U:**

**Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,49 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,49 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,49) \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{2}{2} - 0,49} \right)^2 \frac{252.35}{27}$$

$$M_1 = 105.6 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,377 = 0,34 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{105.6 \times 10^{-3}}{0,34 \times 348} = 6.94 \text{ cm}^2 \\ A_s = 6.94 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0,026 < \frac{0,49}{6} = 0,081 \\ e_0 = 0,026 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 252.35 \left( 1 + \frac{3 \times 0,026}{2} \right) \rightarrow N' = 260.30 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{260.30 \cdot 10^{-3} \times (2 - 0.5)}{8 \cdot 0.377 \cdot 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

b-2) E L S:

Armatures parallèle à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,44 > \frac{0,5}{6} = 0,081 \\ e_0 = 0,44 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,44) \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{2}{2} - 0,44} \right)^2 \frac{220.65}{27}$$

$$M_1 = 86..21 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,377 = 0,34 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{86.21 \times 10^{-3}}{0,34 \times 348} = 5.67 \text{ cm}^2 \\ A_s = 5.67 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0,021 < \frac{0,49}{6} = 0,081 \\ e_0 = 0,021 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 220.65 \left( 1 + \frac{3 \times 0.021}{2} \right) \rightarrow N' = 227.60 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{227.60 \cdot 10^{-3} \times (2 - 0.5)}{8 \times 0.377 \cdot 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

### c) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 42.7$$

$$\text{Min } A_A = 10.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 47.5$$

$$\text{Min } A_B = 11,53 \text{ cm}^2$$

### XII.2-1-6 Disposition constructives:

Les armatures seront munies de crochets dans le cas où :  
( $l_s < B/4$  dans le sens B ; et  $l_s < A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

#### Suivant B

on prend pour le sens B, des barres HA14

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{200}{4} = 50 \text{ cm}$$

#### Suivant A

on prend pour le sens A, des barres HA14

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38\text{cm} < \frac{200}{4} = 50\text{cm}$$

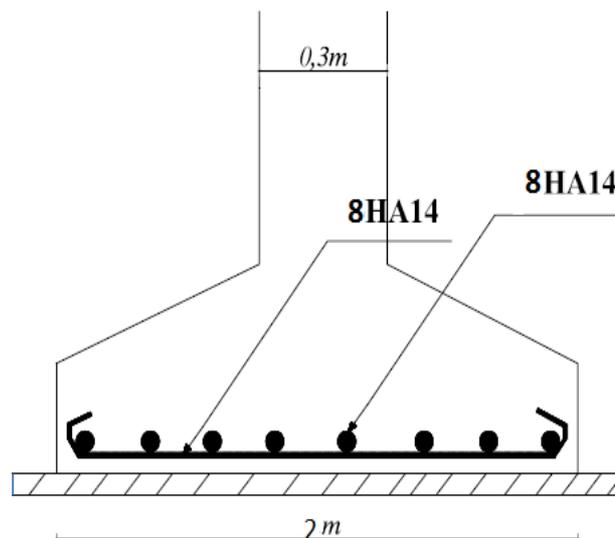
$l_s$  : longueur de scellement.

➤ Il faut prévoir des crochets d'encrage dans les deux sens. **(BAEL91)**.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{min}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	$L_s$ (cm)	St (cm)
		ELU	ELS					
$A_s(B)$	5.17	6.94	5.67	10.31	12.32	8HA14	49.38	15
$A_s(A)$	2.93	3.74	1.15	10.31	12.32	8HA14	49.38	15

**Tableau XII-4:** Les armatures des semelles



**Figure XII.2 :** Schéma de ferrailage

**XII.2-2 Fondation sous poteaux croisés (HEA 360+IPE360)**

**XII.2-2-11 Les sollicitations:**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	(G+Q+E)	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
$N^{\max}$ (KN)	263.77	300.80	213.80
$M_y$ (KN.m)	30.14	25.92	18.38
$M_z$ (KN.m)	50.62	110.28	71.65
$V_y$ (KN)	53.43	67.68	46.66
$V_z$ (KN)	15.24	21.64	<b>14.75</b>

**Tableau XII-6 :** Les sollicitations à la base des poteaux

**XII.2-2-2 Prédimensionnement des semelles:**

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau

**Dimensionnement de la semelle:**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} \sigma = 1.8 \text{ bar}$$

$$a = 56 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 0.93B$$

**Situation accidentelle :**  $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) < 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{0.93B^2} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) < 2\sigma_{sol} \text{ avec } e_0 = \frac{30.14}{263.77} = 0,11m$$

$$-B^3 + 2.5B + 6.58 \leq 0 \quad \rightarrow B \geq 2.10$$

soit A=m1.95      B=m2.10

**Situation durable:**  $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) < 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{0.93B^2} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right) < 2\sigma_{sol} \text{ avec } e_0 = \frac{25.92}{300.80} = 0,086m$$

$$-B^3 + 0,66B + 2.05 \leq 0 \quad \rightarrow B = A \geq 1.55$$

soit B=A=m 1.6

Donc on choisit pour toutes les semelles des poteaux croisés **A=3,5 m.B=4 m**

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right\} d = \frac{350-35}{4} = 78.75$$

$$d = 78.75cm$$

$$h_1 = d + c = 75.75 + 5 = \mathbf{83.75 \text{ cm}}$$

$l_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,837 = \mathbf{1.16 \text{ m}}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 3.5 \times 3 \times 0.83 \times 25 = 217.87KN$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	(G+Q+E)	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
$N^{\max}$ (KN)	263.77	300.80	213.80
$M_y$ (KN.m)	60.46	68.99	47.73
$M_z$ (KN.m)	156.94	244.96	164.50
$V_y$ (KN)	53.43	67.68	46.66
$V_z$ (KN)	15.24	21.64	14.75

Tableau XII. 5 : Les sollicitations à la base

**XII.2-2-3 Vérification des contraintes**

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A.B} \left( 1 + \frac{6.e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A.B} \left( 1 - \frac{6.e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec} \left( e_0 = \frac{M_z}{N} \right) \end{cases}$$

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A.B} \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A.B} \left( 1 - \frac{6.e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec} \left( e_0 = \frac{M_y}{N} \right) \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement	sens	e <sub>0</sub> (m)	σ <sub>max</sub> (bar)	σ <sub>min</sub> (bar)	σ <sub>moy</sub> (bar)	
Situation accidentelle	Sens B	0.59	0.54 < 3.6	0.14	0.44 < 1.8	
	Sens A	0.22	0.34 < 3.6	-0.28	0.185 < 1.8	
Situation durable	ELU	Sens B	0.81	0.75 < 2.39	0.16	0.60 > 1.8
		Sens A	0.22	0.39 < 2.39	-0.12	0.26 < 1.8
	ELS	Sens B	0.76	0.51 < 2.39	0.11	0.36 < 1.8
		Sens A	0.22	0.28 < 2.39	-0.06	0.20 < 1.8

**Tableau XII.6:** Vérification des contraintes dans le sol

La contrainte moyenne sont vérifiées dans les deux cas, ainsi dans les deux sens

**XII.2-2-4 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 2003.ART.10.1.5)**

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{3.5}{4} = 0,88m \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0,75m \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

sens A :  $e_0 = 0,22m$

sens B :  $e_0 = 0,59m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**XII.2-2-5 Détermination des armatures de la semelle:**

On a deux conditions à vérifier

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left( 1 + \frac{3e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

**a)-situation accidentelle:**

**Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,59 > \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,59 > \frac{3}{24} = 0,12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,59) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{3}{2} - 0,59} \right)^2 \frac{263,77}{27}$$

$$M_1 = 126,99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,78 = 0,70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{126,99 \times 10^{-3}}{0,70 \times 400} = 4,54 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4,54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures à " A "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,22 > \frac{0,35}{6} = 0,058 \\ e_0 = 0,22 > \frac{3,5}{24} = 0,14 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,22) \left( \frac{\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{3,5}{2} - 0,22} \right)^2 \frac{263,77}{27}$$

$$M_1 = 134,03 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,78 = 0,70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{134,03 \times 10^{-3}}{0,70 \times 400} = 4,78 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4,78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**b) situation durable**

**b-1) à l'E L U:**

**Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,81 > \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,81 > \frac{3}{24} = 0,12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,81) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{3}{2} - 0,81} \right)^2 \frac{300,8}{27}$$

$$M_1 = 109,27 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,78 = 0,70m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{109,27 \times 10^{-3}}{0,70 \times 400} = 3,90cm^2 \\ A_s = 3,90cm^2 \end{cases}$$

**Armatures à " A "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,22 \succ \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,22 \succ \frac{3}{24} = 0,12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,35 - 9 \times 0,22) \left( \frac{\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 0,35}{\frac{3,5}{2} - 0,22} \right)^2 \frac{300,80}{27}$$

$$M_1 = 152,84KN.m$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,78 = 0,70m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{152,84 \times 10^{-3}}{0,70 \times 400} = 5,45cm^2 \\ A_s = 5,45cm^2 \end{cases}$$

b-2) **E L S:**

**Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,076 \succ \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,76 \succ \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,76) \left( \frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{3}{2} - 0,76} \right)^2 \frac{213,8}{27}$$

$$M_1 = 76,67KN.m$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0,9 \times d_B = 0,9 \times 0,78 = 0,70m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{76,67 \times 10^{-3}}{0,70 \times 400} = 2,73cm^2 \\ A_s = 2,73cm^2 \end{cases}$$

- **Armatures à " A "**

$$\begin{cases} e_0 = 0,22 \succ \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,22 \succ \frac{3}{24} = 0,12 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3.5 + 0.3 \times 0.35 - 9 \times 0.22) \left( \frac{\frac{3.5}{2} - 0.35 \times 0.35}{\frac{3.5}{2} - 0.22} \right)^2 \frac{213.80}{27}$$

$$M_1 = 110.89 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} \\ Z_B = 0.9 \times d_B = 0.9 \times 0.78 = 0.70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{110.89 \times 10^{-3}}{0.70 \times 400} = 3.96 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### c) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h_1$$

$$\text{Min } A_A = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 350 \times 83$$

$$\text{Min } A_A = 35.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1$$

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 83$$

$$\text{Min } A_B = 30.06 \text{ cm}^2$$

### XII.2-2-6 Disposition constructives:

Les armatures seront munies de crochets dans le cas où :

( $l_s > B/4$  dans le sens B ; et  $l_s > A/4$  dans le sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

$l_s$  : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

#### Suivant B

on prend pour le sens B, des barres HA16

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{300}{4} = 75 \text{ cm}$$

#### Suivant A

on prend pour le sens A, des barres HA16

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm} < \frac{350}{4} = 87.5 \text{ cm}$$

$l_s$  : longueur de scellement.

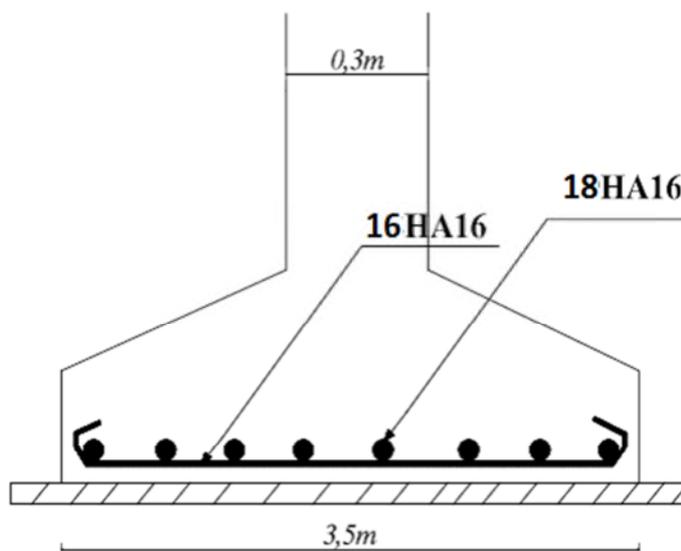
Donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu'aux l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des croches.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		$A_{min}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre De barre	$L_s$ (cm)	St (cm)
		ELU	ELS					
$A_s(B)$	4.54	3.90	2.73	30.06	32.17	16HA16	56.43	18
$A_s(A)$	4.78	5.45	3.96	35.07	36.19	18HA16	56.43	18

Tableau XII-7: Les armatures des semelles

Figure ferrailage



XII.3 : Schéma de

XII.2-3

XII.2-3-1

Les éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

CALCUL DES LONGRINES : INTRODUCTION :

longrines sont des

XII.2-3-2. Pré dimensionnement :

D'après la règlement (**RPA99 V2003.Art.10.1.1.b**), les dimensions minimale de la section transversale des longrines sont : 25cm\*30cm : sites de catégorie **S<sub>3</sub>**  
 Pour notre cas on optera pour des longrines de section : **( 35x35) cm<sup>2</sup>**

### XII.2-4- 3Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction est égale à :

$$N_t = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b}),$$

$\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée  
 $N_u^{\max}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 15$  (zone IIa, site ferme S2)

$$ELU \rightarrow N_t = \left( \frac{300.080}{15} \right) = 20.05KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left( \frac{213.80}{15} \right) = 14.25KN < 20KN \text{ et } A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$\Rightarrow$  On prend  $N_t = 20KN$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{20 \times 10^{-3}}{348} = 0,57cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{20 \times 10^{-3}}{201} = 0,99cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \cdot 10^{-2} \cdot (35)^2 = 7,35 cm^2$$

Donc on ferraille avec  $A_{\min} = 7,35cm^2$

Soit 4AH16

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{35 \times 31.5 \times 2,1}{400} = 5.78cm^2$$

$5.78cm^2 < 7.35cm^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = 213.80 / 7.78 = 27.48 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est :  $l=7.78\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{778}{200} = 3.89 \text{ cm}$$

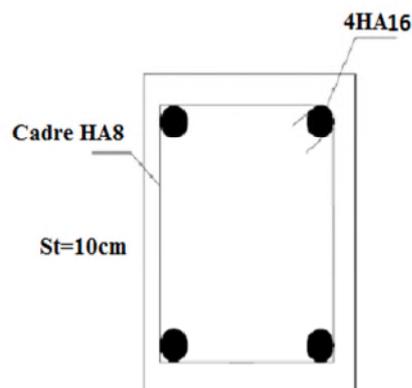
$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35^4}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 27.48 \times 10^{-2} \times (778)^4}{384 \times 2.110^4 \times 125052.08} = 0.50 \text{ cm} < 3.89 \text{ cm vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à :  
 $S_t = \min(20 \text{ cm}, 15\Phi) < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.



**Figure XII.4** : Schéma de ferrailage des LONGRINES.

### XII.5-6 Ferrailage du fût :

Les fondations sont ancrées à  $D = 2\text{m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $60 \times 60 \text{ cm}^2$  .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

### Ferrailage longitudinal:

$$N = 300.80 \text{ KN.}$$

$$M = 244.90 \text{ KN.m}$$

$$T = 67.68 \text{ KN}$$

$e_0$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

l : hauteur totale du Poteau

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,81$$

$$A = (0,337 h - 0,81 d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0,337 \cdot 0,6 - 0,81 \cdot 0,125) \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 14,2 \cdot 10^3$$

$$A = 516,05 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} B = N_u (d - d') - M_{uA} \\ M_{uA} = M_u + N_u (d - 0,5h) \\ M_{uA} = 244,90 + 300,8(0,475 - 0,5 \times 0,6) = 297,54 \text{ KN.m} \\ B = 300,8(0,35) - 297,54 = -192,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A > B \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée, et le ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{297,54 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 0,475^2 \cdot 14,2} = 0,15$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,20$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,43$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 19,88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,88 - 8,64 = 11,24 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale :  $A_{s \text{ min}} = 0,8\% b \cdot h$  (RPA99 / 7.4.2.1)

$$A_{s \text{ min}} = 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 0,6 \cdot 0,6 = 28,8 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec **10HA16+6HA14=29,34cm<sup>2</sup>**

**La condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 60 \cdot 47,5 \cdot 2,1}{348} = 3,95 \text{ cm}^2 < 29,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Ferrailage transversal**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{67.68 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.475} = 0.158 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{t28}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration très préjudiciable}) \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Vérifié}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t = 35 \text{cm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.5 \text{cm} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa}\right) \Rightarrow A_t = 1 \text{cm}^2$$

$b$ : Largeur de la section.

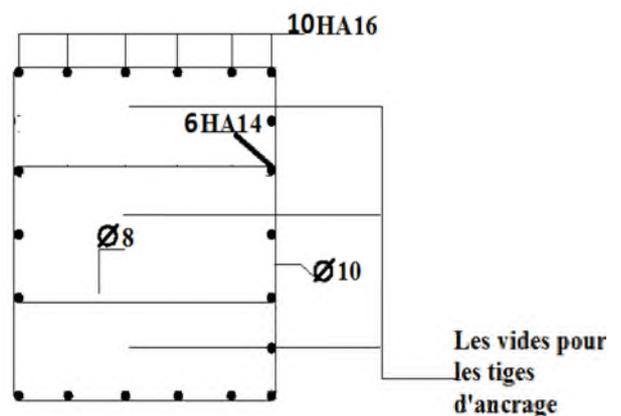
$h$ : Hauteur de la section.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

**Figure XII.4** : Schéma de ferrailage de fut



## CHAPITRE XIII

### *Vérification de la stabilité d'ensemble*

#### **XIII.1 Introduction :**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, on doit la vérifier à la stabilité sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$\Sigma$  Moments résistants (stabilisateurs)  $\geq \Sigma$  moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

#### **XIII.2 Détermination des forces renversantes :**

##### **XIII.2.1 Cas du vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

\* une composante horizontale ( $F_h$ )

\* une composante verticale ( $F_v$ )

Ces deux composantes donnent un moment de renversement «  $M_R$  », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant «  $M_S$  » dû au poids propre du bâtiment.

#### **Résultat de l'étude au vent :**

$$Y_F = \frac{\sum F_{Vi} \cdot y_i}{\sum F_{Vi}} \quad X = \frac{\sum F_{Hi} \cdot x_i}{\sum F_{Hi}}$$

$$Z_F = \frac{\sum F_i \cdot Z_i}{\sum F_i}$$

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ )

Zone	$Q_j(N/m^2)$	S ( $m^2$ )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	723.10	98.75	71.39	0	0	14.87	2.78	
E	111.24	241.46	26.80	0	26.09	14.87	4.20	
F <sub>1</sub>	516.60	2.47	0	1.27	3.41	14.87	–	
F <sub>2</sub>	-891.79	68.2	0	-60.76	0.5	14.87	–	
G <sub>1</sub>	-273.49	67.4	0	-18.40	10.19	14.87	–	
G <sub>2</sub>	-525.93	4.94	0	-2.59	0.5	14.87	–	
H <sub>1</sub>	60.77	169.63	0	10.17	17.13	14.87	–	
	-121.55	71.4	0	-8.64	23	14.87	–	
H <sub>2</sub>	11.43	46	0	5.06	9.58	14.87	–	
F <sub>fr(toiture)</sub>	–	–	0	–	–	–	–	
F <sub>fr(paroi)</sub>	–	–	0	–	–	–	–	
				<b>F<sub>H</sub>= 98.53</b>	–	<b>13.04</b>	–	<b>3.49</b>
				–	<b>F<sub>V</sub>=-73.89</b>	<b>9.18</b>	14.87	–

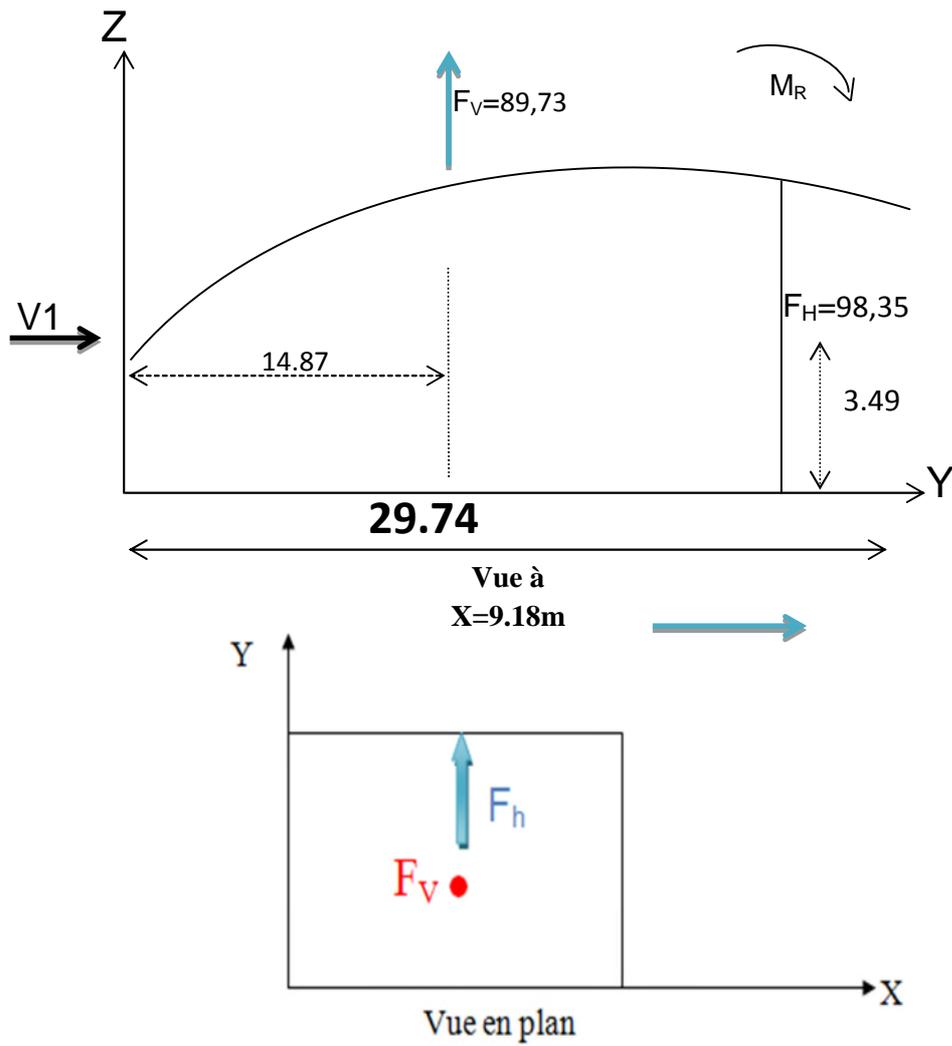
Tableau XIII.1: Vent sur façade principale  $C_{pi}=-0,5$ 

$M_R/XX$ : moment renversant par rapport au point de renversement de la structure

$M_R/YY$ : moment renversant par rapport au point de renversement de la structure

$M_R/XX=-1098.74KN.m$

$M_R/YY=1022.18KN.m$



**Figure XIII.1** Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec dépression intérieure

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ )

Zone	$Q_j(N/m^2)$	S ( $m^2$ )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	0	98.75	0	0	0	14.87	2.78	
E	-611.86	241.46	53-147.	0	26.09	14.87	4.20	
F <sub>1</sub>	-273.43	2.47	0	-0.68	3.41	14.87	-	
F <sub>2</sub>	-1612.08	68.2	0	-109.93	0.5	14.87	-	
G <sub>1</sub>	-1045.35	67.4	0	-70.43	10.19	14.87	-	
G <sub>2</sub>	-1269.08	4.94	0	-74.65	0.5	14.87	-	
H <sub>1</sub>	-729.37	169.63	0	-122.19	17.13	14.87	-	
	-911.64	71.4	0	-64.97	23	14.87	-	
H <sub>2</sub>	731.72-	46	0	33.58	9.58	14.87	-	
F <sub>fr(toiture)</sub>	-	-	0	-	0	-	-	
F <sub>fr(paroi)</sub>	-	-	0	-	-	-	-	
				<b>F<sub>H</sub>= -147.53</b>	-	<b>11.6</b>	-	<b>3.49</b>
				-	<b>F<sub>V</sub>=-400.24</b>	<b>9.18</b>	14.87	

Tableau XIII.2: Vent sur façade principale  $C_{pi}=+0.8$

$M_R/XX=-5951.56KN.m$

$M_R/YY=4189.08KN.m$

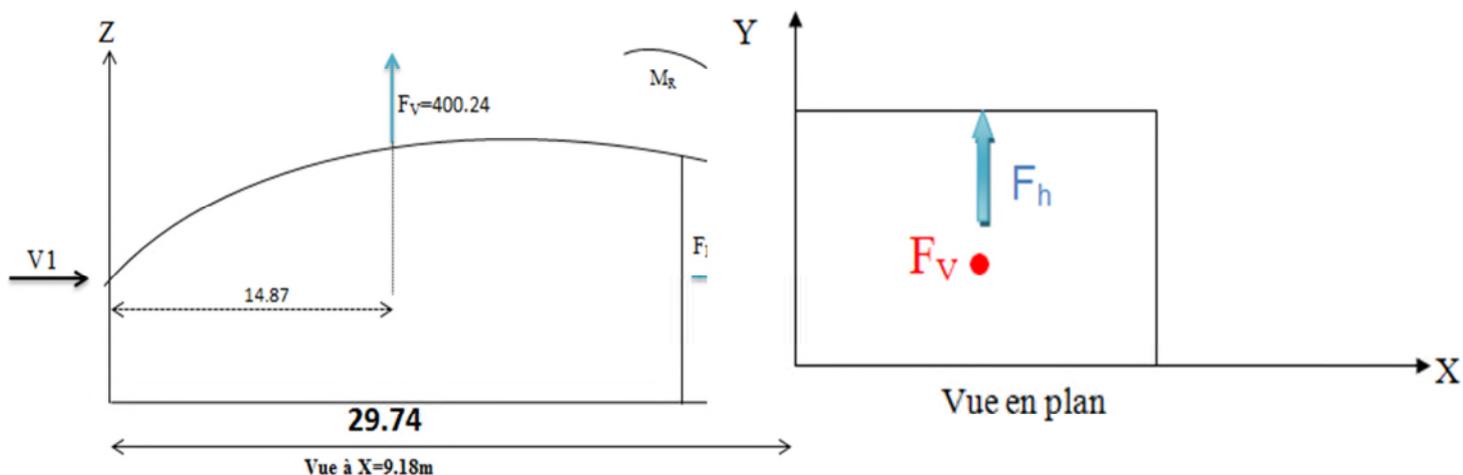


Figure XIII.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade principale avec surpression intérieure

c) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ )

Zone	$Q_i(N/m^2)$	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	+723.10	241.46	174.57	0	2.89	14.87	2.78	
E	+111.24	98.75	10.96	0	23.20	14.87	4.20	
F <sub>1</sub>	+455.82	59.6	0	27.11	6.42	14.87	–	
	966.34	34.5	0	33.32	1.72	14.87	–	
F <sub>2</sub>	-1177.6	3.70	0	-4.35	0.75	14.87	–	
G <sub>1</sub>	-212.71	119.2	0	-25.35	15.36	14.87	–	
G <sub>2</sub>	-1131.88	7.41	0	-8.4	0.75	14.87	–	
H <sub>1</sub>	60.76	59.6	0	3.61	24.29	14.87	–	
H <sub>2</sub>	-188.64	164.6	0	-31.04	9.58	14.87	–	
F <sub>fr(toiture)</sub>	–	–	0	–	–	–	–	
F <sub>fr(paroi)</sub>	–	–	0	–	–	–	–	
				<b>F<sub>H</sub>= 185.53</b>	–	<b>13.04</b>	–	<b>3.49</b>
				–	<b>F<sub>V</sub>=-5.1</b>	<b>9.18</b>	14.87	–

Tableau XIII.3: Vent sur façade secondaire  $C_{pi}=-0,5$

$M_R/XX=75.84KN.m$

$M_R/YY=694.32KN.m$

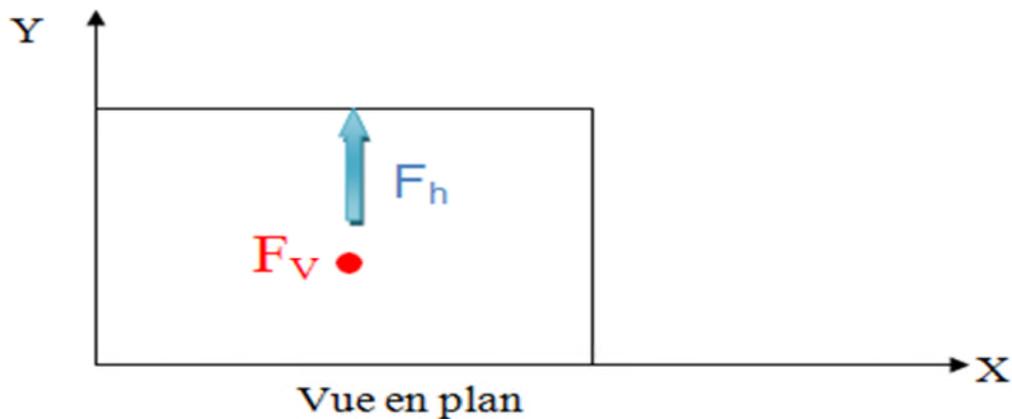


Figure XIII.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade secondaire avec dépression intérieur

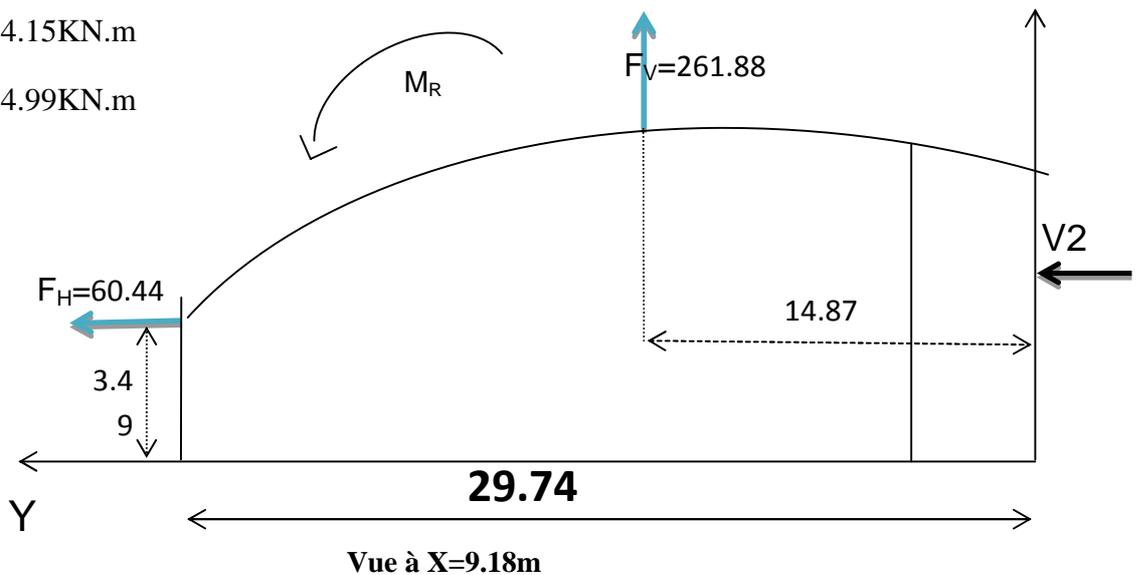
c) Vent sur façade secondaire avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ )

Zone	$Q_i(N/m^2)$	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application			
					X(m)	Y(m)	Z(m)	
D	0	241.46	0	0	2.89	14.87	2.78	
E	-611.86	98.75	-60.44	0	23.20	14.87	4.20	
F <sub>1</sub>	-334.27	59.6	0	-16.2	6.42	14.87	-	
	176.25	34.5	0	61.065	1.72	14.87	-	
F <sub>2</sub>	1920.77 -	3.70	0	-7.11	0.75	14.87	-	
G <sub>1</sub>	1002.81 -	119.2	0	-120.4	15.36	14.87	-	
G <sub>2</sub>	1008.05 -	7.41	0	-7.49	0.75	14.87	-	
H <sub>1</sub>	-729.31	59.6	0	-43.50	24.29	14.87	-	
H <sub>2</sub>	-931.80	164.6	0	154.72	9.58	14.87	-	
F <sub>fr(toiture)</sub>	-	-	0	-	-	-	-	
F <sub>fr(paroi)</sub>	-	-	0	-	-	-	-	
				<b>F<sub>H</sub>= -60.44</b>	-	<b>13.04</b>	-	<b>3.49</b>
				-	<b>F<sub>V</sub>=261.88</b>	<b>9.18</b>	14.87	-

Tableau XIII.4: Vent sur façade secondaire  $C_{pi}=+0.8$

$M_R/XX=3894.15KN.m$

$M_R/YY=2614.99KN.m$



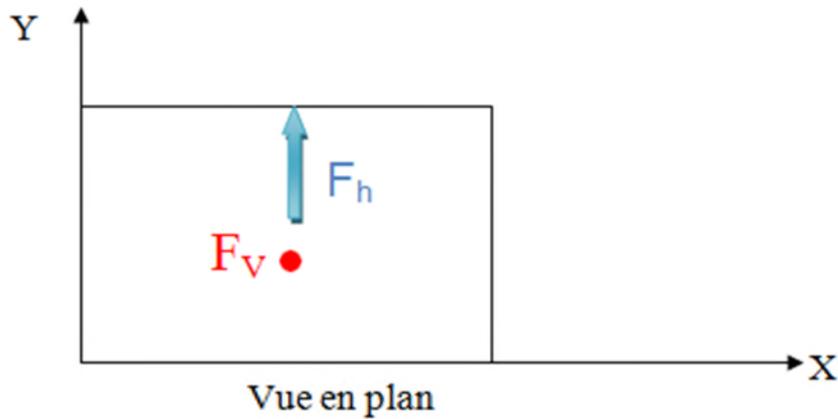


Figure XIII.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade secondaire avec surpression intérieure

d) Vent sur façade latérale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ )

Zone	$Q_j(N/m^2)$	S (m <sup>2</sup> )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	723.10	516.20	373.26	0	0	16.09	5.16
E	111.24	516.20	61.954	0	10	16.09	5.16
F <sub>1</sub>	-437.59	20	0	-8.7	12.045	16.09	-
F <sub>2</sub>	-560.22	6.89	0	-3.85	10.01	16.09	-
G <sub>1</sub>	-486.21	16.06	0	-7.97	12.045	16.09	-
G <sub>2</sub>	760.30-	16.39	0	-12.45	10.01	16.09	-
H <sub>1</sub>	-103.32	177.208	0	-18.25	24.68	16.09	-
H <sub>2</sub>	-97.18	133.37	0	-129.36	12.02	16.09	-
$F_{fr(paroi)}$	-	-	1.97	0	-	-	-
$F_{fr(toiture)}$	-	-	12.70	0	-	-	-
			<b><math>F_H= 449.87</math></b>	-	5	-	5,16
			-	<b><math>F_V=-180.58</math></b>	13.46	16.09	-

Tableau XIII.5: Vent sur façade laterale  $C_{pi}=-0.5$

$M_R/XX=-2905.53\text{KN.m}$

$M_R/YY=4751.93\text{KN.m}$

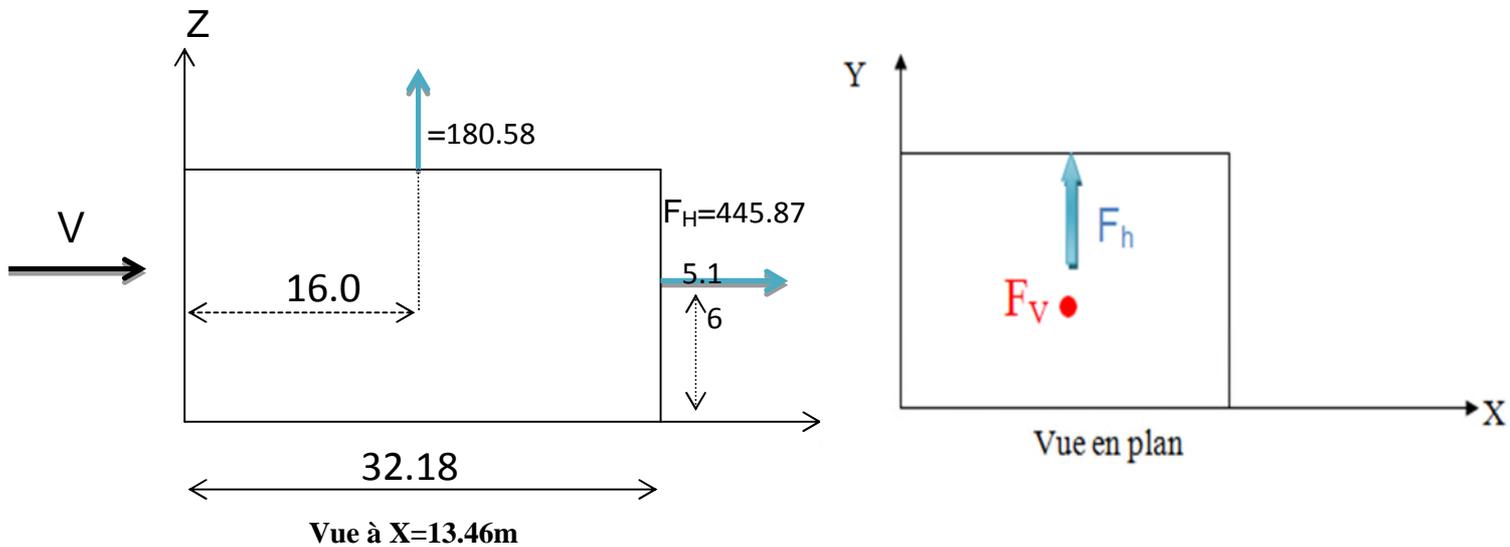


Figure XIII.5 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale avec dépression intérieure

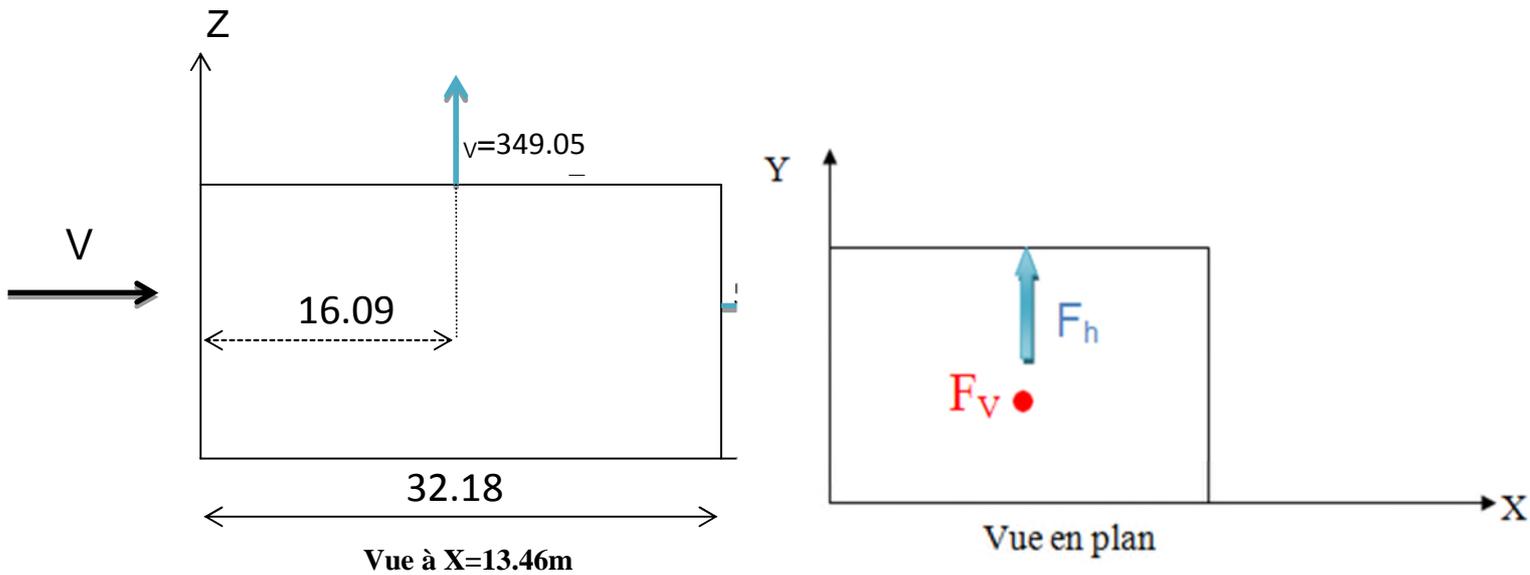
e) Vent sur façade latérale avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ )

Zone	$Q_j(\text{N/m}^2)$	S ( $\text{m}^2$ )	$F_H$ (KN)	$F_V$ (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	516.20	0	0	0	16.06	5.16
E	-611.86	516.20	-315.39	0	10	16.06	5.16
F <sub>1</sub>	-1227.68	20	0	-24.54	12.045	16.06	-
F <sub>2</sub>	-1303.38	6.89	0	-8.97	10.01	16.06	-
G <sub>1</sub>	-1276.30	16.06	0	-20.49	12.045	16.06	-
G <sub>2</sub>	1503.46-	16.39	0	-24.65	10.01	16.06	-
H <sub>1</sub>	-893.41	177.208	0	-158.24	24.68	16.06	-
H <sub>2</sub>	-840.34	133.37	0	-112.16	12.02	16.06	-
$F_{fr(\text{paroi})}$	-	-	1.97	0	-	-	-
$F_{fr(\text{toiture})}$	-	-	12.70	0	-	-	-
			$F_H=-315.39$	-	5	-	5,16
			-	$F_V=-349.05$	11.54	16.09	-

Tableau XIII.6: Vent sur façade laterale  $C_{pi}=-0.5$

$M_{R/XX} = -5616.21 \text{ KN.m}$

$M_{R/YY} = 6325.62 \text{ KN.m}$



**Figure XIII.6 :** Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale nord avec surpression intérieure

**XIII.2.1 Cas de séisme**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol- fondation.

**Réaction à la base :**

Le mode	Force					
	Fx(KN)	Fy(KN)	Fz(KN)	Mxx(KN.m)	Myy(KN.m)	Mzz(KN.m)
CQC	224.931	249.964	55.68	1862.0761	1562.3413	3253.4192

$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$

$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$

- $M_{R/xx} = 2758.25 \text{ KN.m}$
- $M_{R/yy} = 2289.53 \text{ KN.m}$

**XIII.3 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :**

➤ Poids de la structure :

$P_T = 1428.03$  KN (chapitre de l'étude sismique)

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 1428.03 \times 13.04 = 18621.51$ KN.m
- $M_{st/yy} = 1428.03 \times 16.09 = 22977.00$ KN.m

		$C_{pi}$	$M_R$ (KN.m)		$M_{St}$ (KN.m)		Rapport $M_{st}/1.5M_r$	
			/xx	/yy	/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principal (V <sub>1</sub> )	-0,5	1098.74	1022.18	18621.51	22977	11.21	14.98
		+0,8	5961.56	4189.08			2.08	3.65
	Vent sur la façade secondaire (V <sub>2</sub> )	-0,5	75.84	694.32			163.69	22.06
		+0,8	3894.15	2614.99			3.18	5.85
	Vent sur la façade laterale (V <sub>3</sub> )	-0,5	2905.53	4751.93			4.27	3.22
		+0,8	5616.21	6325.62			2.20	2.42
Cas du séisme			2758.25	2289.53	0,8.M <sub>st</sub>	0,8.M <sub>st</sub>	5.4	8.02
					14897.20	18381.60		

**Tableau. XIII.7 :** Vérifications au renversement de la structure.

$$\frac{M_{st}}{M_r} > 2 \quad \text{Donc le renversement est vérifié}$$

**XIII.3.1 Vérification au renversement de la structure :**

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

## CONCLUSION GENERALE

---

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'autre part de mettre en pratique, et approfondir nos connaissances déjà acquises durant le cursus universitaire sur la réglementation en vigueur dans le domaine du génie Civil et en particulier en charpente métallique.

Le travail que nous avons effectué nous a permis de conclure que :

- ❖ On a étudié un sujet assez complexe dont la géométrie, l'exigence architecturale et sa fonction sont importantes
- ❖ Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à savoir les méthodes de calcul, mais aussi à se documenter et rechercher à enrichir nos connaissances.
- ❖ Ce travail a été aussi une occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de dessin. ces logiciels deviennent aujourd'hui un besoin nécessaire car le temps d'étude est l'exécution avec une possibilité de modification très rapide

Malgré tout, la construction en acier reste un mode de construction séduisant, largement aussi sécurisant que les constructions en béton ou en bois.

Finalement nous espérons que ce modeste travail contribuera au développement des travaux, portés sur la Construction Métallique (la charpente). Ainsi aidera les futurs ingénieurs dans leurs projets de fin d'études.

## Liste de figures

Figure I.1: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

Figure I.2: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Figure I. 3: Panneau sandwich TL 75 P BATICOMPOS

Figure II-1: Façade latéral de l'auditorium.

Figure II-2 : Façade principale de l'auditorium

Figure II-3 : Vue en plan de l'ouvrage.

Figure II- 4: Vue en plan de la toiture.

Figure III.1 : vent sur façade principale et secondaire

Figure III.2: Vue en élévation cas de vent W1

Figure III.3 : légende pour les parois verticales.

Figure III.4 : légende pour la toiture sous forme d'une voute.

Figure III.5 : légende pour la toiture.

Figure III.6: vue en élévation

Figure III.7: Coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de toiture a un seul versant.

Figure III.8 : vue en élévation cas de vent W2.

Figure III.9 : légende pour les parois verticales

Figure III.10: légende pour la toiture en voute

Figure III.11 : légende pour la toiture a un seul versant.

Figure III.12 : légende pour les coefficients  $C_{pe}$  correspondant a chaque zone de toiture a un seul versant

Figure III.13 : vue en élévation cas de vent W3.

Figure III.14 : représentation des pentes

Figure III.15 : légende pour la toiture en voute

Figure III.16 : légende pour la toiture a un seul versant

Figure III.17: Coefficients  $C_{EP}$  correspondant à chaque zone de toiture.

Figure III.18 : Chargement de la neige sur la toiture a un seul versant.

Figure III.19 : représentation des versants de la toiture en voute.

Figure III.20 : chargement de la neige sur la toiture.

Figure III.21 : pression sur les zones A B C D E

Figure III.22: pression sur les zones F G H D E l'auvent

Figure III.23: pression sur les zones F G H

figure II.24 : surpression sur les zones A B D E

Figure III.25: surpression sur les zones D F G H et l'auvent

Figure III.26 : surpression sur les zones F E H

Figure III.27 : pression sur les zones A B D E

Figure III.28 : pression sur les zones F G H auvent

Figure III.29 : pression sur les zones F G H

Figure III.30 : surpression sur les zones A B D E

Figure III.31 : surpression sur les zones A B D E .

Figure III.32 : surpression sur les zones F G H.

Figure III.33 : pression sur les zones A B E

Figure III.34 : pression sur les zones H F G

Figure III.35 : pression sur les zones F G H E D

Figure III.36: surpression sur les zones A B E

Figure III.37: surpression sur les zones F G H E

Figure III.38 : surpression sur les zones F G H E

Figure IV.1 : les pentes de calcul

Figure IV.2 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

Figure IV.3 : Moment due à la surcharge d'entretien

Figure IV.4: Echantignole

Figure IV.5: Dimensions de l'échantignolle

Figure IV.6 : les pentes de calcul

Figure IV.7 : Schéma statique sous surcharge d'entretien

Figure IV.8 : Moment due à la surcharge d'entretien

Figure IV.9 : schéma statique des liernes.

Figure IV-10 : schéma statique de l'échantignole.

Figure IV.11 : schéma statique des charges appliquées

Figure IV.12 : Schéma statique des charges appliquées.

Figure IV.13 : dimensions de l'échantignole.

Figure IV.14 : détail de la ferme

Figure V.1 vue en plan du plancher courant

Figure V.2 : schéma statique des solives

Figure V. 3 vue en plan du plancher terrasse

Figure V. 4 schéma statiques du sommier plancher courant

Figure V. 5 schéma statiques du sommier cas N°1

Figure V. 6 schéma statiques du sommier cas N°2

Figure V. 7 schéma statiques du sommier plancher terrasse

Figure V. 8 schéma statiques du sommier cas N°1

Figure V. 9 schéma statiques du sommier cas N°2

Figure V.10 :Vue en plan de l'escalier

Figure V.11 : Schéma statique

Figure V.12 : Schémas statique de la cornière

Figure V.13 : schéma statique du limon

Figure V.14 : schéma statique de la poutre palière

Figure VI-1 : Plancher mixte.

Figure VI.2 : position de l'axe neutre

Figure VI. 3 : détail des goujons connecteurs

Figure VI.4 : détail du plancher mixte

Figure VI.5Vue en plan «en appui»

Figure VI.6 : Vue en plan «en travée»

Figure VI.7 : Schémas de Ferrailage de la dalle

Figure VI.8 : position de l'axe neutre

Figure VI.9 : position de l'axe neutre

Figure VI.10 : Vue en plan «en appui»

Figure VI.11 : Vue en plan «en travée»

Figure VI.12 : Schémas de Ferrailage de la dalle

Figure VII.1 : Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités

Figure VII.2 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure VII.3 : Schéma des contreventements sous versant les plus sollicités

Figure VII.4 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure VII.5 : Schéma statique de contreventement vertical

Figure VIII.1 : Mode de déformation (01)

Figure VIII.2 : Mode de déformation (2)

Figure VIII.3 : Mode de déformation (05)

Figure IX.1 : Schéma de poteau croisé

Figure IX.2

Figure IX.3

Figure IX.4 : Diagramme des moments-y-y

Figure IX.5 : Diagramme des moments-z-z

Figure IX.6 : Schéma de poteau croisé

Figure IX.7 :Section transversale de la ferme

Figure IX.8

Figure IX.9

Figure IX.10 : Diagramme des moments-y-y

Figure IX.11 : Diagramme des moments-z-z

Figure IX.12 : Moment Y-Y

Figure IX.13 : Moment Z-Z

Figure X.1: Les longueurs de soudure

Figure X.2 Distribution des efforts.

Figure X.3 : Assemblage diagonale gousset

Figure X.4 : Disposition des boulons.

Figure X.5 : Assemblage goussets traverse

Figure X.6. Assemblage des palées de stabilité

Figure X.7 : Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.

Figure X.8 : Détail de l'assemblage des ciseaux de stabilité des fermes.

Figure X.9 : Assemblages des ciseaux

Figure X.10 : Assemblages des ciseaux à la ferme

Figure X.11: Assemblage poutre principale- solive

Figure X.12.disposition géométrique.

Figure XI.1 : Tige d'encrage du pied du poteau.

Figure XI.2 : dispositions constructives

Figure XI.3: Vue 3D du pied de poteau encastéré

Figure XI.4 : Vérification dans la section 1-1

Figure XI.5 : Vérification dans la section 2 – 2.

Figure XI.6 : Vérification dans la section 3 – 3.

# SOMMAIRE

<b>CHAPITRE I: Généralité.....</b>	<b>1</b>
<b>I.1. Matériaux utilisés :</b> .....	<b>1</b>
<b>I.2. L'acier :</b> .....	<b>1</b>
<b>I.2.1. Propriétés des profilés laminés :</b> .....	<b>1</b>
<b>I.2.2 Propriétés des armatures de construction :</b> .....	<b>3</b>
<b>I.3 La couverture :</b> .....	<b>5</b>
<b>I.4 Le béton :</b> .....	<b>6</b>
<b>I.4.1 Composition du béton :</b> .....	<b>6</b>
<b>I.4.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :</b> .....	<b>7</b>
<b>I.5 Règlements utilisés :</b> .....	<b>8</b>
<b>CHAPITRE II Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>9</b>
<b>II.1 Introduction :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.2 Etude de sol :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.3 Situation :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.4 Caractéristiques :</b> .....	<b>10</b>
<b>II.4.1 Architecturales :</b> .....	<b>10</b>
<b>II.4.2 Géométriques :</b> .....	<b>10</b>
<b>II.5 Ossature et stabilité de la structure :</b> .....	<b>12</b>
<b>II.6 La toiture :</b> .....	<b>12</b>
<b>II.7. Planchers :</b> .....	<b>14</b>
<b>II.8. L'escalier :</b> .....	<b>15</b>
<b>II.9. Les façades et cloisons :</b> .....	<b>15</b>
<b>II.10. Conception du système de fondation :</b> .....	<b>15</b>
<b>CHAPITRE III Etudes climatique .....</b>	<b>16</b>
<b>III.1 Introduction :</b> .....	<b>16</b>
<b>III.2 Etude au vent :</b> .....	<b>16</b>
<b>III.2.1 Les coefficients de calcul .....</b>	<b>17</b>
<b>III.2.2 Direction du vent <math>W_1</math> : (façade principale).....</b>	<b>21</b>
<b>i – Calcul des coefficients de pression extérieure <math>C_{pe}</math>.....</b>	<b>21</b>
<b>Paroi verticale.....</b>	<b>21</b>
<b>Les toitures :</b> .....	<b>22</b>
<b>b.1 la toiture sous forme d'une voute :</b> .....	<b>23</b>
<b>b .2 toiture a un seul versant :</b> .....	<b>24</b>
<b>III.2.3 Direction du vent <math>W_2</math> : (façade postérieure) .....</b>	<b>29</b>

# SOMMAIRE

b.1 la toiture sous forme d'une voute :.....	29
b .2 toiture a un seul versant .....	30
III.2.4 Direction du vent W3: .....	35
La toiture : .....	35
Les parois :.....	37
Calcul de force de frottement : .....	40
III.3 Action de la neige :.....	40
III.3.1 Calcul de la charge de neige sur le sol :.....	41
III.3.2 Neige sur la toiture :.....	41
Figure III.20 : chargement de la neige sur la toiture. ....	43
III.4 Action d'ensemble sur la structure : .....	43
Vent sur la façade principale (sens V1) : .....	43
b- vent sur façade postérieure (sens V2) :.....	45
c- vent sur façade latérale (sens V3) :.....	47
CHAPITRE IV Etude des éléments de la toiture .....	50
1. Dimensionnement des couvertures des toitures : .....	50
IV.2-Etude des pannes .....	51
IV.1-1 Définition.....	51
IV.I / Dimensionnement des panne en versant (a) :.....	52
IV.I.1-2 récapitulative des charges et surcharges appliquées .....	54
IV.I.1.4 Pré dimensionnement : .....	55
IV.I.1-5 Dimensionnement des pannes: .....	55
IV.I.1-5-2 Détermination des sollicitations:.....	56
IV.I.1.-5-3 Vérification de la résistance des pannes:.....	56
IV.I.1-5-4 Vérification à l ELS : .....	60
IV.II Calcul de l'échantignolle : .....	60
VI.II.1/ Dimensionnement des panne de la toiture en voute (b) : .....	62
VI.II.1.1Données de calcul: .....	62
IV.II.1-2 Détermination des charges et surcharges .....	63
IV.II.1-4 Combinaison d'action: .....	65
IV.II.1.5 Pré dimensionnement : .....	65
IV.II.1-6 Dimensionnement des pannes:.....	66

# SOMMAIRE

IV.II.1-6-3 Vérification de la résistance des pannes: .....	67
IV.II.1-6-4 Vérification à l ELS :.....	70
IV.II.2- Calcul des liernes : .....	71
IV.II.3 Calcul de l'échantignole : .....	72
VI.III Calcul des fermes secondaires de toiture .....	74
VI.III.1 Pré dimensionnement <i>de la ferme secondaire</i> : .....	74
IV.III.2 Détermination des forces revenantes à la ferme:.....	75
IV.III.2 Pré dimensionnement des éléments .....	78
IV.III-5 Vérification des éléments comprimés au flambement :.....	81
IV.III-6 Conclusion: .....	86
Chapitre VI Etude des éléments secondaires.....	88
Dimensionnement des solives et des poutres principales.....	88
I-1.1 Plancher terrasse :.....	88
VI-1 Pré dimensionnement des solives :.....	89
VI.1.1 Plancher courant : .....	89
VI.1.2. Plancher terrasse.....	90
VI.2 Pré dimensionnement des poutres principales :.....	91
VI.3.1 Plancher courant : .....	91
VI.3.2Plancher terrasse : .....	94
VI.4 Calcul des lisses de bardage :.....	96
VI.4.1 Introduction : .....	96
VI.4.2- Détermination des charges et surcharges.....	96
VI.4.3 Combinaisons d'actions : .....	97
VI.4.4 Pré dimensionnement : .....	97
VI.4.5 Dimensionnement des lisses : .....	98
VI.5 Calcul des potelets.....	101
VI.5.1 Introduction : .....	101
IV.5.2 Calcul des potelets articulés dans les deux extrémités.....	101
VI.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	102
VI.5.4 Dimensionnement du potelet.....	102
VI.5.5 Vérification de la section a la résistance .....	102
VI.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités.....	104
IV.6 Calcul des escaliers: .....	106
VI.6.1 Pré dimensionnement de l'escalier .....	106
VI.6.2 Calcul des éléments de l'escalier.....	107

# SOMMAIRE

VI.6.3 Pré dimensionnement de la cornière du support : .....	107
VI.6.4 Pré dimensionnement du limon .....	108
VI.6.5 Etude de la poutre palière : .....	111
Chapitre VI: Études d'un plancher mixte .....	113
VI.1 Définition.....	113
VI.I Plancher courant.....	113
VI.2 Disposition des poutrelles : .....	113
VI.3 Caractéristique des éléments constructifs .....	114
VI.4 Méthode de calcul .....	114
VI.4.1 Phase de construction .....	115
VI.4.2 Phase finale.....	115
VI.5 Vérification des solives au stade de montage.....	115
VI.5.1 Évaluation des charges .....	115
VI.5.2 Combinaison des charges : .....	116
VI.5.3 Vérification de la flèche: .....	116
VI.5.4.2 Vérification au moment fléchissant:(résistance).....	117
VI.6 Vérification au stade finale :( Après durcissement du béton).....	118
VI.7 Vérification des poutres maitresses .....	125
VI.7.1 Phase de construction.....	125
VI.7.1.1 Vérification de la résistance à L'ELU : .....	125
VI.7.1.2 Vérification de la flèche en service : .....	126
VI.7.2 Phase finale : .....	126
VI.7.3 Calcul des contraintes : .....	130
VI.8 Calcul des goujons connecteurs : .....	133
VI.8.1 Le nombre des goujons.....	134
VI.8.2 Vérification des soudures : .....	134
VI.9 Ferrailage de la dalle du plancher : .....	135
VI.II/ planché terrasse ; .....	136
1.1- Phase de construction.....	139
Vérification des solives : .....	140
Phase finale : .....	141
Calcul des contraintes : .....	145
Calcul des goujons connecteurs : .....	146
Vérification des poutres maitresses.....	148
Phase de construction : .....	148
Phase finale : .....	149

# SOMMAIRE

Calcul des contraintes : .....	153
Ferrailage de la dalle du plancher : .....	155
<b>Chapitre VII :Etude du système de contreventement.....</b>	<b>157</b>
1 Introduction .....	157
2 Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent): .....	158
a/poutre au vent de la voûte : .....	158
VII.1.1 Force horizontales dues au vent:.....	159
VII.1.2 Vérification des éléments .....	159
2.3) Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement.....	162
b/poutre au vent du console de la voute : .....	164
VII.b.1 Force horizontales dues au vent:.....	165
VII.b.2 Vérification des éléments .....	166
2.2) Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) : .....	167
2.2)Vérification de la panne intermédiaire : .....	167
2.3) Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement.....	168
2.4)Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement.....	170
2.5)Vérification de la panne sablière : .....	170
2.5.1)Vérification de la panne sablière a la flexion déviée composée avec risque de flambement : .....	171
2.5.2) Vérification de la panne sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement .....	172
Conclusion : .....	173
VI.3Contreventement vertical:.....	173
Pré dimensionnement:.....	175

<p>Chapitre VIII Etude sismique.....</p> <p>VIII .1 INTRODUCTION : .....</p> <p>VIII .2 Modélisation .....</p> <p>VIII .3 Analyse de la structure : .....</p> <p>    VIII .3.1 Type d'analyse : .....</p> <p>    VIII .3.2 Méthodes de calcul .....</p>	<p>174</p> <p>174</p> <p>175</p> <p>175</p> <p>175</p> <p>175</p>
---	---

# SOMMAIRE

VIII .3.2.1 la méthode statique équivalente .....	177
Résultantes des forces sismiques de calcul.....	180
Résultat de calcul : .....	181
VIII .3.2.3 Analyse des résultats.....	184
VII .4 Vérification des déplacements : .....	185
VIII .5Effet de deuxième ordre : .....	186
Chapitre IX Vérification des éléments de l'ossature.....	187
IX.1 Introduction.....	187
IX.2 Vérification des éléments de la ferme .....	187
VII.2.1 A la traction.....	187
VII.2.2 Au flambement simple.....	187
IX.2Vérification des ciseaux de stabilité des fermes .....	188
IX.3 Vérification des diagonales de contreventement.....	188
IX.4 Vérification des poteaux :.....	189
IX-4.I)-Vérification des poteaux croisés du milieu du type(HEA360+IPE360).....	189
Vérification du poteau de hauteur $h=4.6$ m et de combinaison (G+1.5W3D):.....	189
Vérification à la résistance: .....	189
IX-4.II)-Vérification des poteaux croisés du type (IPE360+IPE330) .....	194
IX-4.III)Vérification des poteaux de la mezzanine HEA 300: .....	200
IX-4.IV) Vérification des supports de la console (IPE300): .....	201
IX-5 Vérification des poutres: .....	201
5.1)Poutre maîtresse de la mezzanine IPE 330 .....	201
5.2)Poutre secondaire de la mezzanine IPE 300: .....	202
5.3)Vérification des Poutres principales :.....	203
2-a)Poutres principales en IPE 450 : .....	204
2-b)Poutres principales en IPE 360 (celles des cotés) : .....	205
3)Vérification des poutres en arc en IPE 330.....	206
1)Vérification à la résistance:.....	206
2) Vérification aux instabilités: .....	207
3) Calcul des facteurs réducteurs .....	208
4) Condition de résistance .....	209
Chapitre X :Calcul des assemblages: .....	210
X.1. Assemblage des éléments de la ferme: .....	210
1-1) Pré dimensionnement du gousset:.....	210
1-2) Pré dimensionnement de la gorge: .....	210

# SOMMAIRE

1-3) Les longueurs de soudures:.....	211
X.2. Assemblage poteau- ferme .....	211
2-1) Disposition des boulons .....	212
2-2) Vérification à l'assemblage trop long: .....	214
X.3 . Assemblage des éléments de contreventements .....	214
3-1. Contreventement horizontal .....	214
Assemblage de la diagonale sur le gousset: .....	Erreur ! Signet non défini.
Assemblage du gousset sur la traverse :.....	217
b-1) Déterminations des efforts de cisaillement.....	217
b-2) Vérification à la résistance des boulons.....	217
Assemblage cornière- gousset : .....	218
3-2. Assemblage des contreventements verticaux: .....	219
Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :.....	219
3.3. Assemblage de la palée en croix :.....	220
3.4. Vérification : .....	220
X.4 Assemblage poteau – traverse. ....	Erreur ! Signet non défini.
La disposition constructive des boulons :.....	222
Efforts de calcul :.....	222
Détermination des efforts dans les boulons : .....	223
Détermination du moment résistant effectif de l'assemblage : .....	224
Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : .....	224
Conclusion : .....	225
X.5. Assemblages des ciseaux de stabilité des fermes : .....	225
Dimensionnement de l'assemblage .....	225
V.6. Assemblage poutre principales - solive : .....	227
Dimensionnement des boulons :.....	227
Coté solive : .....	227
Coté poutre principale : .....	Erreur ! Signet non défini.
Disposition géométrique : .....	228
Vérification des boulons au cisaillement :.....	228
Chapitre XI: Calcul des pieds de poteaux.....	230
IX.I Poteau croisé (HEA360+IPE360) :.....	230
IX.I.1Dimensionnement des tiges d'ancrages:.....	230
XI.I.2 Pré dimensionnement de la tige d'encrage .....	231
XI.I.3 Vérification de la tige d'ancrage :.....	232
XI.I.4 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier : .....	233

# SOMMAIRE

<b>XI.I.4.1 Les contraintes dans le béton</b> .....	233
<b>XI.I.4.2 Les contraintes dans l'acier</b> .....	234
<b>XI.I.4.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:</b> .....	234
<b>XI.II Poteaux de la mezzanine HEA300:</b> .....	236
<b>XI.II.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages:</b> .....	236
<b>XI.II.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:</b> .....	237
<b>XI.II.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:</b> .....	238
<b>XI.III poteau croisé(IPE360+IPE330) :</b> .....	238
<b>Dimensionnement des tiges d'ancrages:</b> .....	238
<b>XI.III.2 Pré dimensionnement de la tige d'encrage .</b> .....	239
<b>XI.III.3 Vérification de la tige d'ancrage :</b> .....	239
<b>XI.III.4 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :</b> .....	240
<b>XI.III.4.1 Les contraintes dans le béton</b> .....	240
<b>XI.III.4.2 Les contraintes dans l'acier</b> .....	241
<b>XI.III.4.3 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine:</b> .....	241
<b>CHAPITRE XII :Etude de l'infrastructure</b> .....	243
<b>1-INTRODUCTION</b> .....	243
<b>XII.1.1 Choix du type de fondation</b> .....	243
<b>XII. 2- Calcul des fondations sous poteaux</b> .....	243
<b>XII.2-1poteaux de la mezzanine HEA 300</b> .....	243
<b>XII. 2-1-1 détermination des sollicitations</b> .....	243
<b>XII.2-1-2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau</b> .....	244
<b>XII.2.1.3Dimensionnement de la semelle</b> .....	245
<b>XII.2-1-3 Vérification des contraintes</b> .....	246
<b>XII.2-1-4 Vérification de la stabilité au renversement</b> .....	247
<b>XII.2-1-5 Détermination des armatures de la semelle:</b> .....	247
<b>XII.2-1-6 Disposition constructives:</b> .....	251
<b>XII.2-2 Fondation sous poteaux croisés (HEA 360+IPE360)</b> .....	252
<b>XII.2-2-11Les sollicitations:</b> .....	252
<b>XII.2-2-2 Prédimensionnement des semelles:</b> .....	252
<b>Dimensionnement de la semelle:</b> .....	253
<b>XII.2-2-3 Vérification des contraintes</b> .....	254
<b>XII.2-2-4 Vérification de la stabilité au renversement</b> .....	255
<b>XII.2-2-5 Détermination des armatures de la semelle:</b> .....	255

# SOMMAIRE

XII.2-2-6 Disposition constructives: .....	259
XII.2-3 Calcul des longrines .....	260
XII.2-3-1 Introduction .....	260
XII.2-3-2. Pré dimensionnement.....	260
XII.2-4- 3Ferrailage : .....	260
XII.5-6Ferrailage du fût : .....	262
XII.5-6.1Ferrailage longitudinal: .....	262
XII.5-6.2La condition de non fragilité.....	263
XII.5-6.3Ferrailage transversal .....	263
CHAPITRE XIII <i>Vérification de la stabilité d'ensemble</i> .....	265
XIII.1 Introduction : .....	266
XIII.2 Détermination des forces renversantes : .....	267
XIII.2.1Cas du vent : .....	268
a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ ).....	268
b) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ ).....	270
c) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ ).....	271
e) Vent sur façade secondaire avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ ).....	273
d) Vent sur façade latérale avec dépression intérieur ( $C_{pi}=-0,5$ ).....	274
e) Vent sur façade latérale avec surpression intérieur ( $C_{pi}=+0.8$ ).....	275
XIII.2.1 Cas de séisme .....	276
XIII.3 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) : .....	277
XIII.3.1 Vérification au renversement de la structure : .....	278

**Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm<sup>2</sup>)**

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Annexe 2 : Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement neige et vent RNVA 99 (D.T.R.C 2-4.7)
- [2] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, (D.T.R.B 2 48)
- [3] Euro code 3-4 et document d'application nationale, préface de Jacques BROZZOTI. Eyrolles 1996
- [4] Calcul des structures Métalliques selon L'Euro code 3, Jean Morel, Editions Eyrolles Paris, troisième tirage 2008
- [5] Construction métallique et mixte acier-béton ( $T_1$  et  $T_2$ ) calcul et dimensionnement selon les eurocodes 3 et 4 Pierre bourrier et Jacques brozzetti
- [6] Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique)
- [7] Construction métallique: Exemple numérique adopté aux eurocodes  
JAQUES Brozzetti, MANFRED A.Hirt, ROLT Bez, 1<sup>o</sup> Ed. Lausanne: Presse polytechnique et universitaire romandes, 1995.
- [8] DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- [9] DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- [10] « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ». M.Belazougui
- [11] BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».