

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme  
de Master en Génie Civil  
Option Construction Métallique.

**Thème :**

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL DE  
STOCKAGE EN ACIER A DEUX NEFS A REMCHI**

**Présenté le 16 juin 2015 par :**

KERRIS Meryem

BENRABAH Assia

**Devant le Jury composé de :**

Mr. CHERIF.Z.E.A

Mr. RAS.A

Mme.BENADLA.Z

Mr.OUISSI .M.N

Mr.BOUMECHRA .N

Président

Examinateur

Examinateur

Encadreur

Encadreur

## *Dédicace*

Que ce modeste travail témoigne de mon profond respect :

*À* mes parents :

Grâce à leurs encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer un climat affectueux et propice pour poursuivre mes études dans des meilleures conditions.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma haute considération et mes profonds sentiments envers eux. Surtout à ma très chère maman.

Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux; j'espère que j'étais et que je serais à la hauteur de leurs espérances et qu'ils seront toujours fiers de moi.

*À* ma grand-mère « Fatiha », à mon très cher Fethallah et à mes cousins et cousines et aux familles KERRIS et FEROUÏ qui trouveront l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de m'apporter.

*À* tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Je remercie mon binôme M<sup>lle</sup> BENRABAH Assia avec qui j'ai partagé des moments difficile ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus, à tous mes amis et surtout à ma promotion de génie civil 2014-2015, à tous ceux qui sont proches de mon cœur, Ils trouveront le témoignage d'une fidélité .

KERRIS Meryem

## *Dédicace*

Ce modeste travail témoigne le respect que je dois :

*À* mes parents :

Grâce à leurs encouragements et leurs sacrifices, ils ont créé un climat affectueux et propice pour pouvoir poursuivre mes études dans des bonnes conditions.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma haute considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux ; j'espère qu'ils seront toujours fiers de moi

*À* la mémoire de ma très chère grand-mère que je viens juste de perdre que dieu béni son âme.

*À* mes deux sœurs MERIEM et ASMA qui trouveront l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de m'apporter. A mes beau frères REDA et AMINE et à mon neveu HOUSSEM et mes nièces NESRINE et RITEJ.

*À* mon grand-père, à Mes cousins et cousines et à toute la famille BENRABAH.

*À* tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Je remercie mon binôme M<sup>lle</sup> KERRIS Meryem avec qui j'ai partagé des moments difficile ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus, à tous mes amis et surtout à ma promotion de génie civil 2014-2015, à tous ceux qui sont proches de mon cœur, Ils trouveront le témoignage d'une fidélité.

BENRABAH Assia

## Remerciements

*N*ous remercions avant tout Dieu de nous avoir gardées en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*N*ous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos illustres encadreurs Monsieur OUISSI Mohammed Nabil et Monsieur BOUMECHRA Nadir ainsi qu'à l'ensemble du personnel de l'université ABOU BAKR BELKAID de Tlemcen, en particulier nos professeurs, qui nous ont témoigné de leur confiance et de leur aide scientifique et par leur expérience et leur compétence.

*N*ous remercions vivement Monsieur CHERIF .Z.E.A qui a bien voulu accepter de présider ce jury.

*A* Madame BENADLA.Z et Monsieur RAS.A auxquels nous exprimons toute notre gratitude pour avoir accepté de juger ce travail.

*N*ous sommes aussi reconnaissants aux ingénieurs, Monsieur LAHBIB Boucif , Monsieur HADDJERI Abderrahmane et Monsieur FODIL Mohammed Djelel pour nous avoir aidées et prêtés leurs attentions et leurs disponibilités.

*N*ous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

*E*nfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

# TABLE DES MATIERS

Résumé

Liste des notations

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION

1. PRESENTATION DE PROJET .....	13
1.1 INTRODUCTION .....	13
1.2 Description du projet .....	13
1.3 Les données concernant le site du projet .....	14
1.4 Règlements utilisés.....	16
1.5 Matériaux utilisés.....	17
1.6 Les assemblages.....	17
1.7 Conception architecturale.....	18
1.8 Conception structurale.....	18
2. CHARGE ET SURCHARGE.....	21
2.1 Introduction.....	21
2.2 La charge permanente.....	21
2.3 La surcharge d'exploitation.....	21
2.4 Charges climatique.....	21
3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE.....	33
3.1 Calcul des chéneaux.....	33
3.2 Caractéristique de couverture.....	34
3.3 Calcul des pannes de couverture .....	34
3.4 Calcul des liernes.....	40
3.5 Calcul de l'échantignole.....	41
3.6 Les lisses de bardage.....	46
3.7 Calcul des potelets.....	49
4. ETUDE SISMIQUES DE LA STRUCTURE.....	55
4.1 Introduction.....	55

4.2 Principe de la méthode de calcul au séisme.....	55
4.3 Spectre de réponse de calcul.....	55
4.4 Analyse dynamique de la structure.....	57
4.5 Modélisation de la structure.....	57
4.6 Analyse modale.....	58
4.7 Vérification de la structure.....	58
5. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	61
5.1 Introduction.....	61
5.2 Justification de la traverse (IPE330).....	61
5.3 Justification du poteau (HEA280) .....	64
5.4 Justification des contreventements .....	68
6. ETUDE DES ASSEMBLAGES.....	70
6.1 Définition .....	70
6.2 Les principaux modes d'assemblages.....	70
6.3 Classification des assemblages.....	70
6.3 Les classes des boulons.....	70
6.5 Calcul des assemblages.....	70
6.5 Les pieds de poteaux.....	82
6.7 Les pieds de potelets.....	85
7. CALCUL LES TIGES D'ANCRAGE ET FONDATIONS.....	87
7.1 Les tiges d'ancrages.....	87
7.2 Calcul de fondation.....	88
7.3. Calcul des longrines.....	93

## CONCLUSION

Les annexes

Bibliographie

## LISTE DES NOTATIONS

### Les Charges

- G : Charges permanentes.
- Q : Surcharge d'entretien.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- W : Surcharge climatique du vent.

### Les caractéristiques d'un profilé en I ou H

- b : la longueur de la semelle
- d : la hauteur de l'âme.
- h : Hauteur d'une pièce.
- $t_f$  : Épaisseur d'une semelle de profilé.
- $t_w$  : Épaisseur de l'âme de profilé.

### Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- $A_{net}$  : Section nette d'une pièce.
- $A_w$  : Section de l'âme.
- $A_v$  : Aire de cisaillement.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=2.1 \cdot 10^5$  MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$  MPa).
- I : Moment d'inertie.
- $K_0$  : Coefficient de flambement.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- $M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.
- $M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- $M_{pl}$  : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$  : Effort normal sollicitant.
- $N_{t\ sd}$  : Effort normale de traction.
- $N_{csd}$  : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.  
 $V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.  
 $V_{réf}$  : Vitesse de référence du vent.  
 $W_{pl}$  : Module de résistance plastique.  
W : Poids de la structure.

### Minuscules latines

f : La flèche.  
 $f_y$  : Limite d'élasticité.  
L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
t : Épaisseur d'une pièce.  
Z : Hauteur au-dessus du sol.  
 $Z_0$  : Paramètre de rugosité.  
 $Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

### Minuscules grecques

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation.  
 $\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.  
 $\lambda$  : Élancement.  
 $\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.  
 $\alpha$  : Facteur d'imperfection.  
 $\alpha$  : l'angle.  
 $\phi_{LT}$  : Rotation de déversement.  
 $\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.  
 $\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.  
 $\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.  
 $\sigma_b$  : Contrainte du béton.  
 $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.  
 $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.  
 $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier.  
 $\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Vue en 3D de la structure.....	13
Figure 1.2 : Localisation du site du projet.....	14
Figure 1.3 : Localisation de la structure.....	14
Figure I.4 : Caractéristiques du sol.....	15
Figure I.5 : Exemple d'un essai de pénétromètre dynamique.....	16
Figure 1.6 : Boulonne en HR.....	17
Figure 1.7 : Profilé en I et en U.....	18
Figure 1.8 : Panneaux sandwich TL75 G.....	19
Figure 1.9 : Les éléments d'une structure métallique.....	20
Figure 2.1 : Cas de charges ponctuelles sur les pannes.....	21
Figure 2.2 : Coefficient de forme des toitures a versant multiples. ....	22
Figure 2.3 : Géométrie de la structure. ....	23
Figure 2.4 : Vent sur la paroi verticale du pignon.....	26
Figure 2.5 : Vent sur la toiture.....	26
Figure 2.6 : Vent sur la paroi verticale du long pan.....	27
Figure 2.7 : Légende pour les toitures à versants multiples.....	27
Figure 2.8 : Vent suivant les 4 versants de la toiture.....	28
Figure 2.9 : Vent sur la structure.....	29
Figure 2.10 : Répartition de la pression du vent sur la paroi verticale direction $V_1$ et $V_3$ ..	30
Figure 2.11 : Répartition de la pression du vent sur la toiture $V_1$ et $V_3$ .....	30
Figure 2.12 : Répartition de la pression de vent sur la paroi verticale direction $V_2$ et $V_4$ ..	31
Figure 2.13 : Répartition de la pression du vent sur les 4 versants de la toiture.....	32
Figure 3.1 : Coupe transversale d'un chéneau.....	33
Figure 3.2 : Moignon cylindrique.....	34
Figure 3.3 : Cas de l'effet de neige.....	34
Figure 3.4 : Cas de l'effet de vent.....	34
Figure 3.5 : Composition des charges sur les pannes.....	35
Figure 3.6 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.....	36
Figure 3.7 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z.....	36
Figure 3.8 : Coupe transversale des liernes.....	40

Figure 3.9 : Cas de l'effet de liernes.....	40
Figure 3.10 : Position des liernes avec les pannes.....	40
Figure 3.11 : Fixation des pannes.....	41
Figure 3.12 : Echantignole.....	45
Figure 3.13 : Cordon de soudure.....	45
Figure 3.14 : Réparation de la charge suivant plan y-y.....	47
Figure 3.15 : Réparation de la charge suivant plan z-z.....	47
Figure 3.16 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.....	48
Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure.....	58
Figure 6.1 : Assemblage poteau-traverse.....	70
Figure 6.2 : Assemblage traverse – traverse.....	73
Figure 6.3 : Assemblage poteau-poutre sablière.....	75
Figure 6.4 : Assemblage traverse – potelet.....	77
Figure 6.5 : Assemblage contreventement poutre au vent.....	79
Figure 6.6 : Assemblage en X pour les contreventements.....	80
Figure 6.7 : Assemblage diagonal – poteau.....	81
Figure 6.8 : Pieds de poteau.....	82
Figure 6.9 : Pieds de potelet.....	85
Figure 7.1 : Caractéristiques de la tige d'ancrage.....	87
Figure 7.2 : Semelle isolée soumise à effort normal .....	89
Figure 7.3 : Ferrailage de semelle central.....	91
Figure 7.4 : Ferrailage des semelles intermédiaires.....	91
Figure 7.5 : Ferrailages des semelles d'angles.....	92
Figure 7.6 : Ferrailages des semelles des potelets.....	93

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Règlements techniques utilisés.....	16
Tableau 2.1 : Pression du vent sur la paroi verticale direction $V_1$ et $V_3$ .....	29
Tableau 2.2 : Pression du vent sur la toiture direction $V_1$ et $V_3$ .....	30
Tableau 2.3 : Pression du vent sur la paroi verticale direction $V_2$ et $V_4$ .....	31
Tableau 2.4 : Pressions du vent sur les 4 versants de la toiture.....	31
Tableau.3.1 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	37
Tableau.3.2 : Caractéristiques du profilé UPN 120.....	48
Tableau 3.3 : Caractéristiques du profilé IPE 240.....	50
Tableau 4.1 : Facteur de qualité.....	56
Tableau 4.2 : Eléments structuraux constituant la structure.....	57
Tableau 4.3 : Résultante des forces sismiques à la base.....	60
Tableau.4.4 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	60
Tableau.4.5 : Déplacement relatif dans le sens (y-y).....	60
Tableau 5.1 : Caractéristiques du profilé IPE330.....	61
Tableau 5.2 : Caractéristiques du profilé HEA280.....	64
Tableau 6.1 : Classes des boulons.....	70
Tableau 6.2 : Récapitulatif de calcul des pieds de potelets.....	85
Tableau 7.1 : Récapitulatif des résultats de vérification des tiges d'ancrage de potelets.....	88
Tableau 7.2 : Charges appliquées sur les fondations.....	89
Tableau 7.3 : Récapitulatif des résultats de la Semelle central.....	90
Tableau 7.4 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.....	91
Tableau 7.5 : Récapitulatif des résultats de la semelle d'angle.....	92
Tableau 7.6 : Récapitulatif des résultats de la semelle de potelets.....	92

## INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude et le dimensionnement d'une construction métallique. C'est un hall industriel de stockage de matériaux de construction, il se situe dans la daïra de Remchi, la wilaya de Tlemcen, et plus exactement dans la briqueterie de monsieur Bendimred. Le hall a une forme rectangulaire, il se compose de deux nefs et de onze portiques,

Le mémoire de notre projet de fin d'étude est structuré suivant les chapitres suivants :

Dans le chapitre 1, nous allons commencer par une présentation générale de la structure en donnant les données géométriques ainsi qu'un rapport géotechnique, le site de projet et les matériaux utilisés.

Dans le chapitre 2, le calcul des charges et surcharges ainsi que les effets climatiques tel que le vent et la neiges suivant le RNV 99.

Dans le chapitre 3, nous allons faire le dimensionnement des éléments secondaire en calculant les chéneaux, les pannes de la couverture et leur résistance au déversement, ensuite les liernes, les lisses de bardage et les potelets.

Dans le chapitre 4, l'étude sismique de l'ouvrage selon le règlement RPA 99 (version 2003).

Dans le chapitre 5, l'étude et le comportement des poteaux, des traverses ainsi que s'elles des contreventements par rapport aux phénomènes d'instabilité (flambement et déversement).

Dans le chapitre 6, le dimensionnement des assemblages entre des différents éléments de la structure tel que l'assemblage entre le poteau et la traverse selon le règlement CCM 97 et l'euro code 3.

Dans le chapitre 7, le calcul des fondations qui sont en béton armé et des tiges d'ancrage selon le règlement RPA 99 et le BAEL.

Nous finalisons notre mémoire par une conclusion générale.

PRESENTATION DU PROJET

1.1 INTRODUCTION :

Notre projet consiste à faire l'étude et le dimensionnement d'un hall industriel de stockage de matériaux de construction en charpente métallique constitué de deux nefs et s'étendant sur une surface de 2160m<sup>2</sup>.

1.2 DESCRIPTION DU PROJET :

Le hall à une forme en plan rectangulaire de dimension 36mx60m, il est composé de deux nefs, chaque nef ayant les dimensions suivantes 18mx60m :

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

Largeur de la structure	La=36m
Longueur de la structure	Lo=60m
Hauteur du hangar	Hp=6m
Hauteur total	H=7.5m
Pente des quatre versants	$\alpha=9.46^\circ$
Nombre de portiques	N= 11 portiques

Les données des ouvertures sont :

Nombre de portes	N <sub>p</sub> =4 (6m*4.5m)
Nombre de fenêtres	N <sub>f</sub> =20 (3m*1m)

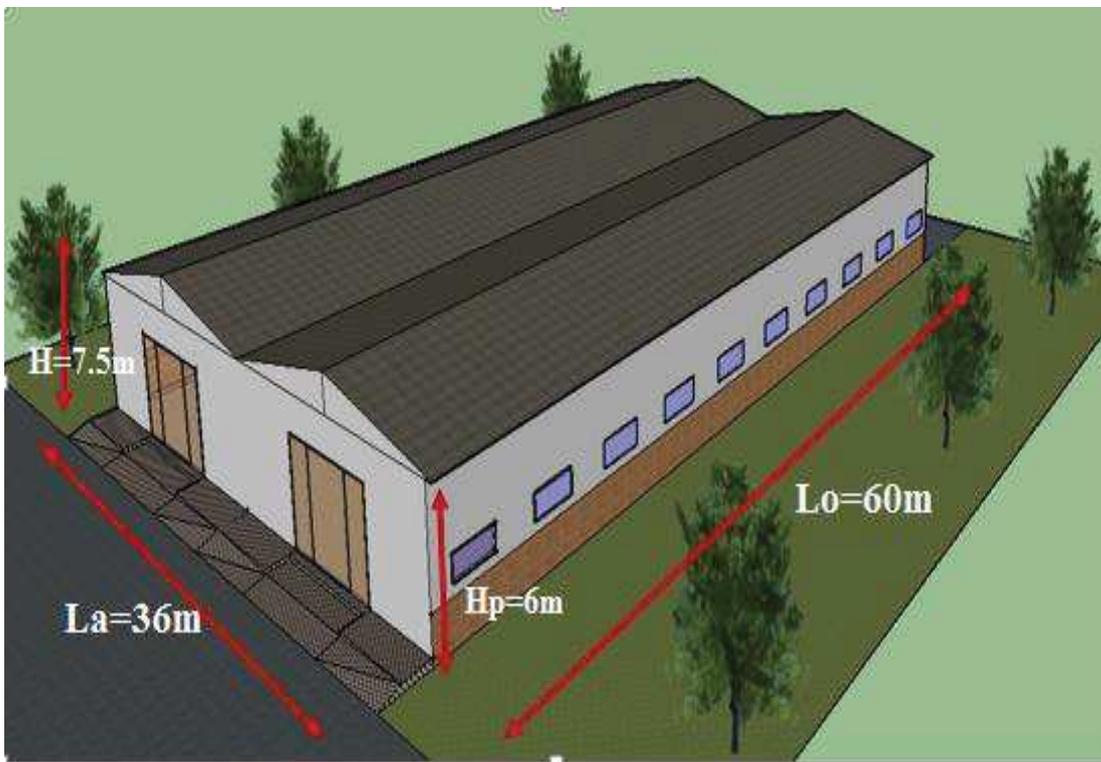


Figure 1.1 : Vue en 3D de la structure.

### 1.3 LES DONNEES CONCERNANT LE SITE DU PROJET :

Notre projet se situe dans la commune et la daïra de Remchi wilaya de Tlemcen. Exactement à côté d'OUED TAFNA qui est une zone faiblement sismique classée dans la zone I.

La figure suivante nous donne une localisation géographique :



Figure 1.2 : Localisation du site du projet.



Figure 1.3 : Localisation de la structure.

### 1.3.1 Les données géotechniques :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de la briqueterie à Remchi à côté d'oued Tafna, se compose d'une structure géologique homogène.

C'est ainsi que l'on retrouve une mono-couche de terre végétale couvrant toute l'assiette et masquant une couche de tuf-calcaire d'une épaisseur variable, allant de 0.80m (coté sud et ouest) à 1.80m (coté Nord et Est).

Le tout repose sur un important complexe marno-calcaire-blanchâtre, tendre à moyennement dur, devenant raide en profondeur.

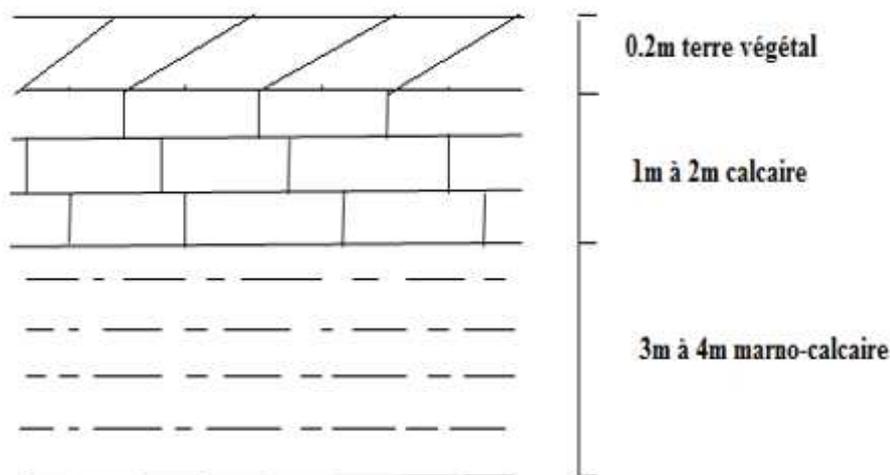


Figure 1.4 : Caractéristiques du sol (sondage).

Avec des refus superficiels et peu profonds (3.26m) et des résistances à la pointe extrêmement élevés, le sol en place (que ce soit le tuf-calcaire ou le complexe marno-calcaire) s'avère consistant et possède une bonne compacité.

L'analyse géotechnique a concerné principalement les essais classiques d'identification menés sur des échantillons intacts eu égard à la nature des sols rencontrés, à l'amputions de deux sur lesquels seuls les essais physiques de densité et de teneur en eau ont pu être effectués.

La plasticité reste moyenne à assez élevée, à même très élevée pour la marne de mi océane.

Ceci nous conduit, en fin de compte, à prévoir des faux puits, comme assise pour les fondations du bâtiment.

Ces faux puits seront en gros béton, surmontés de semelles de tête en B.A placées sous les points porteurs, ancrés dans le complexe marno-calcaire à une profondeur de 3.00m et liés par des longrines.

Une contrainte admissible de 2.50 bars sera prise en compte dans les calculs pour lesquels les tassements d'ensemble seront dans les limites tolérables.

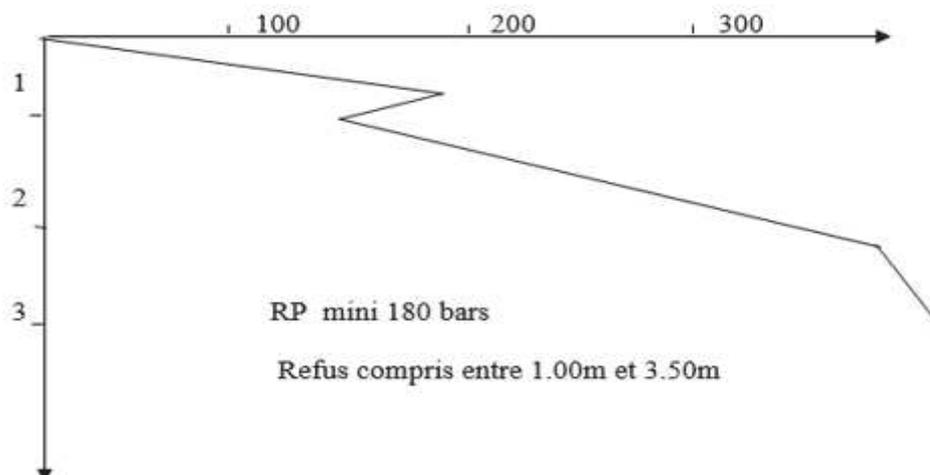


Figure 1.5 : Exemple d'un essai de pénétration dynamique.

Ces recommandations ne tiennent pas compte de la cote-terrassement et des limites du séchoir, données non encore fournies.

Le projet se situe dans une :

- ❖ zone de neige : commune II zone B.
- ❖ Zone de vent : classe I .
- ❖ Zone de séisme : classe I groupe 3 .
- ❖ Zone de sable : zone D = 0

#### 1.4 REGLEMENTS UTILISES.

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Type de règlement	Intitulé
RNV99	Règlement Neige et Vent 99
RPA99-V2003	Règlement parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Normes des charges et surcharges
EUROCODE	Normes européennes de conception et de dimensionnement des structures.

Tableau 1.1 : Règlements techniques utilisés.

## 1.5 MATERIAUX UTILISES

### 1.5.1 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- ❖ La résistance à la traction:  $f_u = 360$  MPa
- ❖ La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa
- ❖ Le module de Young:  $E = 210000$  MPa
- ❖ Le coefficient de Poisson:  $\nu = 0,3$
- ❖ Module d'élasticité transversale :  $G = 84\ 000$  Mpa

### 1.5.2 Béton

On a utilisé un béton CPA dosé à  $350\text{ Kg} / \text{m}^3$  dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$  MPa
- poids volumique :  $\rho = 2500$  daN /  $\text{m}^3$ .
- module d'élasticité :  $E = 1400$  daN /  $\text{mm}^2$ .

### 1.5.3 Acier de ferrailage :

Le ferrailage des fondations consiste en des barres d'acier HR de nuance Fe400 dont la contrainte limite d'élasticité est :  $f_y = 400$  MPa.

## 1.6 LES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont :

### 1.6.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas on a utilisé deux types de boulons :

\*Les boulons à haute résistance (HR) classe 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.



Figure 1.6 :Boulonne en HR

\*Les boulons ordinaires 4.6 qui sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone. Ils sont prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé.

### 1.6.2 Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

## 1.7 CONCEPTION ARCHITECTURALE

### 1.7.1 Une partie horizontale :

Représentée par une toiture à multiple versants conçue en charpente métallique.

### 1.7.2 Une partie verticale :

Cette dernière est constituée de :

- ❖ Une partie haute : formée par des panneaux sandwich.
- ❖ Une partie moyenne :
  - Dans chaque long-pan existe 10 fenêtres double vitrage (esthétique, éclairage).
  - Dans chaque pignon existe 2 portes.
- ❖ Une partie basse : en brique creuse.



## 1.8 CONCEPTION STRUCTURALE

### 1.8.1 Partie horizontale

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection).

Le toit est habituellement conçu pour agir également comme un diaphragme, ce qui permet de réduire la perméabilité à l'air et à l'humidité.

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions.

Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments : les pannes, les panneaux sandwich contreventement horizontal (poutre au vent)

#### 1.8.1.1 Panne :

Les pannes transmettent les efforts entre le revêtement de couverture et les éléments structuraux principaux, c'est-à-dire les traverses. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U.

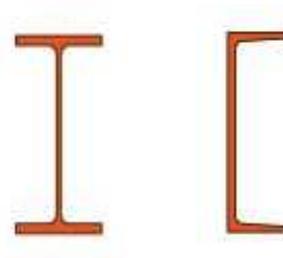


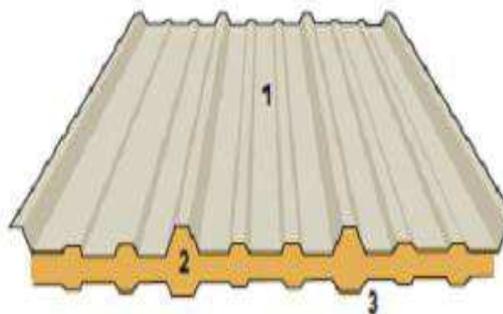
Figure 1.7 : profilé en I et en U

### 1.8.1.2 Panneau sandwich

-Le Panneau Sandwich est un composant Monobloc constitué de deux parements en tôle d'acier galvanisé ou pré laqué et d'un noyau de mousse rigide polyuréthane.

-Les peaux en acier galvanisé permettent au Panneau Sandwich résister aux sollicitations mécaniques.

- Le noyau de mousse est isolé par les deux peaux de manière durable et étanche à la vapeur contre la dégradation et l'infiltration de l'humidité.



-Le Panneau Sandwich thermo couverture est un élément autoportant assurant la couverture ainsi que l'isolation thermique.

Figure 1.8 : Panneaux sandwich TL75 G

-Les tôles galvanisées ou pré laquées sont obtenues à base de tôles laminées à froid et revêtues d'une couche de galvanisation de densité égale à 275 g/m<sup>2</sup>. Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type TL75 G

### 1.8.1.3 Contreventement horizontal transversal suivant le versant (poutre au vent)

On prévoit généralement des poutres de contreventement aux deux extrémités du bâtiment et au moins une dans les blocs intermédiaires éventuellement séparés par des joints de dilatation.

## 1.8.2 Partie verticale

Elle se compose de : les poteaux, le bardage, les lisses de bardage, les potelets et les contreventements vertical (le palé de stabilité)

### 1.8.2.1 Poteaux

Les poteaux sont encastrés au sol et leur rapport d'élancement est identique dans les deux directions afin d'éviter tout phénomène horizontal pendant les opérations de levage. Ainsi ils sont des éléments verticaux, destinés à supporter les charges et surcharges et les transmettre au sol de fondation

### 1.8.2.2 Bardage

Ce sont des revêtements des pignons et des long-pans. Dans notre structure on a utilisé le bardage de type LL35 G maintenu en place à l'aide des lisses, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière).

Pour la partie basse, elle est constituée totalement en brique creuse.

### 1.8.2.3 Potelet

Ce sont des éléments verticaux conçus spécialement pour le bardage on les utilise pour attacher les lisses de bardages. Ils sont vérifiés à la flexion composée

#### 1.8.2.4 Contreventement vertical (palée de stabilité)

Les actions du vent perpendiculaire en pignon sont absorbées par la partie ou l'élément perpendiculaire au vent qui les transmet à ses appuis (appuis de la partie au vent) qui sont les sablières.

Pour résister, la sablière doit avoir un appui qui doit être relié au sol. C'est la stabilité verticale.

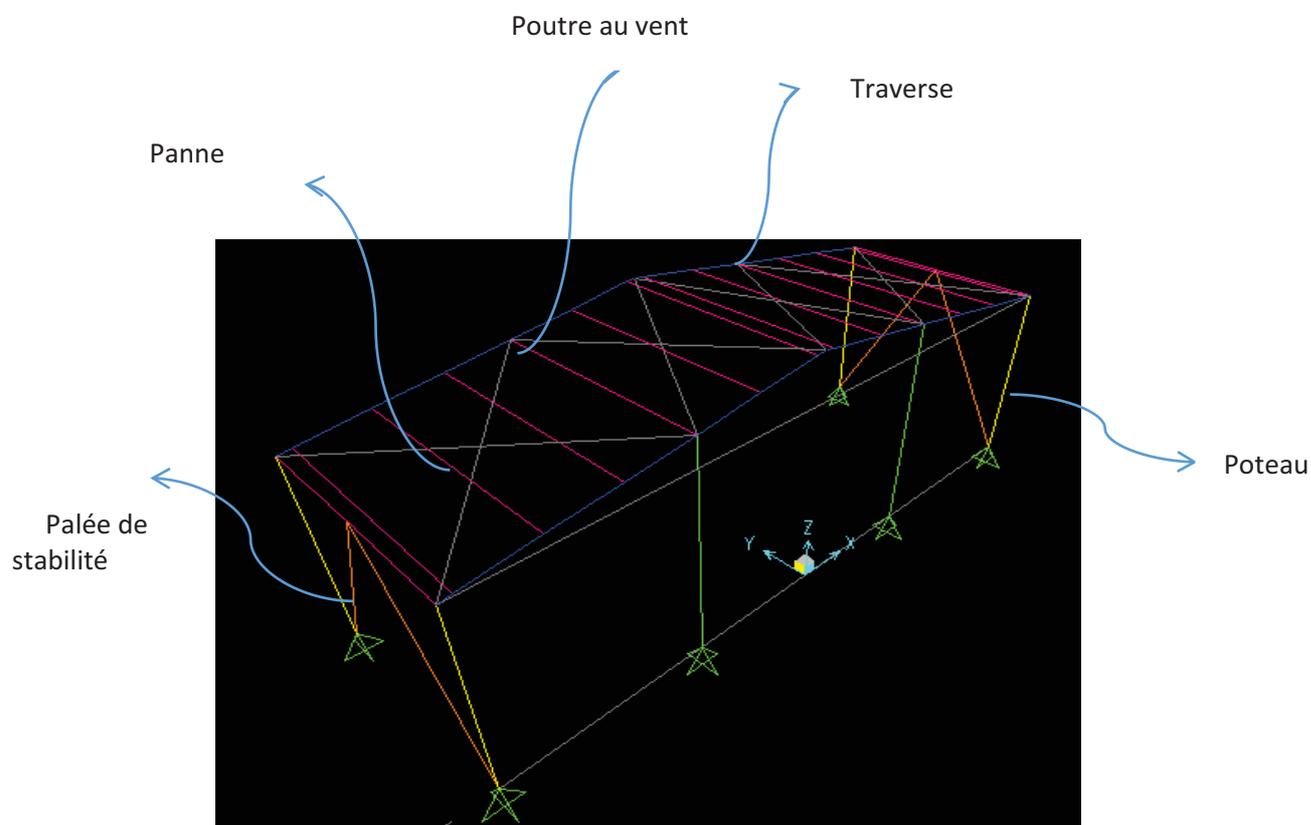


Figure 1.9 : les éléments de la structure.

## CHARGES ET SURCHARGES

### 2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques, ainsi que du séisme. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

### 2.2 LA CHARGE PERMANENTE

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

Bardage : LL 35 G = 13.38 kg/m<sup>2</sup> (voir la fiche technique **Annexe A1**)

Toiture : TL 75 G = 17.90 kg/m<sup>2</sup> ( voir la fiche technique **Annexe A2**)

### 2.3 LES SURCHARGES D'EXPLOITATION

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation. On admet une charge d'exploitation statique de 3.5kN/m<sup>2</sup> dans la zone de dépôts d'après DTR

Dans notre cas on a pris la surcharge d'entretien comme une charge ponctuelle de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

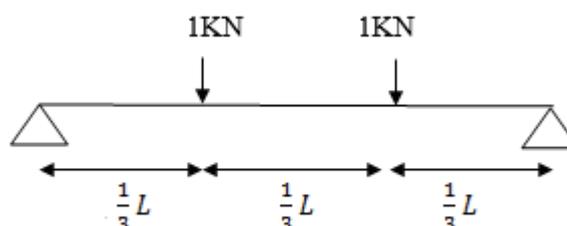


Figure 2.1 cas de charges ponctuelles des pannes

### 2.4 LES CHARGES CLIMATIQUES

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

Le règlement RNV 99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

### 2.4.1 L'effet de la neige :

La neige a un effet vertical sur les structures, les valeurs des surcharges sont en fonction de :

- La région.
- L'altitude.
- L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure.

#### 2.4.1.1 Calcul de la charge de la neige

Le calcul des charges de la neige se fait conformément à la réglementation en vigueur « RNV99 ». La charge caractéristique de la neige  $S$  par unité de surface qui est une projection horizontale de la toiture est donnée par la formule suivant :

$$S = \mu S_k \quad [\text{kN}]$$

$S$  : charge caractéristique de la neige par unité de surface.

$\mu$  : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

$S_k$  : la charge de neige sur le sol.

##### a- Calcul de la charge de neige sur le sol $S_k$

La charge de la neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface dépend de l'altitude ainsi que de la zone géographique du site.

Notre projet se situe à REMCHI à côté d'oued TAFNA dans la wilaya de TLEMCEM classe II zone B. L'altitude du site est à  $H = 217$  m.

$$\text{Donc} \quad S_k = \frac{0.04 H + 10}{100} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\longrightarrow S_k = \frac{0.04(217) + 10}{100}$$

$$\longrightarrow S_k = 0.186 \text{ kN/m}^2.$$

##### b- Coefficient de forme de toiture $\mu$

Dans notre cas, la structure est une toiture à versant multiples où :

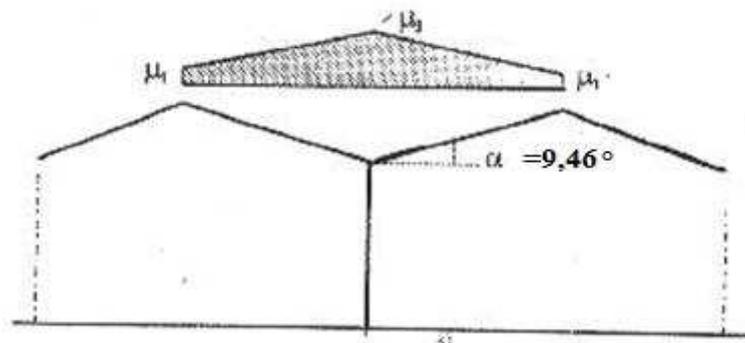


Figure 2.2 : Coefficient de forme des toitures a versant multiples.

La pente du versant est à 16,66%

$$0 < \alpha = 9,46^\circ < 30^\circ \begin{cases} \longrightarrow \mu_1 = 0.80 \\ \longrightarrow \mu_2 = 0,8 + 0,8\left(\frac{\alpha}{30}\right) = 1.052 \end{cases}$$

Donc  $S_1 = \mu_1 * S_k = 0.8 * 0.1868 = 0.149 \text{ kN / m}^2$   
 $S_2 = \mu_2 * S_k = 1.052 * 0.1868 = 0.196 \text{ kN / m}^2$

#### 2.4.2 L'effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de la structure. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le RNV99

##### 2.4.2.1 Les données relatives au site :

Notre projet se trouve dans la région de REMCHI à côté d'oued TAFNA, wilaya de TLEMCEM.

- Le site est plat  $C_t(Z) = 1$
- Catégories de terrain II :
  - $K_t = 0.19$
  - $Z_0 = 0.05 \text{ m}$
  - $Z_{\min} = 4 \text{ m}$
- La zone de vent est la zone I donc, la pression dynamique de référence est :
  - $q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$

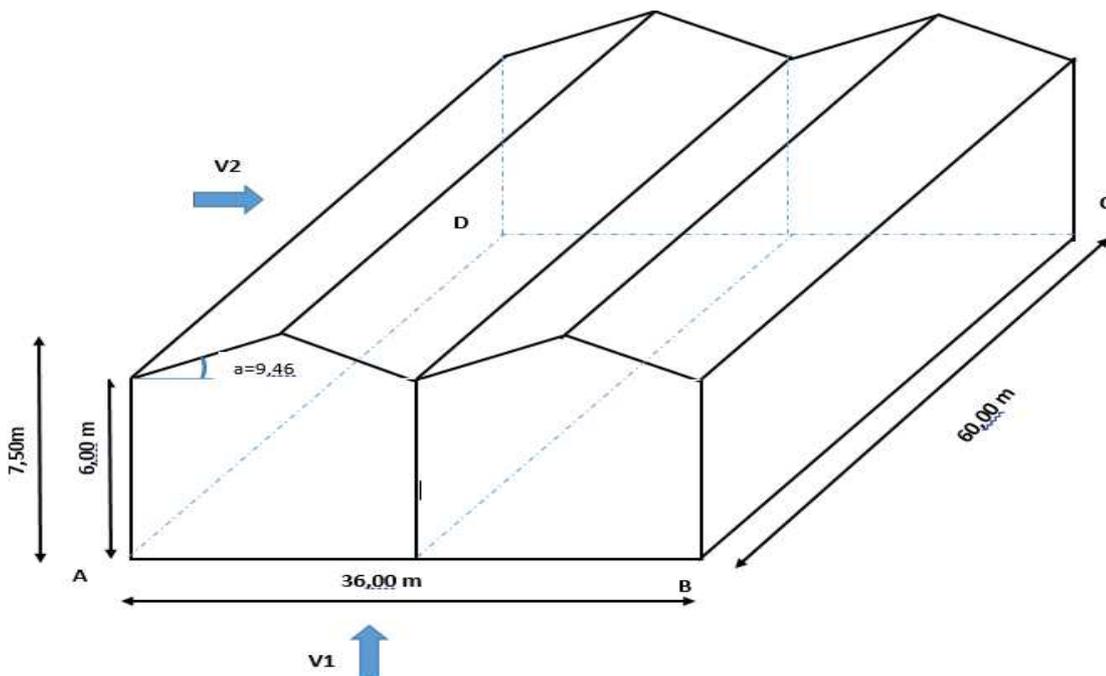


Figure 2.3 : La géométrie de la structure

### 2.4.2.2 Calcul de la pression due au vent

La pression de vent est donnée par la formule suivante :

$$q = C_d q_{dy} (Z_j) (C_{pe} - C_{pi})$$

#### a- Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

$C_d$  est donné en fonction des dimensions :

- ❖  $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- ❖  $h$  (en m) qui désigne la hauteur total de la construction.
- ❖ Le matériau de la structure.

#### Vent face au pignon

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise l'annexe A.3

$$\left. \begin{array}{l} b = 36 \text{ m} \\ h = 7.5 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow C_{dp} = 0.91$$

#### Vent face au long pan

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise l'annexe A.3

$$\left. \begin{array}{l} b = 60 \text{ m} \\ h = 7.5 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow C_{dl} = 0.88$$

Remarque : puisque le coefficient dynamique  $C_d$  est inférieur à 1, 2 dans les quatre directions du vent, la construction est « peu sensible aux excitations dynamiques »

#### b- Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}$ :

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_{dyn} = q_{ref} C_e$$

Avec :

- ❖  $q_{ref}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée en fonction de la zone du vent

Dans notre cas le projet se situe à REMCHI à côté d'oued TAFNA dans la wilaya de TLEMCEN, donc Zone I  $\longrightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

- ❖  $C_e$  : coefficient d'exposition au vent.

La structure est de hauteur totale  $H \leq 10\text{m}$ , Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître couple, on calculera donc la pression dynamique à :

- $Z = 7.5\text{m}$  Toiture.
- $Z = 3\text{m}$  Parois vertical (c'est-à-dire à mi-hauteur).

### ✚ Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$ :

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e Z = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left(1 + \frac{7 K_T}{C_r(Z)C_t(Z)}\right)$$

Avec :

- $C_t(z)$ : le coefficient de topographie.
- $C_r(z)$  : le coefficient de rugosité.
- $K_T$  : facteur de terrain.

### ✚ Détermination du Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(Z) = K_T * \ln ( Z / Z_0 ) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \\ C_r(Z) = K_T * \ln ( Z_{\min} / Z_0 ) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(7.5) = 0.19 * \ln ( 7.5 / 0.05 ) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \\ C_r(3) = 0.19 * \ln ( 4 / 0.05 ) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(7.5) = 0.952 & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \\ C_r(3) = 0.832 & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

### ✚ Détermination du coefficient de topographie

Site plat donc  $C_t(Z) = 1$

### ✚ Détermination du facteur de terrain

Catégorie de terrain II donc  $K_T = 0.19$

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_e(7.5\text{m}) = 2.172 & \text{pour la toiture} \\ C_e(3\text{m}) = 1.798 & \text{pour parois vertical} \end{array} \right.$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{dyn}}(7.5\text{m}) = q_{\text{ref}} C_e(7.5) = 375 * 2.172 = 814.5 \text{ N/m}^2. \\ q_{\text{dyn}}(3\text{m}) = q_{\text{ref}} C_e(3) = 375 * 1.798 = 674.25 \text{ N/m}^2. \end{array} \right.$

### c- Calcul des coefficients de pressions

#### ✚ Calcul des coefficients de pressions extérieures :

Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

$b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

$d$  : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$S$  : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$   $\longrightarrow$   $C_{pe} = C_{pe.10}$

**⚡ Vent sur le pignon**

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

- b= 36 m
- h= 7.5m
- d= 60m

$e = \min ( b , 2h ) = \min ( 36,15 ) \longrightarrow e = 15\text{m}$   
 $d > e$

**Parois vertical**

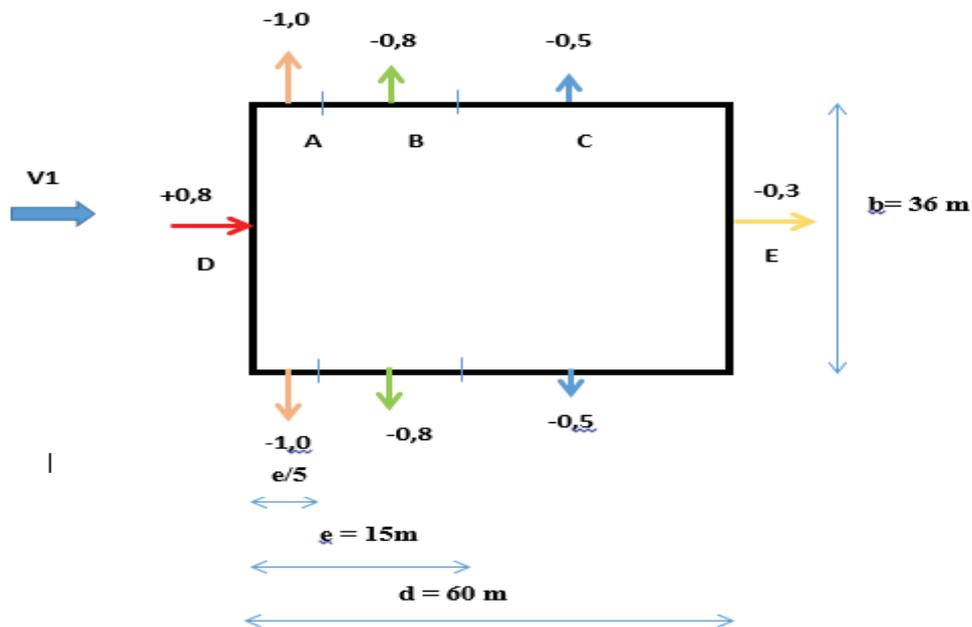


Figure 2.4 : Vent sur la paroi verticale du pignon.

**Toiture**

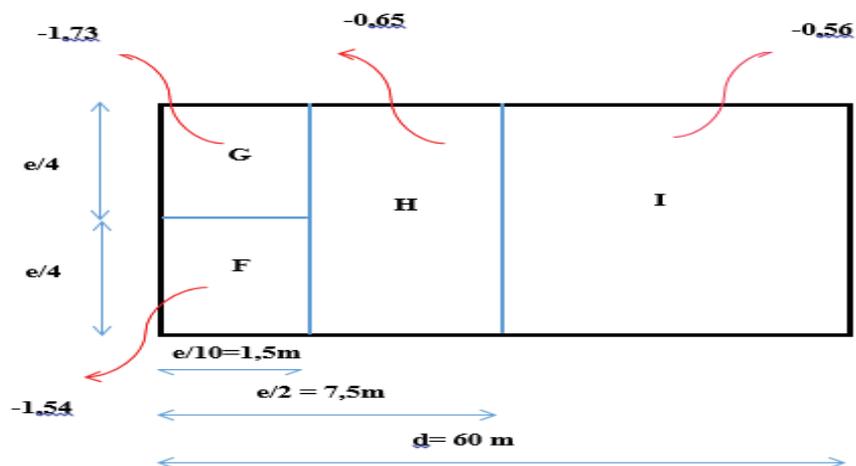


Figure 2.5 : Vent sur la toiture.

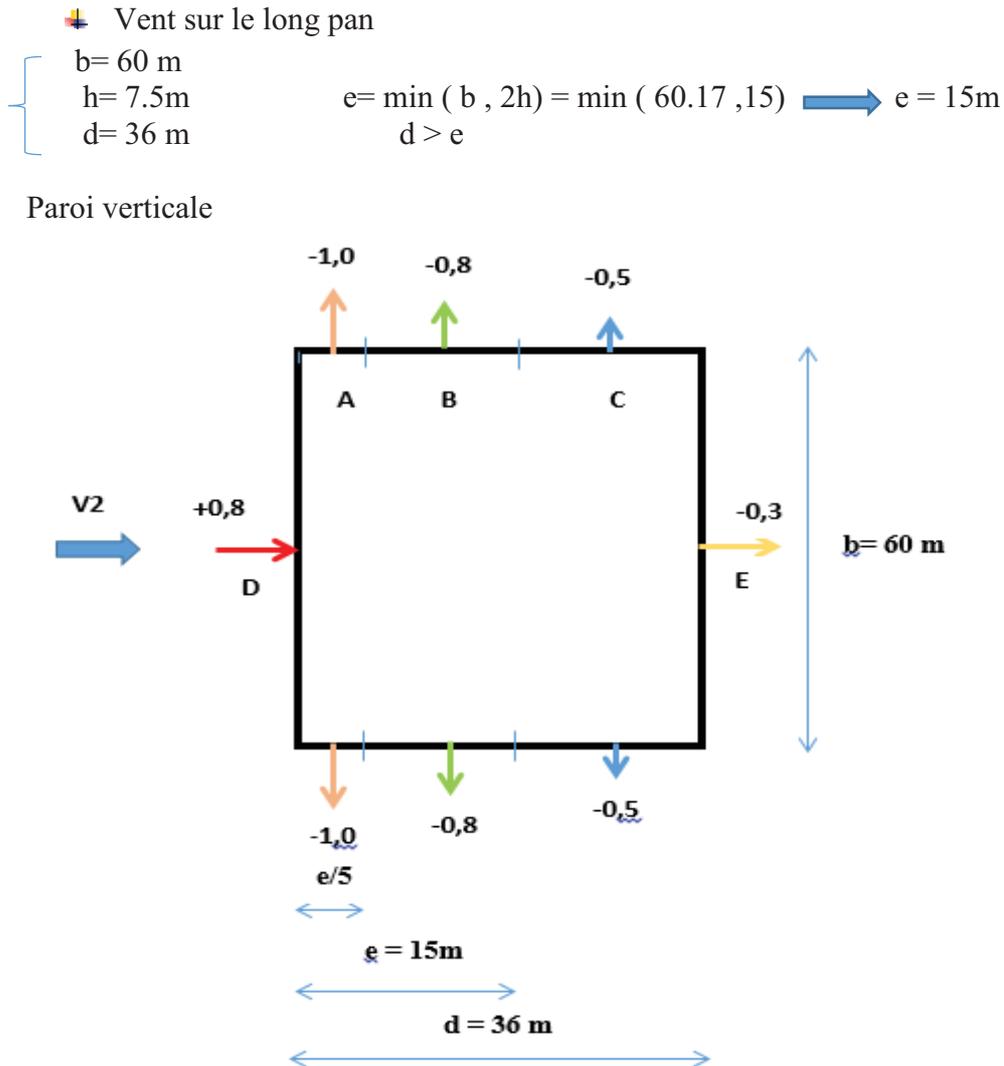


Figure 2.6 : Vent sur la paroi verticale du long pan.

Toiture

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices pour une surface supérieure à  $10 \text{ m}^2$ , on prendra :

- ❖ Toiture dont les versant ayant une pente positive (cas a d la figure 5.7) RNV99
- ❖ Les valeurs de  $C_{pe}$  d'une toiture à un versant correspondent à  $\Phi = 0^\circ$  pour le premier versant

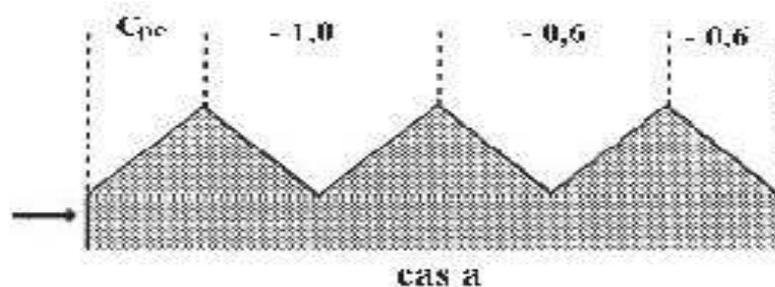


Figure 2.7 : Légende pour les toitures à versants multiples

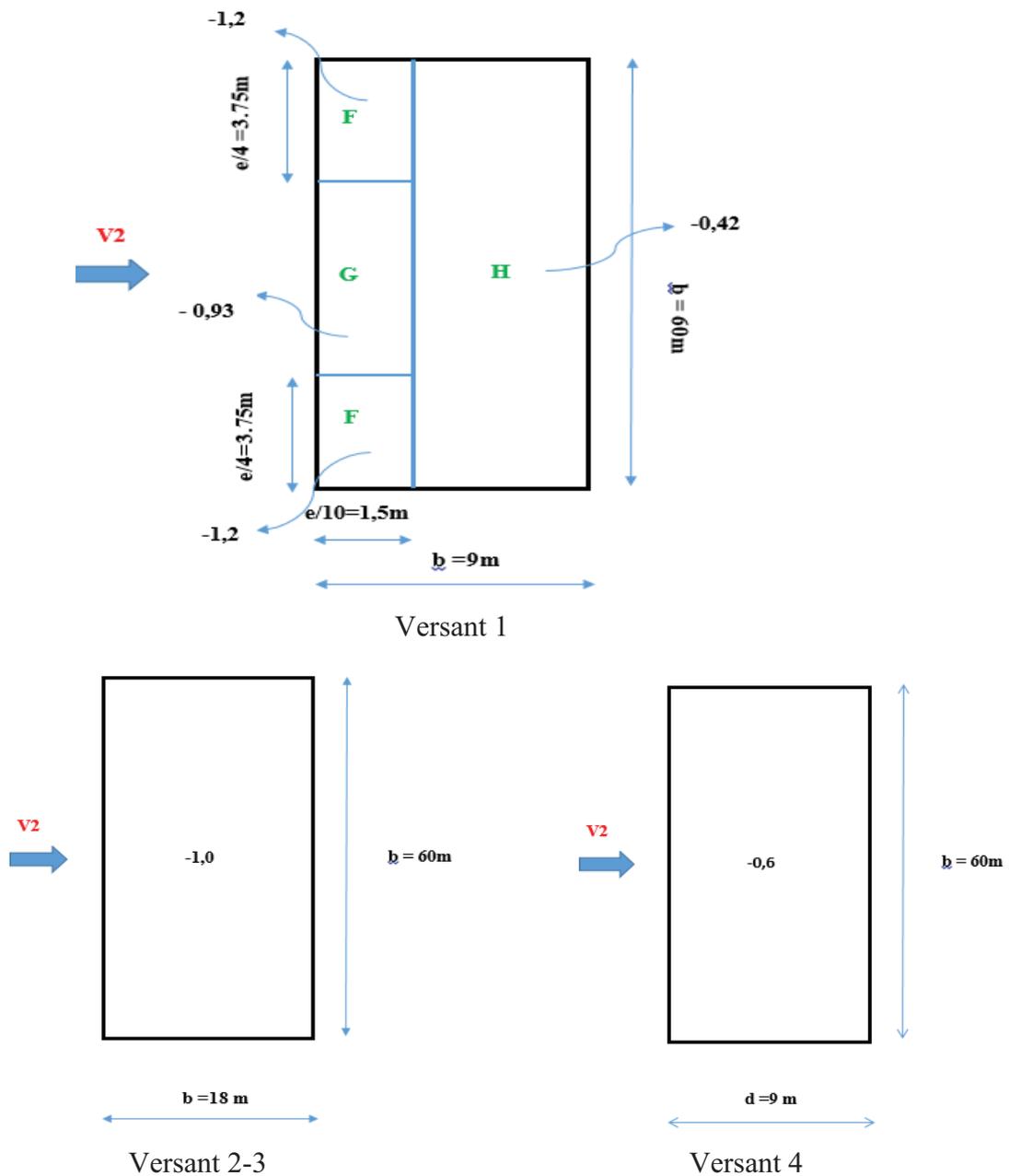


Figure 2.8 : Vent suivant les 4 versants de la toiture.

#### ✚ Calcul des coefficients de pressions intérieures :

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu = \frac{\text{La somme des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\text{La somme des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et à travers lesquelles l'air peut circuler

On considère dans chacune des faces du long-pan qu'ils y a 10 fenêtres de dimension (3m x 1m)

Dans chacune des faces AB, DC on a deux portes de dimensions (4,5m x 6m).

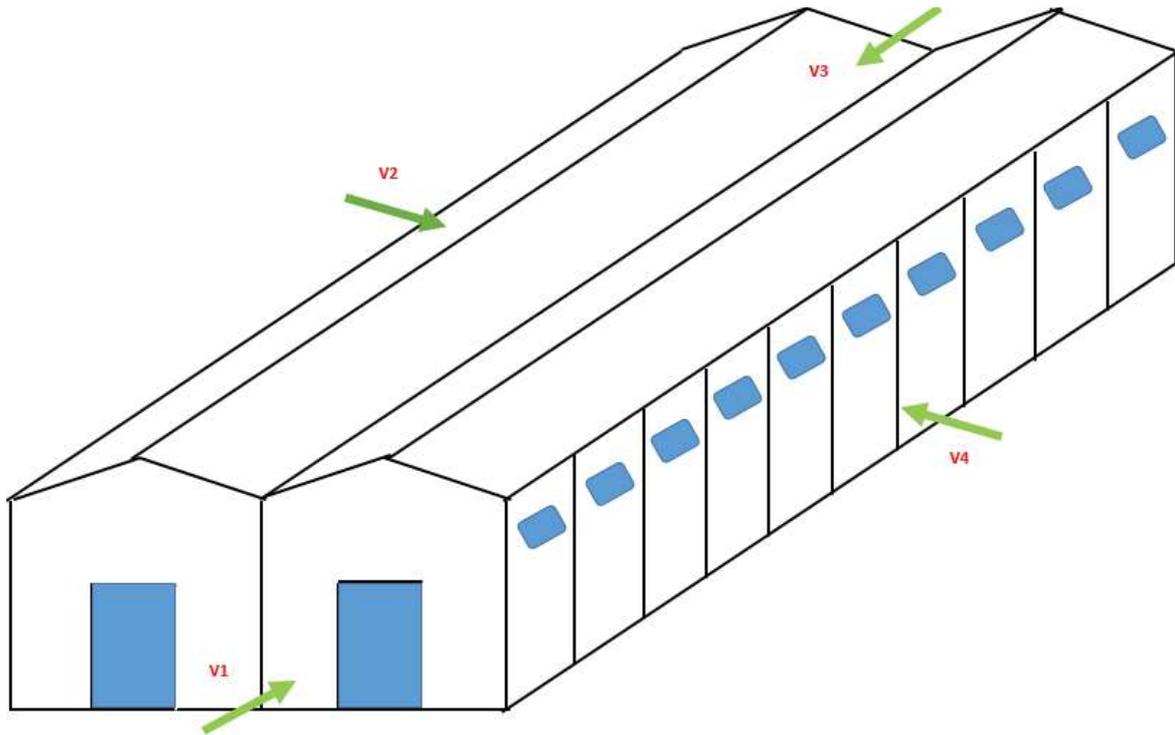


Figure 2.9 : Vent sur la structure

Face AB/CD (pignon) (Sens V1, V3)

$$\mu_p = 0,67 \quad \longrightarrow \quad C_{pi} = -0.12$$

Face AD /BC (long pan) (Sens V2, V4)

$$\mu_p = 0,82 \quad \longrightarrow \quad C_{pi} = -0.36$$

### Détermination de la valeur de la pression due au vent

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent

✚ Vent sur pignon (sens V1 [AB] et V3 [CD])

- Parois verticale

La zone	Cd	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	0.91	674.25	-1	-0.12	-0.88	-539.93
B	0.91	674.25	-0.8	-0.12	-0.68	-417.22
C	0.91	674.25	-0.5	-0.12	-0.38	-233.15
D	0.91	674.25	0.8	-0.12	0.92	564.48
E	0.91	674.25	-0.3	-0.12	-0.18	-110.44

Tableau 2.1 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V<sub>1</sub>etV<sub>3</sub>

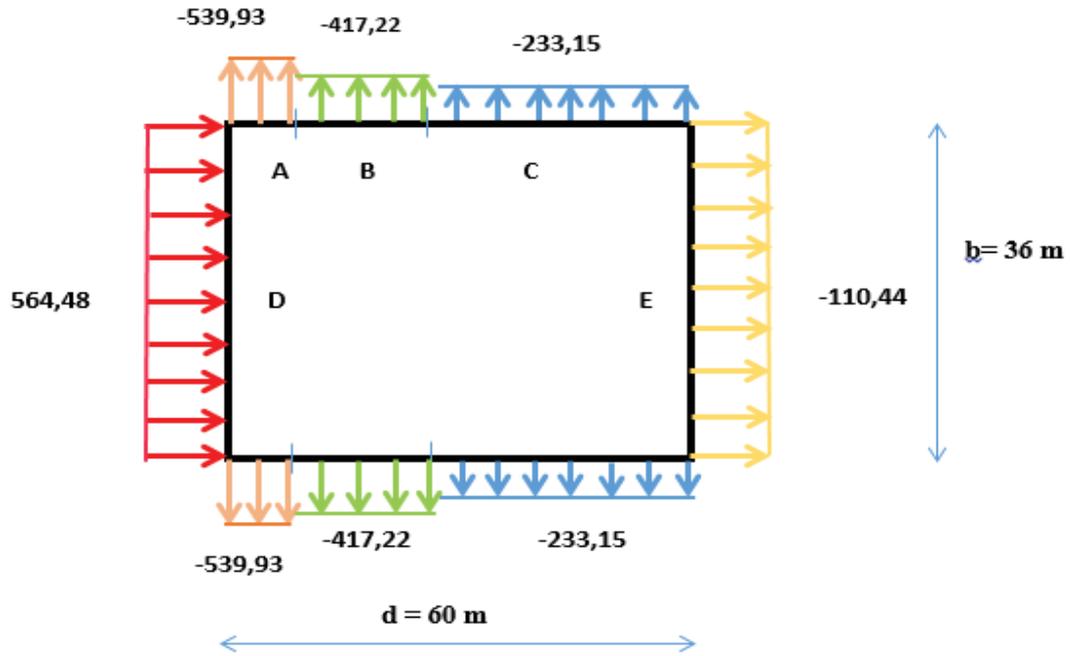


Figure 2.10 : Répartition pression du vent sur la paroi verticale direction  $V_1$  et  $V_3$

• Toiture

La zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_p$	$q_i(N/m^2)$
F	0.91	814.5	-1.54	-0.12	-1.42	-1052.49
G	0.91	814.5	-1.73	-0.12	-1.61	-1193.32
H	0.91	814.5	-0.65	-0.12	-0.53	-392.83
I	0.91	814.5	-0.56	-0.12	-0.44	-326.12

Tableau 2.2 : Pression du vent sur la toiture direction  $V_1$  et  $V_3$

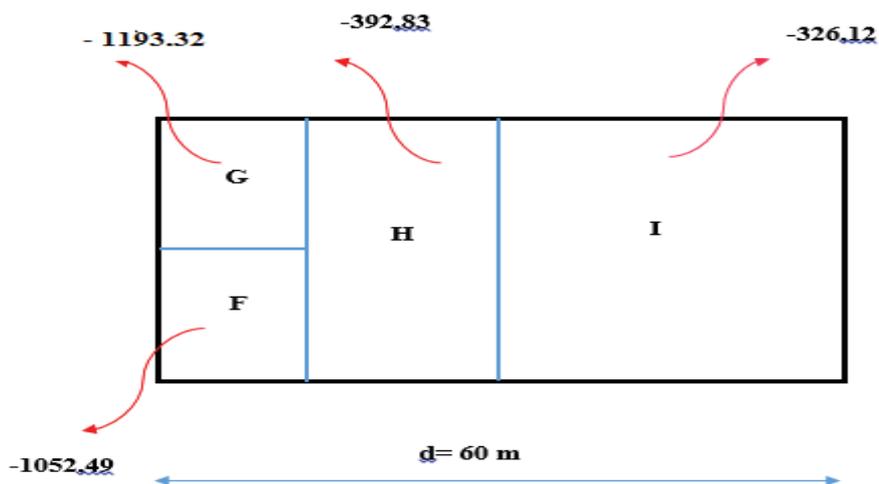


Figure 2.11 : Répartition de pression du vent sur la toiture  $V_1$  et  $V_3$

✚ Vent sur long pan (sens V4 [AD] , sens V2 [BC] )

- Parois vertical

La zone	Cd	q <sub>dyn</sub>	Cpe	Cpi	Cp	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	0.88	674.25	-1	-0.36	-0.64	-379.73
B	0.88	674.25	-0.8	-0.36	-0.44	-261.06
C	0.88	674.25	-0.5	-0.36	-0.14	-83.06
D	0.88	674.25	0.8	-0.36	1.16	688.27
E	0.88	674.25	-0.3	-0.36	0.06	35.60

Tableau 2.3 : Pression du vent sur la paroi verticale direction V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub>

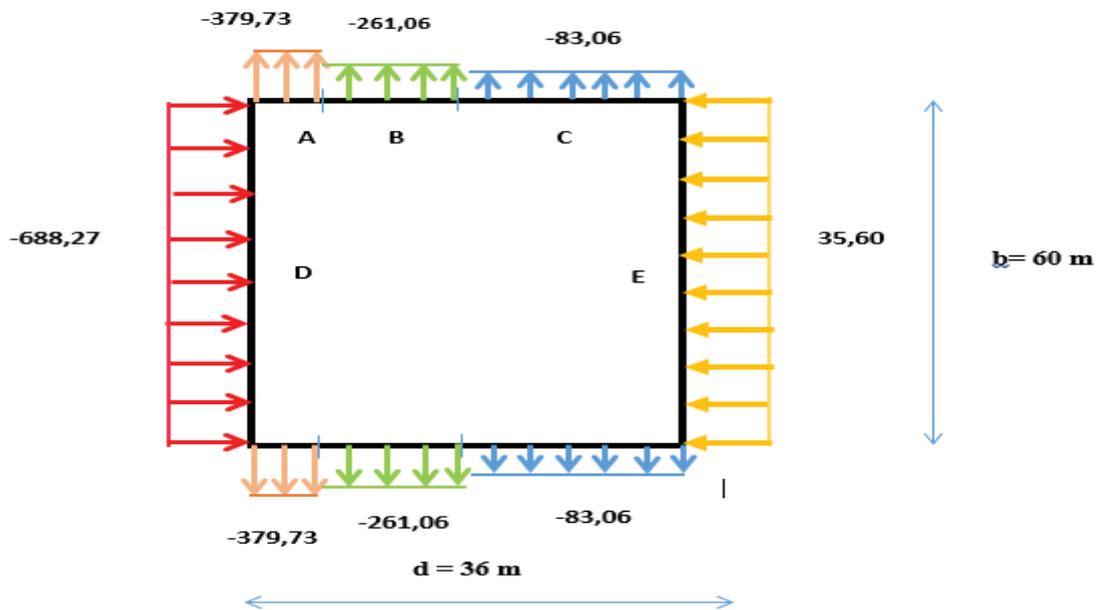


Figure 2.12 : Répartition de la pression de vent sur la paroi verticale direction V<sub>2</sub> et V<sub>4</sub>

- Toiture

Versant 1

La zone	Cd	q <sub>dyn</sub>	Cpe	Cpi	Cp	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
F	0.88	814.5	-1.2	-0.36	-0.84	-602.07
G	0.88	814.5	-0.93	-0.36	-0.57	-408.55
H	0.88	814.5	-0.42	-0.36	-0.06	-43.00

Versant 2.3

La zone	Cd	q <sub>dyn</sub>	Cpe	Cpi	Cp	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
I	0.88	814.5	-1.0	-0.36	-0.64	-458.72

Versant 4

La zone	Cd	q <sub>dyn</sub>	Cpe	Cpi	Cp	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
J	0.88	814.5	-0.6	-0.36	-0.24	-172.02

Tableau 2.4 : Pressions du vent sur les 4 versants de la toiture.

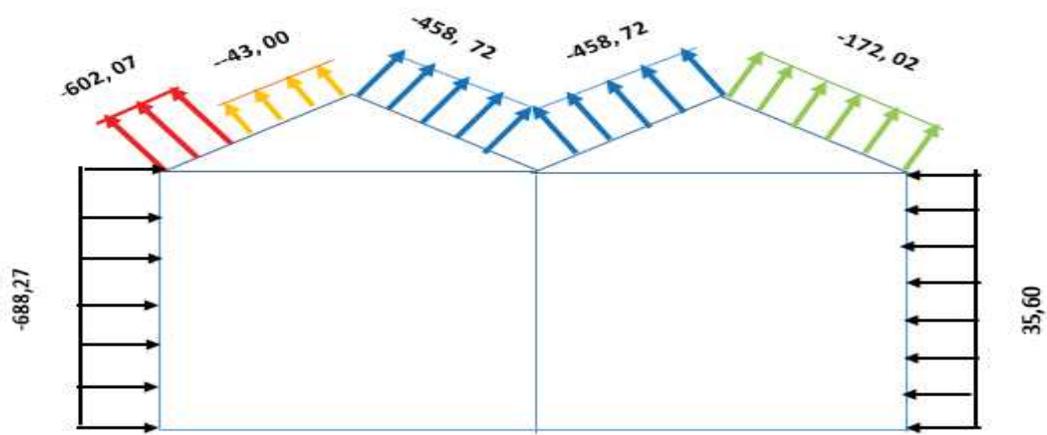


Figure 2.13 : Répartition du vent sur les 4 versants de la toiture en [N/m<sup>2</sup>].

## ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

## 3.1 CALCUL DES CHENEAUX

## 3.1.1 Introduction

Les chéneaux et les conduites d'eau (ou tuyaux de descente) sont des éléments partie importantes qui assurent le rôle d'évacuation des eaux pluviales.

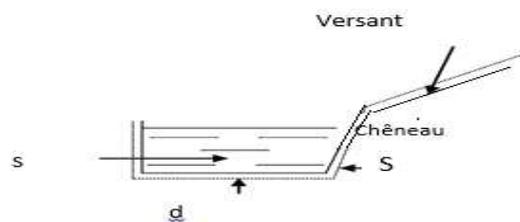


Figure 3.1 : Coupe transversal d'un chéneau

## 3.1.2 Dimensionnement des chéneaux :

La forme des chéneaux est trapézoïdale. On détermine la section du chéneau par la formule suivant

$$\frac{s}{s} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm<sup>2</sup>
- S : surface couverte du chéneau en m<sup>2</sup>
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- p : pente du chéneau en mm/m

## 3.1.2.1 Chéneau de rive :

## a. Calcul la surface

La pente des chéneaux à exécuter est  $p=2$  mm/m (2‰)

S : la surface en plan des combles desservis en m<sup>2</sup>

$$S = 9,12 \times 60,17 = 548,75 \text{ m}^2$$

On tire la section nécessaire des chéneaux à partir de [l'abaque P261 calcul pratique des structures métallique].

Suivant les abaques  $s = 580$  cm<sup>2</sup> (voir Annexe B.1).

## b. Calcul du diamètre des descentes des eaux pluviales :

Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein

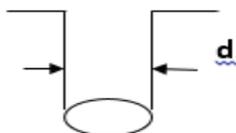


Figure.3.2 Moignon cylindrique

à partir de l'abaque page 262[l'abaque P261 calcul pratique des structures métallique] → Voir (Annexe B.2). On tire le diamètre minimal du tuyau de descente d'eau :  $d = 28,5 \text{ cm}$

### 3.1.2.2 Chéneau intermédiaire :

$$p = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = 548,75 \times 2 = 1097,5 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques  $\begin{cases} s = 890 \text{ cm}^2 \text{ (voir Annexe B.1)} \\ d = 30 \text{ cm} \text{ (voir Annexe B.2)} \end{cases}$

## 3.2 CARACTERISTIQUE DE COUVERTURE

La couverture est en panneaux Sandwich de type TL75 G

- Poids propre (TL75 G)  $P = 17.90 \text{ kg/m}^2$
- Nuance d'acier FeE360
- Limite de rupture  $f_u = 360 \text{ MPa}$ .
- Limite d'élasticité  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .
- Flèche admissible  $f_{\max} = l/200$ .
- module de résistance  $\omega = 5.17 \text{ cm}^3/\text{ml}$

## 3.3 CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le "CCM97".

### 3.3.1 Charges à prendre en considération :

- Charges permanentes (poids propre du panneau sandwich TL75G) :  
 $G = 0,179 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'entretien :  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Action de la neige :  $(S = 0.196 \cos 9.46) = 0,19 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent :  $w = -1,19 \text{ kN/m}^2$

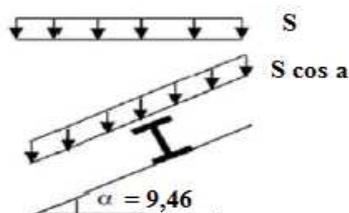


Figure 3.3 Cas de l'effet de neige

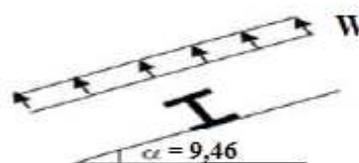


Figure.3.4 Cas de l'effet de vent

### 3.3.2 Espacement entre pannes :

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 6 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,7m.

#### a- Combinaison des charges et actions :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,179 \times 1,7) + (1,5 \times 1 \times 1,7) = 2,96 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,179 \times 1,7) + (1,5 \times 1,7 \times 0,19) = 0,89 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 w = (1,35 \times 0,179 \times 1,7) + (1,5 \times 1,7 \times (-1,19)) = -2,69 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 2,96 \text{ kN/ml}$$

#### b- Vérification de l'espacement :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y \Rightarrow M_{max} \leq f_y \times W$$

$$0,117 q l^2 \leq f_y \times W$$

$$l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^8 \times 5,17}{0,117 \times 2,96}}$$

$$l \leq 2,06 \text{ m}$$

Puisque on a 6 appuis, on a 5 espacements donc pour avoir une symétrie on doit prendre  $l = 1,7 \text{ m}$

### 3.3.3 Dimensionnement des pannes :

- $G = 0,179 \times 1,7 = 0,304 \text{ kN/m}$
- $Q = 1 \times 1,7 = 1,7 \text{ kN/m}$
- $S = 0,19 \times 1,7 = 0,323 \text{ kN/m}$
- $w = -1,19 \times 1,7 = -2,023 \text{ kN/m}$

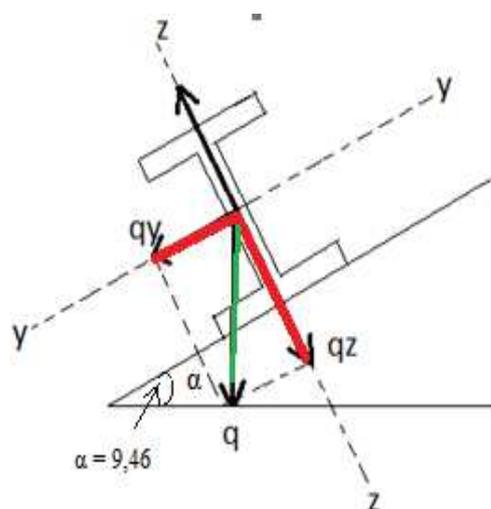


Figure 3.5 : Composition des charges sur la panne

#### a- Combinaison des charges :

À L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 1,35G + 1,5Q_{ent} = (1,35 \times 0,304) + (1,5 \times 1,7) = 2,96 \text{ kN/m} \\ q_2 = 1,35G + 1,5 S = (1,35 \times 0,304) + (1,7 \times 0,285) = 0,89 \text{ kN/m} \\ q_3 = 1,35G + 1,5w = (1,35 \times 0,304) + (1,7 \times (-1,785)) = -2,69 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

$$q = \text{Max} (q_1, q_2, q_3) = 2,96 \text{ kN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_y = q \sin \alpha = 2,96 \sin (9,46^\circ) = 0,48 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cos \alpha = 2,96 \cos (9,46^\circ) = 2,91 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

À l'ELS:

$$\begin{cases} q_{s1} = G+Q = 0.304+1.7 = 2 \text{ kN/m} \\ q_{s2} = G+S = 0.304+0.323 = 0.6 \text{ kN/m} \\ q_{s3} = G+w = 0.304 - 2.023 = -1.71 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$q = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} q_{sy} = q \sin \alpha = 2 \sin(9.46^\circ) = 0.32 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \cos \alpha = 2 \cos(9.46^\circ) = 1.97 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### b- Calcul des moments sollicitant à l'ELU:

Plan (y-y) :

$$M_{zsd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 0.48 \frac{3^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 0.54 \text{ kN.m}$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{zsd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

$$W_{plz} \geq 2.52 \text{ cm}^3$$

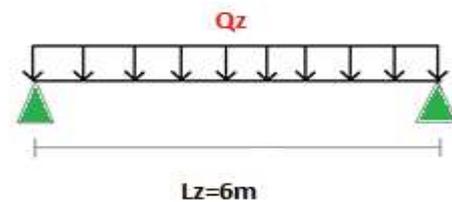


Figure 3.6 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y

Plan (z-z) :

$$M_{ysd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 2.91 \frac{6^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 13.09 \text{ kN.m}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq 58.90 \text{ cm}^3$$

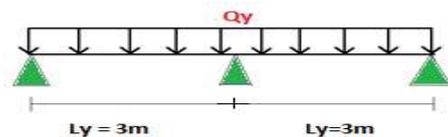


Figure 3.7 : Répartition de charge suivant l'axe z-z.

### 3.3.4 Condition de flèche à l'ELS :

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5xq_{sy}xLy^4}{384xExIz}$$

$$\delta_{\max} = \frac{Ly}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max}$$



$$I_z \geq \frac{5xq_{sy}xLy^4}{384xEx\delta_{\max}}$$

$$I_z \geq 10.71 \text{ cm}^4$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5q_s z x L z^4}{384 x E x I_y}$$

$$\left\{ \delta_{\max} = \frac{L z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \right.$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \rightarrow \quad I_y \geq 0,415 \frac{5xq_s z x L z^4}{384 x E x \delta_{\max}} \quad I_y \geq 218,98 \text{ cm}^4$$

### a. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 120 présentant les caractéristiques suivantes :

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm <sup>2</sup>	h mm	B mm	t <sub>f</sub> Mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>
IPE 120	13.2	120	64	6,3	4,4	318	27,7	60,7	13,6

Tableau 3.1 : Caractéristiques de profile IPE120

### 3.3.5 Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = G + Q = [0,179 \times 1.7 + 0.104] + (1,7 \times 1) = 2.10 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = G + S = [0,179 \times 1.7 + 0.104] + (1,7 \times 0.19) = 0.73 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = G + w = [0,179 \times 1.7 + 0.104] - (1,7 \times 1.19) = -1.61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 2.10 \text{ kN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_y = q \sin \alpha = 2,10 \sin(9,46^\circ) = 0.34 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cos \alpha = 2,10 \cos(9,46^\circ) = 2.07 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_y \cdot L_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 0.35 \cdot 300^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 44,92}$$

$$\delta = 0.66 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Plan (z-z) :

$$\delta = 0.415 * \frac{5 \cdot q_z \cdot L_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{0.415 \cdot 5 \cdot 2.10 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 541,2}$$

$$\delta = 2,17 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

### 3.3.6 Classe du profilé :

#### a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} < 72 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; d = 93,4 \text{ mm} ; t_w = 4,4 \text{ mm}$$

$$\frac{93,4}{4,4} < 72 \quad \longrightarrow \quad \text{l'âme est de classe I}$$

#### b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} < 10 \varepsilon \quad \text{avec } c = 32 \text{ cm} ; t_f = 6,3 \text{ cm}$$

$$\frac{32}{6,3} < 10 \quad \longrightarrow \quad \text{la semelle est de classe I}$$

### 3.3.7 Vérification des contraintes :

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$M_{ny,rd} = M_{ply,rd} = W_{plz} \frac{1-n}{\gamma_{m01-0.5a}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{avec } N_{sd} = 0 \quad \text{donc } n = 0 \\ a = \frac{A - (2b \cdot t_f)}{A} = \frac{13,2 - (2 \cdot 6,4 \cdot 0,63)}{13,2} = 0,38 \end{cases}$$

$$n < a \quad \longleftrightarrow \quad M_{bz,rd} = M_{plz,rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

on remplace (1) et (2) dans la 1ère équation :

$$\left( \frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0} (1 - 0,5a)}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$q_1 = 1,35G + 1,7Q = 1,35 [(0,179 \times 1,7) + 0,104] + 1,5 \times 1,7 = 3,10 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,7S = 1,35 [(0,179 \times 1,7) + 0,104] + 1,5 \times 0,19 \times 1,7 = 1,03 \text{ kN/ml}$$

$$q_1 = 1,35G + 1,7W = 1,35 [(0,179 \times 1,7) + 0,104] + 1,5 \times (-0,19) \times 1,7 = -2,48 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \max} = 3,10 \text{ kN/ml.}$$

$$\begin{cases} q_{uy} = q_u \sin \alpha = 3.05 \sin (9,46^\circ) = 0.5 \text{ kN/ml} \\ q_{uz} = q_u \cos \alpha = 3.05 \cos (9,46^\circ) = 3.05 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{y,ed} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 3.05 \times \frac{6^2}{8} = 13.72 \text{ kN.m} \\ M_{z,ed} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 0,50 \times \frac{3^2}{8} = 0,56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

AN :

$$\left( \frac{13.72 \cdot 10^2 \cdot 1,1(1-0,5 \cdot 0,38)}{60,7 \cdot 23,5} \right)^2 + \left( \frac{0,56 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{13,6 \cdot 23,5} \right)^2 = 0,90 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en IPE120 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

### 3.3.8 Résistance au voilement par cisaillement :

Si  $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$  : ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{120-2(6,3)}{4,4} = 24,40 \leq 69$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

### 3.3.10 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

Pour la stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme il faut vérifier le rapport (d/tw) qui donnée par la formule suivant :

$$\frac{d}{t_w} \leq K * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Avec :

- $A_w$ : Aire de l'âme  $A_w = t_w(h - 2t_f) = 472,56 \text{ mm}^2$
- $A_{f_c}$ : Aire de la semelle comprimée  $A_{f_c} = b \cdot t_f = 64 \times 6,3 = 403,2 \text{ mm}^2$
- $f_{yt}$ : Limite d'élasticité de la semelle comprimée
- $K$ : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{472,56}{403,2}} = 290,22 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{120-2(6,3)}{4,4} = 24,40 \leq 290,22 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Condition vérifié

### Conclusion :

La section en IPE120 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

**3.4 CALCUL DES LIERNES :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.



Figure.3.8 : Coupe transversale des liernes.

**3.4.1 Dimensionnements des liernes des pannes :**

Dans le plan (y-y) ont considéré les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est :

$$R = 1,25 * q_y * l_y$$

Avec  $q = 1.35 G + 1.5 Q$

$$q = 1.35 (0.179 * 1.7 + 0.104) + 1.5 * 1.7 = 3.10 \text{ KN/m}$$

$$D'où: q_y = q \sin (9.46) = 3.10 \sin (9.46) = 0.51 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } R = 1.25 * 0.51 * 3$$

$$R = 1.91 \text{ KN}$$

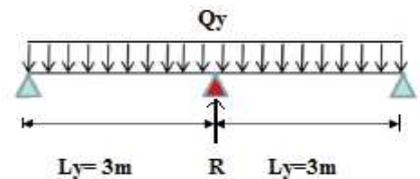


Figure.3.9 : Cas de l'effet de lierne.

On à 6 pannes par versant donc les efforts dans les tronçons de liernes de L<sub>1</sub> à L<sub>5</sub> sont les suivant :

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub> prévenante la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.91}{2} = 0.955 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>2</sub>

$$T_2 = R + T_1 = 1.91 + 0.955 = 2.865 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>3</sub>

$$T_3 = R + T_2 = 1.91 + 2.865 = 4.775 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>4</sub>

$$T_4 = R + T_3 = 1.91 + 4.775 = 6.685 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>5</sub>

$$- 2T_5 \cos \theta = T_4 \Rightarrow T_5 = \text{KN}$$

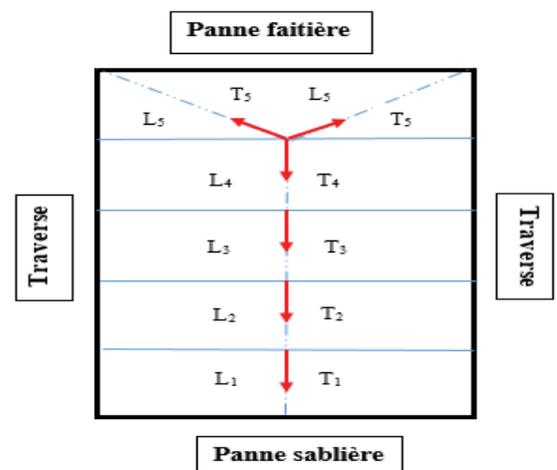


Figure3.10 : Position des liernes

### 3.4.1 Dimensionnement des liernes :

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivant :

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

Avec :

➤  $N_{sd}$  : Effort normal sollicitant :

Avec  $N_{sd} = T_{max} = 6.685KN$

➤  $N_{pl.Rd}$  : Effort normal résistant

$$N_{pl.Rd} = A_s \times \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq A_s \times \left( \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{6.685 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = 31.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\pi \times \varphi_{min}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{min}^2 = \frac{4 \cdot A_{s_{min}}}{\pi} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varphi_{min} = 0,63 \text{ cm}$$

Comme conclusion : on choisira des liernes de pannes de diamètre  $\varphi_8$

### 3.5 Calcul de l'échantignole :

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

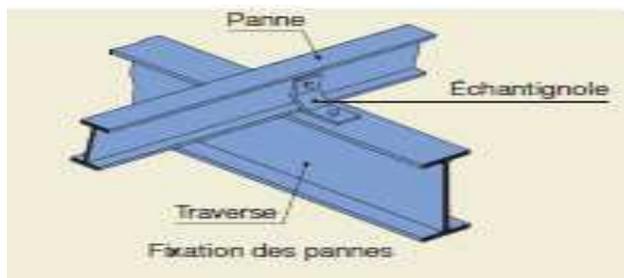


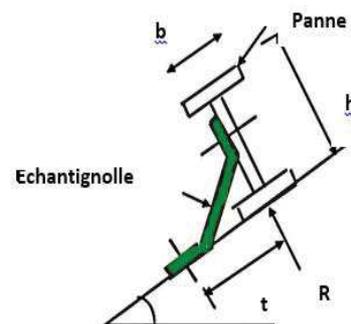
Figure.3.11 : Fixation des pannes.

#### 3.5.1 Dimensionnement de l'échantignole :

##### 3.5.1.1 L'excentrement « t » :

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

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



Pour un IPE120 :

$$\begin{cases} b_f = 64 \text{ mm} \\ h = 120 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow 64 \text{ mm} \leq t \leq 96 \text{ mm}$$

Donc on prend:  $t = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$ .

### 3.5.1.2 Calcul des charges du renversement a l'échantignole

$$\begin{aligned} Q_{z.sd} &= G \cos \alpha - 1,5 w. \\ &= [(0.179 \cdot 1.7 + 0.104) \cos 9.46] - 1.5 \cdot 1.19 \\ Q_{z.sd} &= -1.38 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{y.sd} &= 1.35 G \sin \alpha. \\ &= 1.35 [(0.179 \cdot 1.7) + 0.104] \sin 9.46 \\ Q_{y.sd} &= 0.091 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

-Echantignolle de rive

$$\begin{aligned} R_z &= Q_{z.sd} \cdot L/2 = -1.38 \cdot 6/2 = -4.14 \text{ kN}. \\ R_y &= Q_{y.sd} \cdot L/2 = 0.091 \cdot 6/2 = 0.273 \text{ kN}. \end{aligned}$$

-Echantignolle d'intermédiaire

$$\begin{aligned} R_z &= 2 R_z = -8.28 \text{ kN}. \\ R_y &= 2 R_y = 0.546 \text{ kN}. \end{aligned}$$

### 3.5.1.3 Calcul de moment de renversement

$M_r$  : sera déterminé par rapport à la section d'encastrement :

$$\begin{aligned} M_r &= R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} \\ M_r &= (-8.28 \cdot 0.08) + (0.546 \cdot 0.06) = -0.629 \text{ kN.m}. \end{aligned}$$

### 3.5.1.4 Dimensionnement de l'échantignole à la flexion simple

$$\begin{aligned} M_{sd} &< M_{el, rd} \\ \text{brut} \\ M_{el, Rd} &= \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} M_{sd} < M_{el, rd} \\ \text{brut} \\ M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \end{aligned}} \right\} M_{sd} = M_R < \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ . Moment de résistance élastique de la section}$$

### 3.5.1.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignole « e »

L'épaisseur de l'échantignole 'e' sera déterminée de telle façon qu'elle puisse résister au moment de renversement

$$W_{el} \geq \frac{M_{r*} \gamma M_0}{f_y} = \frac{0.629 * 1.1}{235 \cdot 10^3}$$

$$W_{el} \geq 2,94 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3.$$

-Module de résistance de l'échantignolle :

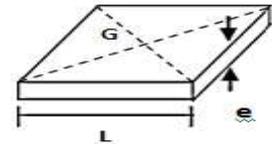
$$W_{el} = \frac{I}{V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{L \cdot e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow W_{el} = \frac{L \cdot e^2}{6}$$

$$W_{el} = \frac{b \cdot e^2}{6} \geq 2,94 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow e_{\min} = \sqrt{\frac{6 * W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 * 2,94}{16}}$$

$$\Rightarrow e_{\min} = 1.05 \text{ cm} = 10,5 \text{ mm}$$



On prend un échantignolle d'épaisseur  $e = 12 \text{ mm}$

### 3.5.2 Boulon d'attache :

Il est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement .Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivant :

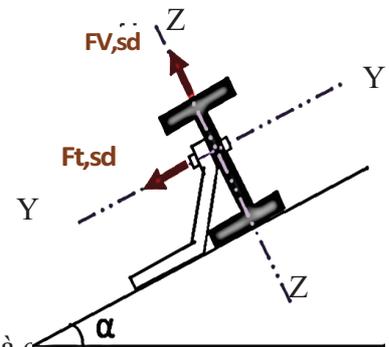
$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement
- $F_{t,sd}$  : Effort de traction

$F_{v,sd}$  et  $F_{t,sd}$  représentent  $R_y$  et  $R_z$  respectivement qui sont déjà calculés

- $F_{v,Rd}$  : Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- $F_{t,Rd}$  : Résistance de calcul à la traction par boulon



Prenons un boulon ordinaire de classe 4.6 de caractéristiques suivantes :

- 
- $\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1,25 & \text{boulon sollicité en cisaillement} \\ 1,5 & \text{boulon sollicité en traction} \end{cases}$

$F_{v,Rd}$  et  $F_{t,Rd}$  sont données en fonction de l'aire de la section résistance «  $A_s$  » du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,4 \times A_s}{1,25} = 0,16 \cdot A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,4 \times A_s}{1,5} = 0,24 \cdot A_s$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{8,28}{0,16 \cdot A_s} + \frac{0,546}{0,33 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{53,40}{A_s} \leq 1 \Rightarrow A_{smin} = 53,40 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\varnothing 12$  d'une section résistante  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$  Pour la précision, le règlementent CCM97 impose d'autre vérification qui sont :

✓ 1<sup>ère</sup> vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{8,28}{0,16 \cdot A_s} \leq 1 \Rightarrow \frac{8,28}{0,16 \cdot 84,3} = 0,61 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ 2<sup>ème</sup> vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Avec : } F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

- $F_{b,Rd}$ : Résistance à la pression diamétrale
- $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{400}{360}, 1\right) = 1$
- $d$ : diamètre du boulon (M12)
- $t$ : épaisseur de l'échantignole  $t=12 \text{ mm}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 240 \times 10^3 \times 0,012 \times 0,012}{1,25} = 69,12 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{8,28}{69,12} = 0,2 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ 3<sup>ème</sup> vérification :

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{Mo}} \quad [\text{CCM97}]$$

- $B_{p,Rd}$ : Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.
- $t_p$ : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou  
 $t_p = t_w (\text{IPE120}) = 4,4 \text{ mm}$
- $d_m$ : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 4,4 \times 10^{-3} \times 240 \times 10^3}{1,25} = 19,09 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,546}{19,09} = 0,02 < 1$$

Conclusion : Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre Ø12.

### 3.5.3 Cordon de soudure :

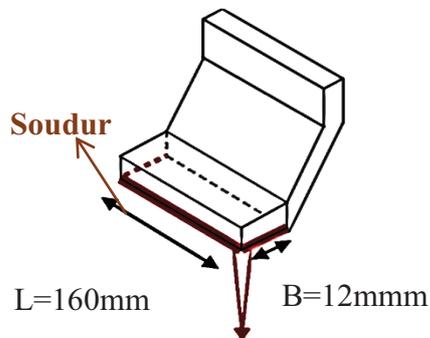


Figure.3.12 : Echantignole

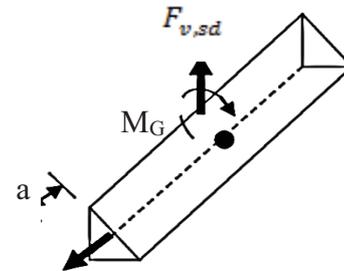


Figure.3.13 : Cordon de soudure

✓ Vérification de la soudure :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{M_w}}$$

Pour  $t_{\max} \leq 17\text{mm} \Rightarrow a_{\min} = 4\text{mm}$ .

$$\sigma = \frac{F_{v,sd}}{2x(b+l)xa} = \frac{8,28 \times 10^3}{2x(12+160)x4} = 6,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{t,sd}}{2x(bxa)} = \frac{546}{2x(12x4)} = 5,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{M_G}{b \cdot (2 \times l) \times a}$$

Avec :

$$\Rightarrow M_G = F_{v,sd}(b + c) + F_{t,sd} \frac{h}{2} = 8280 \cdot (12 + 6) + 546 = 1,49 \cdot 10^5 \text{ N.mm}$$

D'où :

$$\tau = \frac{1,49 \times 10^5}{12x(2x160)x4} = 9,7 \text{ N/mm}^2$$

Avec :

- $F_y = 360 \text{ N/mm}^2$
- $B_w = 0,8$
- $\gamma_{M_w} = 1,25$

A.N:

$$\sqrt{6,01^2 + 3(5,68^2 + 9,7^2)} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25}$$

$$\Rightarrow 20.37\text{N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2$$

Conclusion : le cordon de soudure d'épaisseur 4 mm est suffisant.

### 3.6 LES LISSES DE BARDAGE

#### 3.6.1 Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ( IPE, UAP , UPN) ou de profils minces piles . Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires .l'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

#### 3.6.2 Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

##### 3.6.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

- charge permanentes (G)  
Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.
- Surcharge climatiques  
Surcharge du vent ( $w=F_z$ )

##### 3.6.2.2 Vérification de la lisse de long pan

- Charges permanentes :  
Bardage :  $13.38 \text{ kg/m}^2$   
Accessoires de poses :  $5 \text{ kg/m}^2$   
Poids propre de la lisse estimé :  $10.5 \text{ kg/ml}$   
 $G = (13.38+5) * 1,5 + 10.5 = 38.07 \text{ kg/ml} = 0.38 \text{ KN/m}$

Remarque: la distance entre les lisses est de 1,5m

- Surcharges climatique du vent :  
 $F_z = w = 0.688 * 1,5 = 1,032 \text{ kN/ml}$ .

### 3.6.3 Calcul des moments à L'ELU :

Plan (y-y) : (poutre sur trois appuis)

✓ Moment sollicitant  $M_{sd}$  :

$$M_{sd,z} = Q_{y, sd} \frac{l_y^2}{8}$$

$$= 1,35 \times 0,38 \times \frac{3^2}{8}$$

$$M_{sd,z} = 0,57 \text{KN.m}$$

✓ Module de résistance :

$$M_{y, sd} \leq M_{y, cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{z, sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$= \frac{0,57 \times 1,1 \times 10^8}{235}$$

$$W_{ply} = 2,66 \text{cm}^3$$

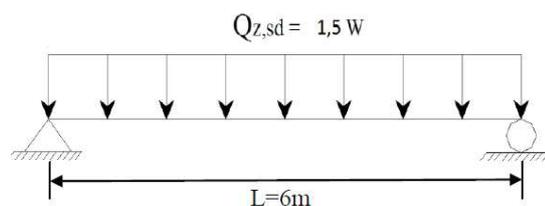


Figure.3.14 : répartition de charge suivant plan (y-y).

### 3.6.4 Condition de flèche à L'ELS pour le plan (y-y):

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_z}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times f_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,38 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 17,17 \text{cm}^4$$

Plan (z-z) : (poutre appuis sur deux appuis)

✓ Moment sollicitant  $M_{sd}$  :

$$M_{sd,y} = Q_{z, sd} \frac{l_z^2}{8}$$

$$= 1,5 \times 1,03 \times \frac{6^2}{8}$$

$$M_{sd,y} = 6,96 \text{KN.m}$$

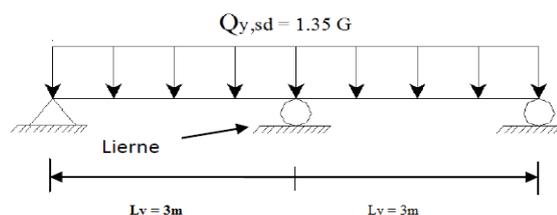


Figure 3.15 : Répartition de la charge suivant le plan (z-z).

✓ Module de résistance :

$$M_{z, sd} \leq M_{z, cRd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{y, sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$= \frac{6,96 \times 1,1 \times 10^8}{235}$$

$$W_{plz} = 32,60 \text{cm}^3$$

### 3.6.5 Condition de flèche à L'ELS pour le plan ( z-z ) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,03 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 276,42 \text{ cm}^4$$

### 3.6.6 Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **UPN120**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m		A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl y cm <sup>3</sup>
UPN 120	13.4	17.0	120	55	9	7	82	364	43.2	72.6	21.2

Tableau.3.2 : Caractéristiques du profilé UPN 120.

### 3.6.7 Vérification de la flèche d'UPN120 avec le poids inclus:

L'ELS :

- ✓ Charge horizontale  $F_z$  :  
 $Q_z = W_{\max} \times \text{esp} = 0,688 \times 1,5 = 1,032 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge verticale  $F_y$  :  
 $Q_y = (13,38 + 5) \times 10^{-2} \times 1,5 + 0,134 = 0,4097 \text{ KN/m}$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times Q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,4097 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 43,2} = 0,47 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,47 \text{ m} \\ \delta_{\max} = 1,50 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times Q_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,032 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 364} = 2,27 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,27 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 3,00 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Le profilé UPN120 convient comme lisse de bardage.

### 3.6.8 Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

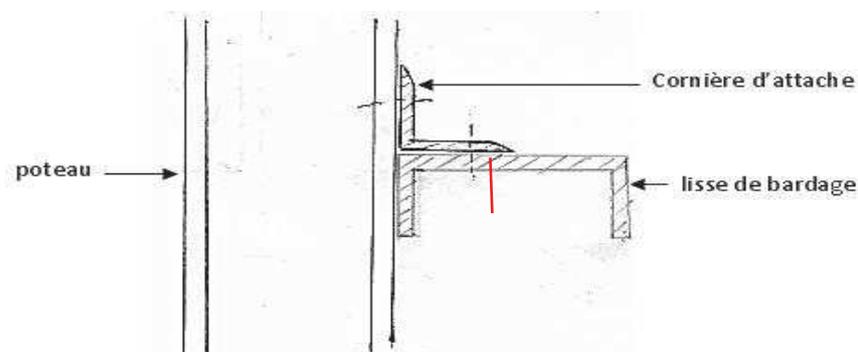


Figure 3.16 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache

#### 3.6.8.1 Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache soumis à un effort de combiné de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanente

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$\text{➤ } F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 0,4 \times A_s}{1,25} = 0,16 A_s$$

$$\text{➤ } F_{t,sd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 0,4 \times A_s}{1,25} = 0,288 A_s$$

$$\text{➤ } F_{v,sd} = 1,5 F_z \frac{1}{2} = 1,5 \times 1,032 \times \frac{6}{2} = 4,64 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } F_{t,sd} = 1,35 F_y \frac{1}{2} = 1,35 \times 0,4097 \times \frac{6}{2} = 1,66 \text{ KN}$$

AN:

$$\Rightarrow \frac{4,64}{0,16 A_s} + \frac{1,66}{0,288 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\Rightarrow A_{s_{\min}} = 34,76 \text{ mm}^2$$

Conclusion : on prend un boulon de diamètre  $\varphi_{12}$  et d'une section résistante  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ .

### 3.7 CALCUL DES POTELETS

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

### 3.7.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

- Charge permanentes G (poids propre)
    - Bardage : .....13,38 kg /m<sup>2</sup>
    - Accessoires de poses : .....5kg/m<sup>2</sup>
    - Poids propre de la lisse :(UPN120).....13,4kg/ml
- Avec : L = 6m (longueur de la lisse)  
N=4 (nombre de lisse)  
L1=6,895m (longueur du potelet le plus chargé)

$$G=(0,134 \times 4 \times 6) + ((0,1338 + 0,05) \times 6 \times 6,895) = 10,81 \text{ KN}$$

- Surcharges climatiques du vent (W3)

Action du vent sur le pignon (0,564 KN/m<sup>2</sup>)  
w= 0,564x6 =3,38kN/ml.

### 3.7.2 Dimensionnement du potelet

#### 3.7.2.1 Condition de flèche :

Plan (y-y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{5}{384} * \frac{w * L_z^4}{E * I_y} \leq \delta_{\max} \\ \delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{689,5}{200} = 3,44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \quad \rightarrow \quad I_y \geq \frac{5 * w * L_z^4}{384 * E * \delta_{\max}} = \frac{5 * 3,38 * 689,5^4}{384 * 21.10^6 * 3,44}$$

$$I_y \geq 1376,93 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée. Ce qui correspond à un profilé **IPE 240**.

#### a- Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 240 présentant les caractéristiques suivantes:

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A Cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	tf mm	tw mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>
IPE 240	39,1	240	120	9,8	6,2	3892	284	367	73,9

Tableau 3.3 : Caractéristiques du profilé IPE 240.

### 3.7.2.2 Classe du profilé :

#### a-Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \\ d = 190,4 \text{ mm} \\ t_w = 6,2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,7 < 72$$

→ L'âme est de classe I

#### b- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

$$\text{Avec } \begin{cases} C = 60 \text{ cm} \\ t_f = 9,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{60}{9,8} = 6,12 < 10$$

→ La semelle est de classe I

### 3.7.3. Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left( 0, 25 N_{pl, Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{mo}} \right).$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 10,9 = 14,71 \text{ kN (effort normal sollicitant).}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3912 \times 235}{1,1} = 835,75 \text{ kN (effort normal plastique résistant).}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 = 1560 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 14,71 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 1560 \times 235}{1,1} = 166,63 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.7.4 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{S,d} \leq M_{N,Rd}.$$

Avec :  $M_{S,d}$  : Moment sollicitant

$$M_{S,d} = \frac{Q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 3,38 \times 6,89^2}{8} = 30,08 \text{ kN.m}$$

$M_{N,Rd}$ : Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial.

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366600 \times 235}{1,1} = 78,31 \text{ kN.m} \\ n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{14,71}{835,74} = 0,017 \\ a = (A - 2b \times t_f) / A = (3912,2 \times 120 \times 9,8) / 3912 = 0,4 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{78,31 \times (1-0,017)}{(1-0,5 \times 0,4)} = 96,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{S,d} = 30,08 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 96,22 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.7.5 Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$ : Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$  pour les sections de classe I
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi$ : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

- $\lambda$ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

$$\text{Axe (y-y)} \Rightarrow \text{courbe (a)} \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{689,5}{9,97} = 69,15 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{69,15}{93,9} = 0,736$$

Plan (z-z) :

$$\text{Axe (z-z)} \Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{689,5}{2,69} = 256,6 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{256,6}{93,9} = 2,729$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,729$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,117 \times 1 \times 3910 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 97,73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 14,71 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 97,73 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 3.7.6 Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 190,4 \text{ mm}$
- $t_w = 6,2 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

### 3.7.7 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- $A_w$ : Aire de l'âme  $A_w = t_w \times d = 190,4 \times 6,2 = 1180,48 \text{ mm}^2$
- $A_{fc}$ : Aire de la semelle comprimée  $A_{fc} = b_f \cdot t_f = 120 \times 9,8 = 1176 \text{ mm}^2$
- $f_{yt}$ : Limite d'élasticité de la semelle comprimée.
- $K$ : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{1180,48}{1176}} = 268,59 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.7.8 Résistance du potelet au déversement

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$  section de classe I
- $\chi_{lt}$  est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

$$\gamma C_1 = 1,132 \quad (\text{Charge uniformément répartie})$$

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} = 8,08 \cdot 10^6 \quad \text{N/mm}^2$$

$$I_t : \text{Moment d'inertie de torsion } (I_t = 12,9 \text{ cm}^4)$$

$$I_w : \text{Moment d'inertie de gauchissement } (I_w = 37,4 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^6)$$

$$I_z : \text{Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie } (I_z = 284 \text{ cm}^4)$$

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}{689^2} \sqrt{\frac{37,4 \cdot 10^{-3}}{284} + \frac{689^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 12,9}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284}}$$

$$M_{cr} = 4067487,62 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 235 \times 10^2}{4067487,62}} = 1,45$$

On calcul:

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$  Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,45 - 0,2) + 1,45^2] = 1,68$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,68 + \sqrt{1,68^2 - 1,45^2}\right)} = 0,39$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,39 \times 1 \times 367 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 30,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 30,08 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 30,57 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE**

**4.1 INTRODUCTION.**

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces différents efforts que la structure est susceptible de subir. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003) ».

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Comme notre structure est réalisé en charpente métallique donc notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel

**4.2 PRINCIPE DE LA METHODE DE CALCUL AU SEISME**

Le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

**4.3 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL.**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**A=0,12**

Tlemcen **zone I** (sismicité faible) d'après tableau 4.1.( RPA99V2003)

- Classification d'ouvrage : groupe B1 « ouvrage de grande importance »
- **η** : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7.$$

**ξ** : le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif

Pour acier dense ➔ **ξ = 5%** ➔ **η = 1** d'après tableau 4.2.(RPA99V2003).

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement d'après tableau 4.3(RPA99V2003)  
Ossature contreventée par palée triangulée en X ➔ **R = 4.**

- **Q** : facteur de qualité de la structure est donnée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{d'après tableau 4.4 (RPA99V2003)}$$

Critère Q	Observation	P <sub>q</sub>
Condition minimale sur les filles de contreventement	Observé	0
Redondance de plan.	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.10

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

$$\sum_1^6 Pq = 0.15 \quad \text{➔} \quad Q = 1.15$$

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site d'après tableau 4.7 (RPA99V2003).

$$\text{Site meuble } S_3 : \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right.$$

#### 4.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

#### 4.5 MODELISATION DE LA STRUCTURE

Dans notre cas, on a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel SAP2000. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. 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 et de charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

##### 4.5.1 Etapes de la modalisation de la structure

1. Opter pour un système d'unités (kN et m).
2. Définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections (après plusieurs simulations).

Eléments de la structure	Profilés
Panne	IPE 120
Travers	IPE330
Poteaux	HEA 280
Potelets	IPE 240
Contreventement de palée de stabilité	2L70/70/7
Contreventement de poutre au vent	L70/70/7

Tableau 4.2 : Eléments structuraux constituant la structure

5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
6. Définition des charges a appliquées.
7. Introduction du spectre de réponse.
8. Définition des combinaisons de charges.
9. Définition des conditions aux limites.
10. Lancer l'analyse de la structure.

#### 4.6 ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures. Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- ✚ Zone sismique I (Tlemcen)
- ✚ Groupe d'usage B1 (ouvrages de grande importance)
- ✚ pourcentage d'amortissement  $\xi = 5\%$
- ✚ Coefficient de comportement  $R = 4$
- ✚ Facteur de qualité  $Q = 1.15$
- ✚ Site meuble (S3)

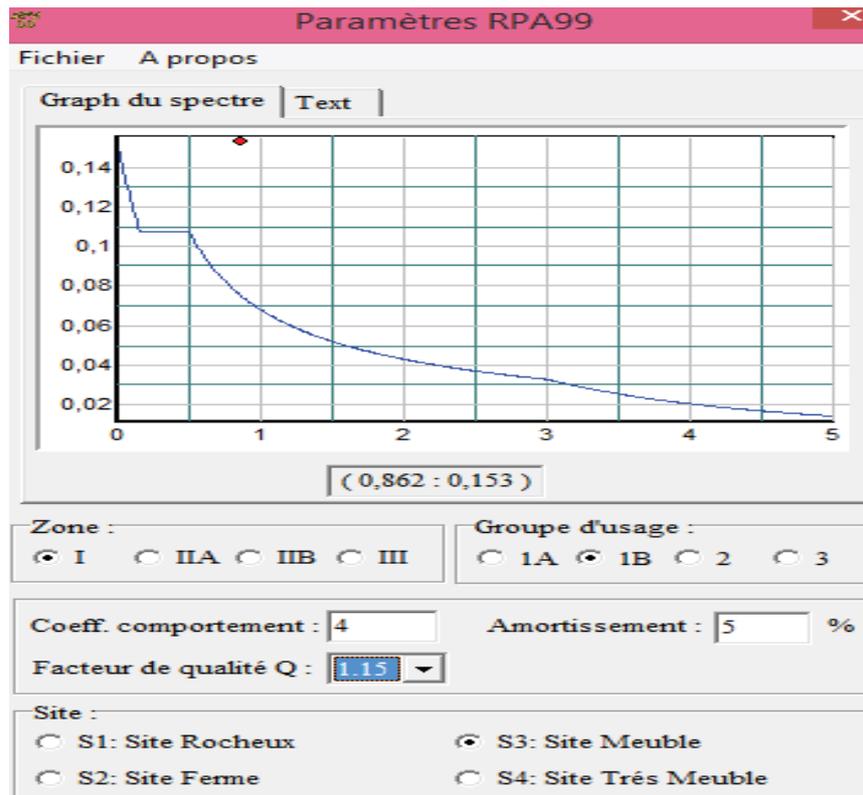


Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure.

#### 4.7 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

##### 4.7.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de  $T$ , calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA 99 de plus de 30%.

- La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 :  $T = 0,59$  s
- La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t * h_n^{(3/4)}$$

Avec :

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés

$$C_t = 0,085 \quad \text{d'après tableau 4.6 (RPA99V2003).}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure

$$h_n = 7.5 \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} \text{D'où : } T = 0.085 * 7.5^{(3/4)} \\ T = 0.385 \text{ s} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} T = 0.085 * 7.5^{(3/4)} \\ T = 0.385 \text{ s} \end{array}} \right\} T + 30\%T = 0.50 \text{ s}$$

Donc  $0.59 < 0.50 \text{ s}$  condition non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

#### 4.7.2 Vérification de la force sismique à la base V

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  égale ou supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 60 modes propres de vibration sont comme suit :

- ✚ Effort sismique dans le sens (X) :  $V_t = 58,03 \text{ kN}$ .
- ✚ Effort sismique dans le sens (Y) :  $V_t = 42,83 \text{ kN}$ .

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tlemcen **zone I** (sismicité faible) d'après tableau 4.1 (RPA99V2003).

$$A = 0,12$$

- Classification d'ouvrage : groupe B1 « ouvrage de grande importance »
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = 2,5 \left[ \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow (T_2 < T < 3s) \right]$$

$$D = 2,24.$$

- $W = W_G + \beta \cdot W_Q$   
D'où  $W$  : poids de la structure.

WG : poids due aux charges permanentes et à celle d'équipements fixe éventuels, solidaires de la structure total

WQ : la charge d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 (RPA99V2003)

$$\beta = 0.5$$

Donc  $W = 951,98$  kN d'après Sap 2000

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement d'après tableau 4.3 (RPA99V2003)

Ossature contreventée par palée triangulée en X  **R = 4.**

- **Q** : facteur de qualité de la structure est **Q = 1.15**

Donc : 
$$V = \frac{0.12 \cdot 2.24 \cdot 1.15}{4} * 951,98$$

$$V = 73,56 \text{ kN}$$

	Vt (kN)	V(kN)	80%V(kN)	Vt > 80% V
Vx	58,03	73,56	58,00	CV
Vy	42.834	73,56	58,00	CNV

Tableau 4.3 : Résultante des forces sismiques à la base.

#### 4.7.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}.$$

Avec :

- **R** : coefficient de comportement
- **$\delta_{ek}$**  : déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Toiture	1.47	4	5,88	7.5	C.V

Tableau.4.4 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Toiture	0,106	4	0,424	7.5	C.V

Tableau.4.5 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

## DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 5.1 INTRODUCTION

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement, au niveau de la structure.
- qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-delà des limites admissibles.

Et pour cela on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- **Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

### 5.2 Justification de la traverse (IPE330) :

#### 5.2.1 Charges réparties sur la traverse :

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse estimé.
- Charge d'entretien.

#### 5.2.2 Caractéristiques de la traverse (IPE 330) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>
IPE330	49,1	62,61	330	160	11,5	7,5	271	11770	788,1	484	153,7

Tableau 5.1 : Caractéristiques du profilé IPE 330

#### 5.2.3 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel **SAP 2000**

- $M_{sd} = 119,64 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 38,2 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 93,94 \text{ kN}$

**5.2.4 Classe de la section transversale :**

**5.2.4.1 Classe de l'âme :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 271 \text{ mm}$
- $t_w = 7,5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

**5.2.4.2 Classe de la semelle :**

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

Avec :

- $c = 80 \text{ mm}$
- $t_f = 11,5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{80}{11,5} = 6,95 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : la section globale est de classe I

**5.2.5 Vérification de la flèche :**

- Poids de la couverture ( $0,179 \text{ kN/m}^2$ )
- Poids propre de la panne ( $10,4 \cdot 10^{-2} \text{ kN/m}$ )
- Poids propre de la traverse ( $66,3 \cdot 10^{-2} \text{ kN/m}$ )
- Espacement entre les traverses (6 m)
- Nombres des pannes (6)

$$G = (0,179 \times 6) + (10,4 \cdot 10^{-2} \times 6) + (0,663)$$

$$G = 2,189 \text{ kN/m}$$

$$G + Q = (2,189 + 6) = 8,189 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,189 \times 900^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 23130} = 2,04 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 2,04 \text{ cm} \\ \delta_{\max} = 4,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{\max}$$

Condition vérifiée

**5.2.6 Condition de résistance :**

**5.2.6.1 Cisaillement :**

Il faut également vérifier que :

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$$

Avec : 
$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 * A_v f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 6261 - 2(160 \times 11,5) + (7,5 + (2 \times 18)) \times 11,5 = 2080,75 \text{ mm}^2$$

Donc: 
$$V_{pl,Rd} = \frac{0.58 * 2080,75 (235 \times 10^{-3})}{1,1} = 256,64 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 38,2 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 128,32 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**5.2.6.2 Flexion composée :**

$$\left( \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right)^1 + \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

➤ 
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 171,82 \text{ kN.m}$$

➤ 
$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6261 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1337,57 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{119,64}{171,82} \right)^1 + \left( \frac{93,94}{1337,57} \right)^2 = 0,68 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**5.2.7. Vérification au déversement :**

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$  section de classe I
- $\chi_{lt}$  est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\chi_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

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

Avec :

- $K = 1$  donc  $C = 1,285$  (encastrement parfait)

- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 \text{ N/cm}^2$
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 28,15 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 199,1.10^{-3} \text{ cm}^6$ )
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 788,1 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,285 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21.10^6 \cdot 788,1}{900^2} \sqrt{\frac{199,1.10^{-3}}{788,1} + \frac{900^2 \cdot 8,08.28,15}{3,14^2 \cdot 21.788,1}}$$

$$M_{cr} = 8698322,5 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 804,3 \times 235 \times 10^2}{8698322,5}} = 1,47$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left( \phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$  Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,47 - 0,2) + 1,47^2] = 1,64$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left( 0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,45^2} \right)} = 0,31$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,31 \times 1 \times 804,3 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 532,66 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 119,64 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 532,66 \text{ kN.m}$  Condition vérifiée.

### 5.3 Justification du poteau (HEA280) :

#### 5.3.1 Caractéristiques du poteau (HEA280) :

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m		A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>
HEA280	76,4	97,26	270	380	13	8	13670	4763	1112	518,1

Tableau 5.2 : caractéristiques du profilé HEA280

#### 5.3.2 Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 97,52 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 93,04 \text{ kN}$

**5.3.3 Classe de la section transversale :**

**5.3.3.1 Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$$

Avec :

➤  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

➤  $d = 196\text{mm}$

➤  $t_w = 8\text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24,5 \\ 38\varepsilon = 38\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 38 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon. \text{ Donc l'âme est de classe II}$$

**5.3.3.2 Classe de la semelle :**

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

Avec :

➤  $C = 150\text{ mm}$

➤  $t_f = 14\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{150}{14} = 10,76 \\ 11\varepsilon = 11\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 11 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 11\varepsilon. \text{ Donc la semelle est de classe II}$$

Conclusion : la section globale est de classe II.

**5.3.4 Condition de résistance :**

Pour les sections transversales sans trous de fixation des profils laminés en I ou H .

Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{ply,Rd}$

$$M_{sd} < M_{ply,Rd} * \left[ \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5a} \right]$$

Avec :  $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1120 * 235 * 10^3}{1.1} = 239,27\text{ kN.m.}$

$$a = \min \left[ \frac{A_w}{A}, 0.5 \right]$$

$$\frac{A_w}{A} = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{9726 - (2 * 280 * 13)}{9726} = 0.25$$

$$a = \min [0.25, 0.5] = 0.25$$

d'où

$$M_{Ny,Rd} = 239,27 * \left[ \frac{1 - \frac{93.04}{2077,82}}{1 - 0.5 * 0.25} \right]$$

$$M_{sd} = 119,64 < M_{Ny,Rd} = 261,20\text{kN.m.} \text{ Condition vérifiée}$$

**5.3.5 Résistance au flambement :**

Il faut également vérifier que

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$ : Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$  pour les sections de classe II
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- $\chi$  : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

- $\lambda$ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{270}{280} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y)  $\Rightarrow$  courbe (b)  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L/1,41}{11,86} = 35,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{35,88}{93,9} = 0,38$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z)  $\Rightarrow$  courbe (c)  $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L/1,41}{7} = 60,8 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{60,6}{93,9} = 0,64$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,64$$

On calcul :

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}\right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \lambda^2\right]$$

$\alpha = 0,49$  Pour les profils laminés

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + 0,49(0,64 - 0,2) + 0,64^2\right] = 0,75$$

Donc :

$$\chi = \frac{1}{\left(0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,64^2}\right)} = 0,88$$

AN :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,88 \times 1 \times 9726 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1828,48 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 93,04 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1828,48 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

### 5.3.6 Résistance au déversement

Il faut également vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} * \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{z, sd}}{\frac{W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.$$

#### a. Calcul $\chi_z$ :

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)}$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{150}{7} = 21,42 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{21,42}{93,9} = 0,22$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$$

Avec :  $\alpha = 0,21$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,21(0,22 - 0,2) + 0,22^2] = 0,52$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,22^2})} = 0,9.$$

#### b. Calcul $K_{LT}$ :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} * N_{sd}}{\chi_z * A * f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 * \bar{\lambda}_z * \beta_{MLT} - 0,15$$

Avec :  $\beta_{MLT} = 1.$

$$\mu_{LT} = 0,15 * 0,22 * 1 - 0,15 = -0,117.$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(-0,117) * 93,04 * 10^3}{0,9 * 97,26 * 10^3 * 235} = 0,9$$

#### c. Calcul $\chi_{LT}$ :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}\right)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)\right]^{0,25}}$$

Avec :  $L=150$  cm,  $i_z = 7$  cm,  $h = 27$  cm,  $C_1 = 1,046$ ,  $t_f = 1,30$  cm.

$$A.N : \lambda_{LT} = \frac{150/7}{1,046^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/7}{27/1,3}\right)\right]^{0,25}} = 20,68$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{20,68}{93,9} = 0,22$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$$

Avec :  $\alpha = 0,21$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,22 - 0,2) + 0,22^2] = 0,525$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,22^2})} = 0,8.$$

**d. Calcul  $K_z$  :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z * N_{sd}}{\chi_z * A * f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z * (2\beta_{MLT} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right]$$

Avec :  $\beta_{MLT} = 1.$

$$\mu_z = 0,22 * (2 * 1 - 4) + \left[ \frac{518,1 * 10^3 - 340,2 * 10^3}{340,2 * 10^3} \right] = 0,082$$

$$K_z = 1 - \frac{0,082 * 93,04 * 10^3}{0,9 * 97,26 * 10^3 * 235} = 0,9$$

Donc : on remplace tous les coefficients dans la 1<sup>ère</sup> formule

$$\frac{93,04}{0,9 * 2077,82} + \frac{0,9 * 19,08}{0,8 * 171,76} + \frac{0,9 * 97,52}{110,68} = 0,9 < 1 \quad \text{condition vérifié}$$

### 5.4 Justification des contreventements

On choisit une cornière en  $\text{L} 70 \times 70 \times 7$  ; Il faut vérifiée que :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec :  $N_{c,sd} = 83,40 \text{ kN}.$

#### 5.4.1 Les éléments comprimés

##### 5.4.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :  $N_{c,Rd}$ : Résistance au flambement  
 $\beta_A = 1$  (Pour les sections de classe I)  
 $\gamma_{m1} = 1,1$

$\chi$ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \epsilon$$

$\lambda$ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \\ t_f = 7 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b  $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c  $\longrightarrow \alpha = 0,49$

**Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{4,25} = \frac{670}{4,25} = 157,64 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,67$$

**Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{4,25} = \frac{670}{4,25} = 157,64 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,67$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,67$$

$\chi$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement c : d'où  $\chi = 0,2577$

D'où :  $N_{c,Rd} = 103,50 \text{ kN}$

$N_{c,sd} = 83,40 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 103,50 \text{ kN}$  condition vérifiée.

#### 5.4.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1880 \times 235}{1,1} = 401,63 \text{ kN} > N_{sd} = 103,50 \text{ kN}$$

#### 5.4.2 Les éléments tractés

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec :  $N_{t,sd} = 81,654 \text{ kN}$  (Calculé par le logiciel SAP 2000)

#### 5.4.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $A_{net} = (b_p - 2d_0)t_p = 952 \text{ mm}^2$

D'où :  $N_{u,Rd} = 0,9 \frac{952 \times 360}{1,25} = 246,75 \text{ kN}$

#### 5.4.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{952 \times 235}{1,1} = 203,38 \text{ kN}$$

#### 5.4.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1880 \times 235}{1,1} = 401,63 \text{ kN}$$

#### 5.4.2.4 Vérification

$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 203,38 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 81,12 \text{ kN}$  . Condition vérifiée.

**ETUDE DES ASSEMBLAGES**

**6.1 DEFINITION :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de lier et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

**6.2 LES PRINCIPAUX MODES D'ASSEMBLAGE :**

Pour le bon fonctionnement global d'une structure il existe des principaux modes d'assemblages qui sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

**6.3 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES :**

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
- Leur résistance

**6.4 LES CLASSES DES BOULONS :**

Il existe des boulons de haute résistance (HR) et des boulons ordinaires, mais notre choix à nous c'est basé surtout sur les boulons à haute résistance. Leur caractéristiques sont déterminés dans le tableau suivant :

Valeurs de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 6.1: Classes des boulons

**6.5 CALCUL DES ASSEMBLAGES :**

**6.5.1 Assemblage poteau- traverse :**

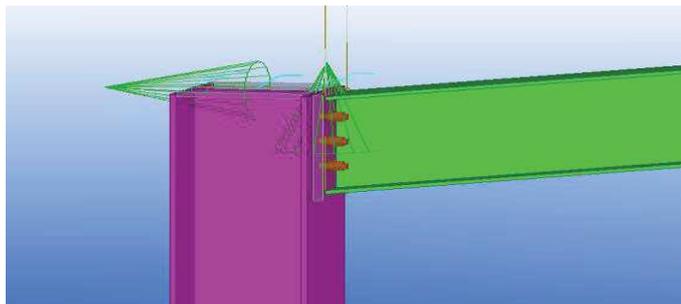


Figure 6.1 Assemblage poteau-traverse

**6.5.5.1 Efforts sollicitant :**

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP, sous la combinaison :  $G+Q+1.2E_x$

$$M_{sd} = 116,12 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 93,94 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 38,2 \text{ KN.}$$

**6.5.1.2 Soudure de la platine :****a. Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre (IPE 330)}} = 11,5 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 8,05 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}}$$

$$\text{D'ou } 5 \text{ mm} \leq a \leq 8,05 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm.}$$

**b. Soudure de la semelle tendue :**

Il faut vérifier que  $N_d \leq R_s$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{116,12 \times 10^3}{330} + 93,94$$

$$N_d = 445,81 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 553 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_s = 935,62 \text{ KN}$$

$$L = 2 \times [b + (b - 2r - tw)] = 553 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 553 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 935,62 \text{ KN}$$

$$N_d = 445,81 \text{ KN} \leq R_s = 935,62 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

**c. Soudure de l'âme :**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times h_i = 614 \text{ mm (IPE330} \rightarrow h_i = 307 \text{ mm)}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 614 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1038,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38,2 \text{ KN} \leq R_s = 1038,88 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

**6.5.1.3 Disposition constructive :****a. Le choix de diamètre du boulon :**

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On a une épaisseur de la platine  $t=20\text{mm}$ , Après plusieurs simulations, on a pris 2 files de 3 boulons de diamètre  $\varnothing 20$  classe 8.8.

**b. Pince longitudinale :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 11,5 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 70 \text{ mm}$

**c. Pince transversale :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 138 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 75 \text{ mm}$$

**d. Calcul des boulons sollicités en traction :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_r$

$$T_r = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}$$

$$T_r = 156,8 \text{ KN}$$

$$M_r = 2 T_r \times (75 + 160 + 245) \times 10^{-3} - (H \times a')$$

$$\text{Avec } H = 0,3 \times 2 \times T_r$$

$a'$  : la fibre extérieur

$$M_r = 2 \times 100,48 \times 0,48 - (94,08 \times 250,5 \times 10^{-3})$$

$$M_r = 126,93 \text{ KN.m} > M_{sd} = 116,12 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

**e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times a_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 245$$

$$V_r = 117,6 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 6,36 \text{ KN}$$

$$V_d = 6,36 \text{ KN} < \frac{117,6}{1,25} = 94,08 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

### f. Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m1}}$

$$\frac{L_r}{1,1} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 20 \times 11,5 \times 1 \times 10^{-3} = 132,48 \text{ KN}$$

Avec  $\alpha = \min \left( \frac{e1}{3xdo} ; \frac{p1}{3xdo} - 0,25 ; \frac{fub}{fu} ; 1 \right)$ .

$$V_d = 6,36 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,1} = 165,6 \text{ KN.}$$

### 6.5.2 Assemblage traverse-traverse (IPE 330) :

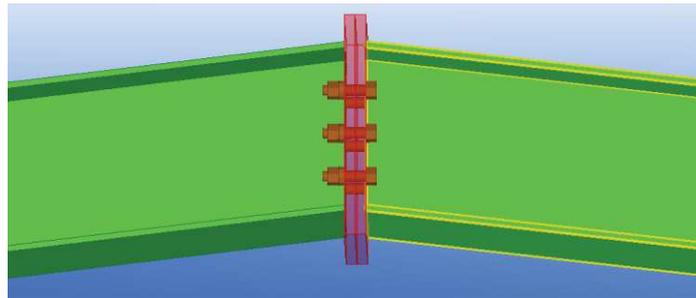


Figure 6.2 : Assemblage traverse-traverse

#### 6.5.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP, sous la combinaison : 1,35 G + 1,5 S

$$M_{sd} = 55,14 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 81,89 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 14,63 \text{ KN.}$$

#### 6.5.2.2 Soudure de la platine :

##### a. Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre (IPE 330)}} = 11,5 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 8,05 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}}$$

$$\text{D'ou } 5 \text{ mm} \leq a \leq 8,05 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm.}$$

##### b. Soudure de la semelle tendue :

Il faut vérifie que :  $N_d \leq R_s$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{55,14 \times 10^3}{330} + 81,89$$

$$N_d = 248,98 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 553 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_s = 935,62 \text{ KN}$$

$$N_d = 248,98 \text{ KN} \leq R_s = 935,62 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### c. Soudure de l'âme :

Il faut vérifié que :  $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}}$$

Avec :  $l = 2 \times h_i = 614 \text{ mm}$  (IPE330  $\rightarrow h_i = 307 \text{ mm}$ )

$$R_s = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 614 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1038,83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14,63 \text{ KN} \leq R_s = 1038,83 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 6.5.2.1 Disposition constructive :

### a- Le choix de diamètre du boulon :

$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$

On à une épaisseur de la platine  $t=20\text{mm}$ , alors on prend 2 files de 3 boulons de diamètre Ø16 classe 8.8

### b- Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 11,5 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 70 \text{ mm}$

### c- Pince transversale :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 138 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 75 \text{ mm.}$$

### d- Calcul des boulons sollicités en traction :

Il faut vérifié que :  $M_{sd} \leq M_r$

$$T_r = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 157 \times 10^{-3}$$

$$T_r = 100,48 \text{ KN}$$

$$M_r = 2 T_r \times (75 + 160 + 245) \times 10^{-3} - (H \times a')$$

$$\text{Avec } H = 0,3 \times 2 \times T_r$$

$a'$ : la fibre extérieur

$$M_r = 2 \times 100,48 \times 0,48 - (60,28 \times 312,75 \times 10^{-3})$$

$$M_r = 77,6 \text{ KN.m} > M_{sd} = 55,14 \text{ KN.m}$$

Condition Verifiée.

**e- Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN.}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 2,44 \text{ KN}$$

$$V_d = 2,44 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m1}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**f- Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifie que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m1}}$

$$\frac{L_r}{1,1} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 11,5 \times 1 \times 10^{-3} = 165,6 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e1}{3xdo} ; \frac{p1}{3xdo} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$V_d = 2,44 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 132,48 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

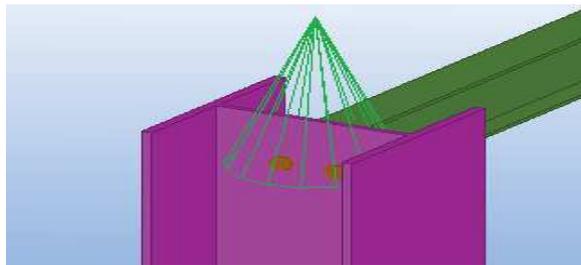
**6.5.3 Assemblage poteau-poutre sablière :**

Figure 6.3 : Assemblage poteau-poutre sablière.

**6.5.3.1 Efforts sollicitant :**

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP, sous la combinaison : 1.35G+1.5w<sub>x</sub>

$$M_{sd} = 88,47 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 45,19 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29,2 \text{ KN.}$$

**6.5.3.2 .Soudure de la platine :****a. Cordonne de soudure :**

Epaisseur de le platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poteau (HEA 280)}} = 13 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 9,1 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}}$$

$$\text{D'ou } 5 \text{ mm} \leq a \leq 9,1 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm.}$$

**b. Soudure de la semelle tendue :**

Il faut vérifier que :  $N_d \leq R_s$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{88,57 \times 10^3}{270} + 45,19$$

$$N_d = 373,22 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 1008 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_s = 1705,44 \text{ KN}$$

$$L = 2x [b + (b - 2r - tw)].$$

$$N_d = 373,22 \text{ KN} \leq R_s = 1705,44 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**c. Soudure de l'âme :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}}$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times h_i = 488 \text{ mm (HEA280} \rightarrow h_i = 244 \text{ mm)}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 488 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 825,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29,2 \text{ KN} \leq R_s = 825,65 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

**6.5.3.3 Disposition constructive :****a. Le choix de diamètre du boulon :**

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine  $t=20\text{mm}$ , alors on prend 2 boulons de diamètre  $\varnothing 16$  classe 8.8.

**b. Pince longitudinale :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 13 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 156 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 30 \text{ mm}$ .

**c. Pince transversale :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 138 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

**d. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times a_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} = 14,6 \text{ KN}$$

$$V_d = 14,6 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m1}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

### e. Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m1}}$

$$\frac{L_r}{1,25} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 13 \times 0,45 \times 10^{-3} = 67,39 \text{ KN}$$

Avec  $\alpha = \min(0,45 ; 0,8 ; 2,22 ; 1)$

$$V_d = 14,6 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 67,39 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

### 6.5.4 Assemblage traverse-potelet :

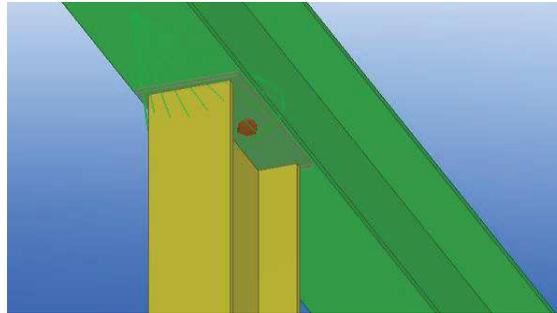


Figure 6.4 : Assemblage traverse – potelet.

#### 6.5.4.1 Efforts sollicitant :

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP, sous la combinaison :  $G+Q+1.2E_x$ .

$$M_{sd} = 25,78 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 83,03 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 20,64 \text{ KN.}$$

#### 6.5.4.2 Soudure de la platine :

##### a. Cordonne de soudure :

Epaisseur de le platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{\text{poutre (HEA 280)}} = 11,5 \text{ mm}$$

$$t_{\text{max}} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,7 t_{\text{min}} = 8,05 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} \leq a \leq a_{\text{max}}$$

$$\text{D'ou } 5 \text{ mm} \leq a \leq 8,05 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm.}$$

**b. Soudure de la semelle tendue :**

Il faut vérifié que :  $N_d \leq R_s$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{25,78 \times 10^3}{330} + 83,02$$

$$N_d = 161,14 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}} = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 553 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} \rightarrow R_s = 935,62 \text{ KN}$$

$$L = 2 \times [b + (b - 2r - tw)]$$

$$R_s = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 553 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 935,62 \text{ KN.}$$

$$N_d = 161,14 \text{ KN} \leq R_s = 935,62 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**c. Soudure de l'âme :**

Il faut vérifié que  $V_{sd} \leq R_s$

$$R_s = \frac{0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y}{\gamma_{m_1}}$$

Avec :  $l = 2 \times h_i = 614 \text{ mm}$  (IPE330  $\rightarrow h_i = 307 \text{ mm}$ )

$$R_s = \frac{0,7 \times 8 \sqrt{2} \times 614 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 1038,83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 20,64 \text{ KN} \leq R_s = 1038,83 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**6.5.4.3 Disposition constructive :****a. Le choix de diamètre du boulon :**

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 20 \text{ mm}$ , alors on prend 2 boulons de diamètre  $\emptyset 16$  classe 8.8

**b. Pince longitudinale :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 13 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 156 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 30 \text{ mm}$

**c. Pince transversale :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 138 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

**d. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

Il faut vérifie que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN.}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} = 10,32 \text{ KN}$$

$$V_d = 10,32 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_b}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**e. Vérification de la pression diamétrale :**

$$V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m_1}}$$

$$\frac{L_r}{1,1} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times a \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 11,5 \times 0,45 \times 10^{-3} = 59,16 \text{ KN}$$

$$V_d = 10,32 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 59,16 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**6.5.5 Assemblage contreventement (L 70x70x7) :**

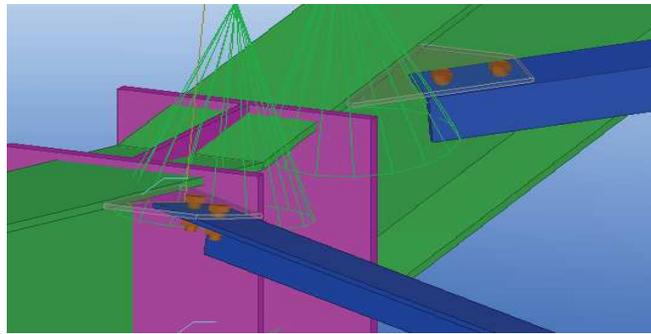


Figure 6.5 : Assemblage contreventement poutre au vent

**6.5.5.1 Efforts sollicitant :**

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP sous la combinaison : 1.35G+1.5S

$$N_{sd} = 93,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27,79 \text{ KN}$$

**6.5.5.2 Soudure du gousset :**

**a. Cordon de soudure :**

Nous proposons :

$$\rightarrow a = 5 \text{ mm}$$

**6.5.5.3 Disposition constructive :**

**a. Le choix de diamètre du boulon :**

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur du gousset  $t=7\text{mm}$ , alors on prend 2 boulons de diamètre  $\text{Ø}16$  classe 8.8

**b. Pince longitudinale :**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 7 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 84 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 25 \text{ mm}$

**c. Pince transversale :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27m \leq e_2 \leq 84 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

**d. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} = 13,88 \text{ KN}$$

$$V_d = 13,38 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_b}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifier.

**e. Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m_b}}$

$$\frac{L_r}{1,25} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 7 \times 0,3 \times 10^{-3} = 24,19 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min(0,46 ; 0,3 ; 2,22 ; 1)$$

$$V_d = 13,38 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 24,19 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée

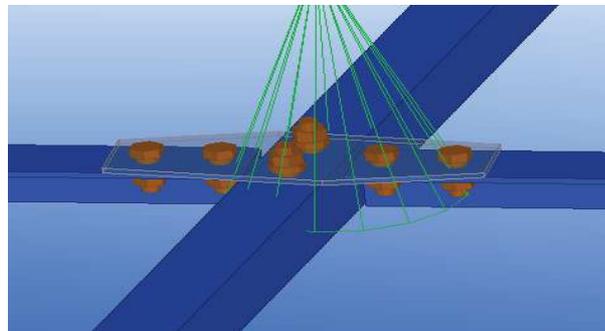
**6.5.6 Assemblage en X (assemblage au milieu)**

Figure 6.6 : Assemblage en X pour les contreventements.

**6.5.6.1 Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

Il faut vérifié que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 4,62 \text{ KN}$$

$$V_d = 4,62 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_b}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

### 6.5.6.2 Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{mb}}$

$$\frac{L_r}{1,25} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 7 \times 0,3 \times 10^{-3} = 24,19 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min(0,46 ; 0,3 ; 2,22 ; 1)$$

$$V_d = 3,96 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 24,19 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

### 6.5.7 Assemblage diagonale – poteau

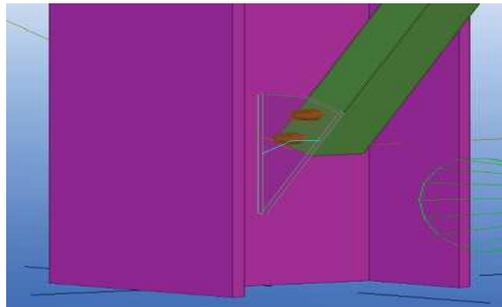


Figure 6.7 : Assemblage diagonal – poteau

#### 6.5.7.1 Efforts sollicitant :

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP, sous la combinaison : 1.35G+1.5w<sub>x</sub>

$$N_{sd} = 82,07 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 26,27 \text{ KN.}$$

#### 6.5.7.2 Soudure du gousset :

##### a. Cordonne de soudure :

Nous proposons :

$$\rightarrow a = 5 \text{ mm.}$$

#### 6.5.7.3 Disposition constructive :

##### a. Le choix de diamètre du boulon :

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On à l'épaisseur du gousset  $t=7\text{mm}$ , alors on prend 2 boulons de diamètre  $\varnothing 16$  classe 8.8.

##### b. Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = 7 \text{ mm}$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 84 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $e_1 = 25 \text{ mm}$

**c. Pince transversale :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27m \leq e_2 \leq 84 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 50\text{mm.}$$

**d. Calcul des boulons sollicitent au cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{m_1}}$

$$V_r = 0,6 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 157$$

$$V_r = 75,36 \text{ KN.}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} = 13,12 \text{ KN}$$

$$V_d = 13,12 \text{ KN} < \frac{V_r}{\gamma_{m_b}} = 60,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**e. Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :  $V_d \leq \frac{L_r}{\gamma_{m_b}}$

$$\frac{L_r}{1,25} = (2,5/1,25) \times f_u \times d \times \alpha \times t = \frac{2,5}{1,25} \times 360 \times 16 \times 7 \times 0,3 \times 10^{-3} = 24,19 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min(0,46 ; 0,3 ; 2,22 ; 1)$$

$$V_d = 6,56 \text{ KN} < \frac{L_r}{1,25} = 24,19 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

**6.2 LES PIEDS DE POTEAUX**

Le rôle principal d'un pied de poteau est la transmission aux fondations de toutes les charges verticales et horizontales sollicitant la structure. Cette transmission est assurée par une plaque d'assise soudée à la base du poteau.

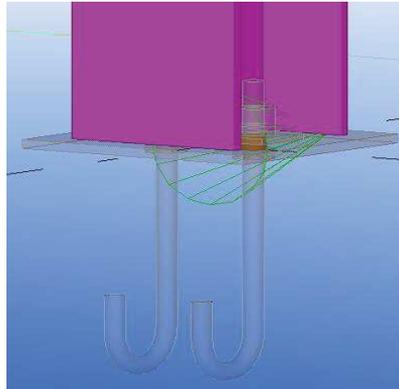


Figure 6.8 : Assemblage pieds de poteau.

**6.2.1 Les efforts sollicitant**

Les efforts suivants sont calculés par le logiciel SAP

$$N_{sd} = 119,966 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 50,18 \text{ KN.}$$

### 6.2.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

Les plaques d'assises est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour cela elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

$$\begin{aligned} \text{Semelle: } a_s &= 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13 = 9,1 \text{ mm} \rightarrow \text{ on prend } a_s = 10 \text{ mm.} \\ \text{Ame: } a_a &= 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow \text{ on prend } a_s = 10 \text{ mm.} \end{aligned}$$

La plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N / mm}^2$ .

Fondation en béton de classe C25 / 30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$ .

Coefficients partiels de sécurité :

Acier :  $\gamma_{m0} = 1,1$  ;  $\gamma_{m2} = 1,25$ .

Béton :  $\gamma_c = 1,5$

Résistance du béton à la compression :  $f_c' = \alpha f_{ck} / \gamma_c$

D'où :  $\alpha = 1$

La résistance de calcul du béton devient :  $f_c' = 1 * 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N / mm}^2$ .

Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement :

$$F_{jd} = \alpha * \beta_j * f_c'$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2 / 3$ .

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $\alpha = 1,5$ .

$$F_{jd} = 1,5 * (2/3) * 16,7 = 16,7 \text{ N / mm}^2.$$

#### 6.2.2.1 Estimation de la plaque d'assise :

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$\begin{aligned} A_{C0} &= \frac{1}{h \times b} \left( \frac{N_{sd}}{f_c} \right)^2 & ; & \quad A_{C0} = \frac{1}{270 \times 280} \left( \frac{119966}{16,7} \right)^2 = 682,59 \text{ mm}^2 \\ A_{C0} &= \frac{N_{sd}}{f_c} & ; & \quad A_{C0} = \frac{119966}{16,7} = 7183,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Avec : (h, b : Dimensions du poteau).

#### 6.2.2.2 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour  $A_{C0} = 7183,59 < 0,95 * 280 * 270 = 71820 \text{ mm}^2$ .

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b > b_c + 2 t_f = 280 + (2 * 13) = 306 \text{ mm.}$$

$$h_b > h_c + 2 t_f = 270 + (2 * 13) = 296 \text{ mm}$$

donc on prend :  $b_b = 380 \text{ mm}$  ;  $h_b = 370 \text{ mm}$ .

Ce qui donne  $A_{C0} = 380 * 370 = 140600 \text{ mm}^2 > 7183,59 \text{ mm}^2$ .

### 6.2.2.3 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

#### a. Calcul de la largeur d'appui additionnel c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Ou :  $A = +2$ .

$$B = - ( b_f - t_w + h ) = - ( 280 - 8 - 270 ) = -542 \text{ mm.}$$

$$C = \frac{0,5 \cdot N_{sd}}{f_{jd}} - ( 2b_f t_f + A t_f^2 + 0,5h t_w - t_f t_w ) = - 5002,20 \text{ mm}^2.$$

La largeur additionnelle est de :

$$c = \frac{542 - \sqrt{542^2 + 4 \cdot 2 \cdot 5002,20}}{2 \cdot 2} = -8,33 \text{ mm.}$$

Remarque :

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne de la valeur négative de la largeur additionnelle c.

Pour le calcul de largeur additionnelle c dans le cas ou l'effort de compression sollicitant le poteau est faible on procède de la manier suivante

#### b. Calcul de la largeur d'appui additionnelle c :

Dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à  $t = 15 \text{ mm}$ .

$$c = t \left( \frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 15 \left( \frac{235}{3 \cdot 16,7 \cdot 1,1} \right)^{0,5} = 31 \text{ mm.}$$

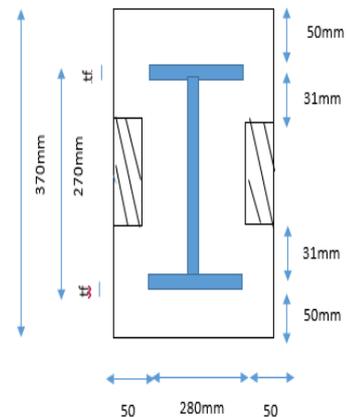
On prend :  $c = 31 \text{ mm}$

$B_c = 50 \text{ mm}$  ( le débord de la plaque d'assise ).

#### c. Calcul de la section efficace $A_{eff}$ :

La plaque d'assise est de projection courte .

$$\begin{aligned} A_{eff} &= 2 ( b_f + 2 B_c ) ( c + B_c + t_f ) + ( h - 2c - 2 t_f ) ( 2c + t_w ) \\ &= 2 ( 280 + 2 \cdot 50 ) ( 31 + 50 + 13 ) + ( 270 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 13 ) \\ &\quad ( 2 \cdot 31 + 8 ) \\ A_{eff} &= 84180 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$



#### d. Calcul de la résistance à l'effort axial $N_{sd}$ :

Il faut vérifié que :  $N_{sd} \leq N_{Rd}$

Avec :  $N_{Rd} = A_{eff} \times F_{Jd}$ .

$$N_{Rd} = 84180 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1405,806 \text{ kN} > 119,966 \text{ kN.} \quad \text{Condition vérifié}$$

#### e. Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

🔧 Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$  :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 8,01 \text{ KN mm.}$$

✚ Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$  :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 119,966}{84180} = 0,342 \text{ kN. mm} < M_{Rd} = 8,01 \text{ kN. mm.} \quad \text{CV.}$$

#### f. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

Il faut vérifié que :  $v_{sd} \leq F_{vRd}$

Avec :  $F_{vRd} = c_f \times N_{sd}$

$c_f = 0,2$  Le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement

$$F_{vRd} = c_f \times N_{sd} = 0,2 \times 119,966 = 23,99 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} = 23,99 \text{ kN} \geq v_{sd} = 50,18 \text{ kN} . \text{ Condition non vérifiée.}$$

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

Nous allons le faire dans le chapitre (Etudes des ancrages et des fondations).

### 6.3 LES PIEDS DE POTELETS

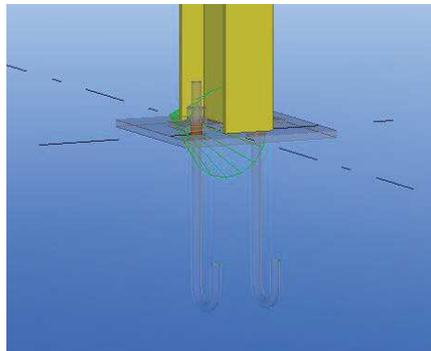


Figure 6.9 : Assemblage pied de potelet.

Pour leur calcul, on a suivi les mêmes étapes de celle du calcul des pieds de poteaux. Voilà un tableau récapitulatif :

Dimension de la plaque d'assise (mm <sup>2</sup> )	Epaisseur de la plaque d'assise (mm)	L'effort normal sollicitant $N_{sd}$ (KN)	L'effort tranchant sollicitant $V_{sd}$ (KN)	$N_{rd}$ (KN)	Moment de flexion $M_{sd}$ (KN.mm)	Moment Résistant $M_{rd}$ (KN.mm)	$F_{v,rd}$
340*220	15	37,92	18,41	874,60	0,179	8,01	7,5

Tableau 6.2 : Récapitulatif de calcul des pieds de potelets.

Avec  $N_{sd} < N_{rd}$  condition vérifié.

$M_{sd} < M_{rd}$  condition vérifié.

$V_{sd} < F_{v, rd}$  condition non vérifié.

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée. Les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

**CALCUL LES TIGES D'ANCRAGE ET FONDATION**

**7.1 LES TIGES D'ANCRAGES :**

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige dans l'ensemble de la charpente lors de montage de la structure.

**7.1.1 Vérification de la tige d'ancrage des poteaux :**

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivant :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) \geq \frac{N}{2} \dots\dots(1)$$

Avec :  $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$r = 3\emptyset$$

$$l_1 = 20\emptyset$$

$$l_2 = 2\emptyset$$

$d_1 = 90 \text{ mm}$  (la distance la plus petite de l'axe de la tige à une autre tige de scellement)

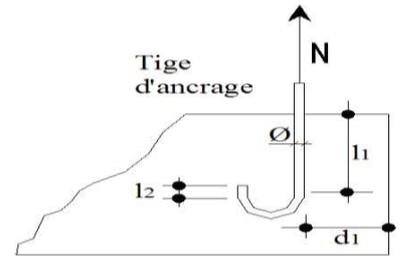


Figure.7.1 : les caractéristiques de la tige d'ancrage

En remplaçant les valeurs dans l'équation (1)

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{90}\right)^2} \times (20\emptyset + 19,2\emptyset + 7\emptyset) \geq \frac{119966}{2} = 59980\text{N}$$

$$N_a = 0,110 \emptyset^2 - 1,319 \emptyset - 59,983 \geq 0$$

$$\emptyset = 30,00$$

On choisit alors 2 tiges de Ø30.

**7.1.2 Condition d'équilibre selon le code BAEL :**

Il faut vérifié que  $\frac{N}{2} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \emptyset \times L_1$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \varphi^2 \times f_{tj}$ . ( $\varphi$  : Coefficient de scellement droit, pour les lisses,  $\varphi=1$ .)

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2 \times 1 = 1,26 \text{ MPa}$$

D'où :  $F_a = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30$

$$F_a = 71,25 \text{ kN} > \frac{N}{2} = 59,98 \text{ kN. (Condition vérifiée).}$$

**7.1.3 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement**

On vérifie que la condition suivante est satisfaite

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :  $F_{v,rd} = F_{f,rd} + (n_b \times F_{vb,rd})$

- $F_{f,rd}$  : Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression  $N_{sd}$  dans le béton.

$$F_{f,rd} = 0,2 N_{sd}$$

- $n_b$  : Nombre de tige située dans l'assemblage = 2
- $F_{vb,rd}$  : Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

Pour 2 tiges de Ø 30 mm en classe 4.6  $\Rightarrow A_s = 561 \text{ mm}^2$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad 235\text{N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

Application numérique :

$$F_{vb,rd} = \frac{0,368 \times 400 \times 561}{1,25} = 66,06 \text{ kN} .$$

$$F_{f,rd} = 0,2 \times 119,966 = 23,99 \text{ kN} .$$

$$F_{v,rd} = 23,99 + (4 \times 66,06) = 156,11 \text{ kN} \geq V_{sd} = 50,18 \text{ kN} \text{ (condition vérifiée)}$$

#### 7.1.4 Vérification de la tige d'ancrage de potelets :

Pour la vérification, on suit les mêmes étapes de celle la tige d'ancrage de potelets

Nsd	Vsd	Nombre de tige n	Diamètre de la tige $\varnothing$ mm	L <sub>1</sub> = 20 $\varnothing$ mm	L <sub>2</sub> = 2 $\varnothing$ mm	r= 3 $\varnothing$ mm	d <sub>1</sub> mm	Condition d'équilibre Fa KN	Résistance De tige au Cisaillement KN
37,92	18,41	2	22	440	44	66	90	38.31	78.94

Tableau 7.1 : Récapitulatif des résultats de vérification des tiges d'ancrage de potelets

Avec :  $\frac{N}{2} < F_a$  condition vérifié.  
 $V_{sd} < F_{v,rd}$  condition vérifié.

## 7.2 CALCUL DE FONDATION

### 7.2.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol. C'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque, leur bonne conception et de réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible de terrain.
- La facilité de réalisation.

### 7.2.2 Rapport géotechnique de LTPO

- ✚ L'ouvrage est constitué d'un sol homogène. On obtient une bonne résistance à partir de 3 m de profondeur.
- ✚ Les fondations sont de type semelles isolées sur de faux-puits.
- ✚ La contrainte admissible du sol est estimée a 2,5 bars.

Les charges à prendre en considération sont :

	L'ELU $N_{sd}$ ( kN)	L'ELS $N_{sd}$ ( kN)
<b>Semelle d'angle</b>	39,895	26,695
<b>Semelle intermédiaire</b>	92,290	61,163
<b>Semelle centrale</b>	119,966	75,430
<b>Potelets</b>	37,922	27,198

Tableau 7.2 : Charges appliquées sur les fondations.

Pour le cas des fondations ; il y a lieu de réaliser des semelles isolées sur faux-puits ces derniers permettent d'atteindre le bon sol pour les semelles dimensionnées par rapport à la résistance du sol d'assise. le faux-puit est constitué d'un gros-béton renforcée par du treillis soudé ( **5mm /100\*100mm**) sur son pourtour.

### 7.2.3 Dimensionnement des semelles pour les poteaux en HEA 280 :

#### 7.2.3.1 Semelles centrales :

$$a \geq a + (2 \times tf) = 296 \text{ mm}$$

$$b \geq b + (2 \times tf) = 306 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 370 \text{ mm} \\ b = 380 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \frac{a}{b} \\ B = A \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,37}{0,38} \times \frac{75,43}{250}} \Rightarrow A \geq 0,54 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,38}{0,37} \times \frac{75,43}{250}} \Rightarrow B \geq 0,55 \text{ m.}$$

Donc on prend une semelle carrée de dimensions (1 x1) m<sup>2</sup>.

#### a- Détermination de d et h :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{1-0,38}{4} \leq d \leq 1 - 0,37$$

$$\Rightarrow 0,155 \leq d \leq 0,63 \text{ m}$$

Donc on prend : d= 40 cm

Alors h =d+5 = 40+ 5 = 45 cm

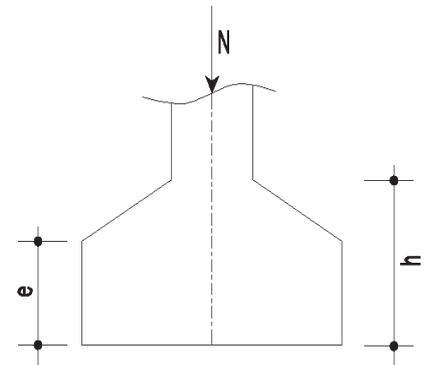


Figure7.2 : Semelle isolée soumise à un effort normal

#### b- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} = \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} = \frac{N_s}{A \cdot B} = \frac{75,43}{1 \cdot 1} = 75,43 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\sigma_{sol} = 75,43 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 = 2,50 \text{ bars.}$$

**c- Calcul de ferrailage :**

- À ELU avec méthode de BIELLE :

$$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$N_U = 119,966 \text{ kN}$  (Calculé par SAP 2000)

$$A_U = \frac{119,966 \times 10^3 \times (1000 - 370)}{8 \times 400 \times 347,82} = 67,90 \text{ mm}^2 = 0,679 \text{ cm}^2$$

- À ELS avec méthode de BIELLE :

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{soi}}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{soi} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_S = 75,43 \text{ kN}$  (Calculé par SAP 2000)

$$A_S = \frac{75,43 \cdot 10^3 \cdot (1000 - 380)}{8 \cdot 400 \cdot 201,63} = 72,48 \text{ mm}^2 = 0,724 \text{ cm}^2$$

Remarque :

vue que la semelle de fondation est une massive, le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adapte un ferrailage minimum selon le RPA99/version2003 ( $\varphi 12$ ) avec un espacement (min = 15 ; max = 25)cm.

**d- Calcul de nombre des barres**

On a espacement  $e = 15 \text{ cm}$ .

Enrobage  $c = 3 \text{ cm}$

$$n_a = \frac{A - 2c}{e} = \frac{100 - (2 \cdot 3)}{15} = 6,26 \text{ donc on prend 7 barres de } \varphi 12.$$

**e- Calcul d'ancrage**

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0,6 [ \psi^2 + f_{t28} ] = 0,6 [ 1,5^2 + 2,1 ] = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$L_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité et comporter des ancrages courbes (crochet).

	Nmax (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	$\frac{N}{S}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Ferrailage	$\frac{N_s}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelle central	119,966	1*1	119,966	250	7 $\varphi 12$	Condition vérifié

Tableau 7.3 : Récapitulatif des résultats de la Semelle central.

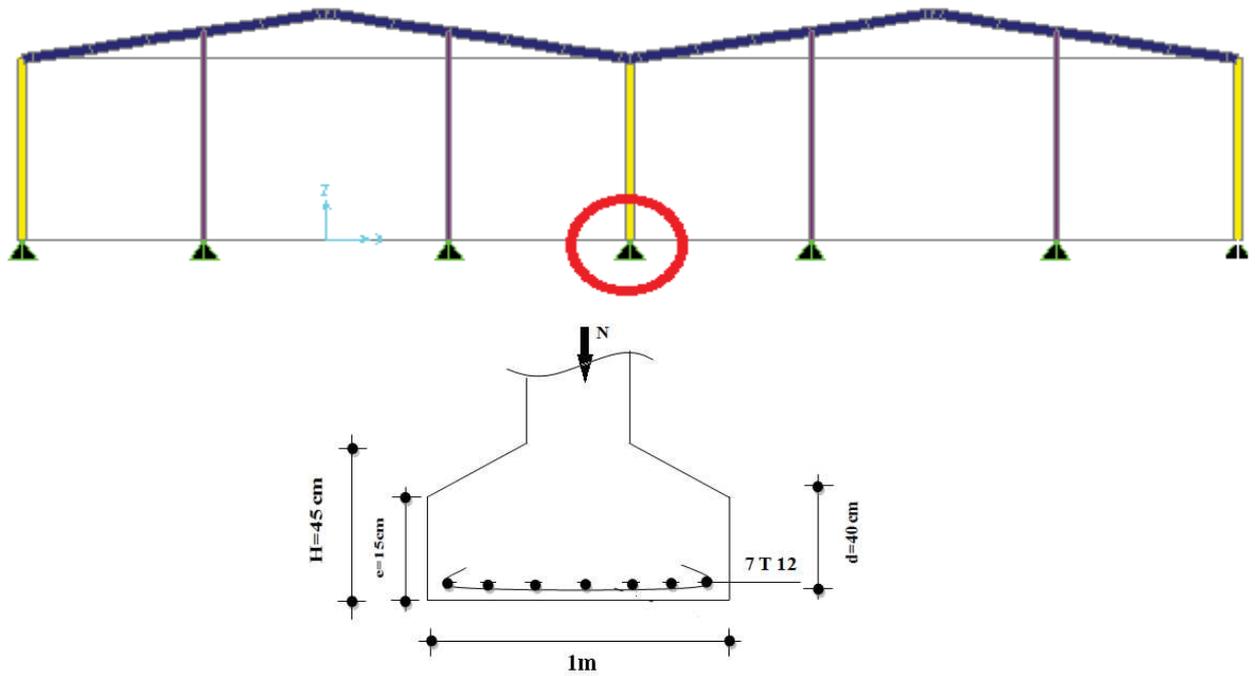


Figure 7.3 Ferrailage de semelle centrale

7.2.3.2 Semelle intermédiaire

Suivant la même méthode précédente, on fait le calcul de la semelle intermédiaire

	Nmax (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	$\frac{N}{S}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Ferrailage	$\frac{N_s}{S} < \bar{\sigma}_{adm}$
Semelle intermédiaire	92,29	0,8*0,8	144,20	250	6 $\varphi$ 12	Condition Vérifié

Tableau 7.4 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire.

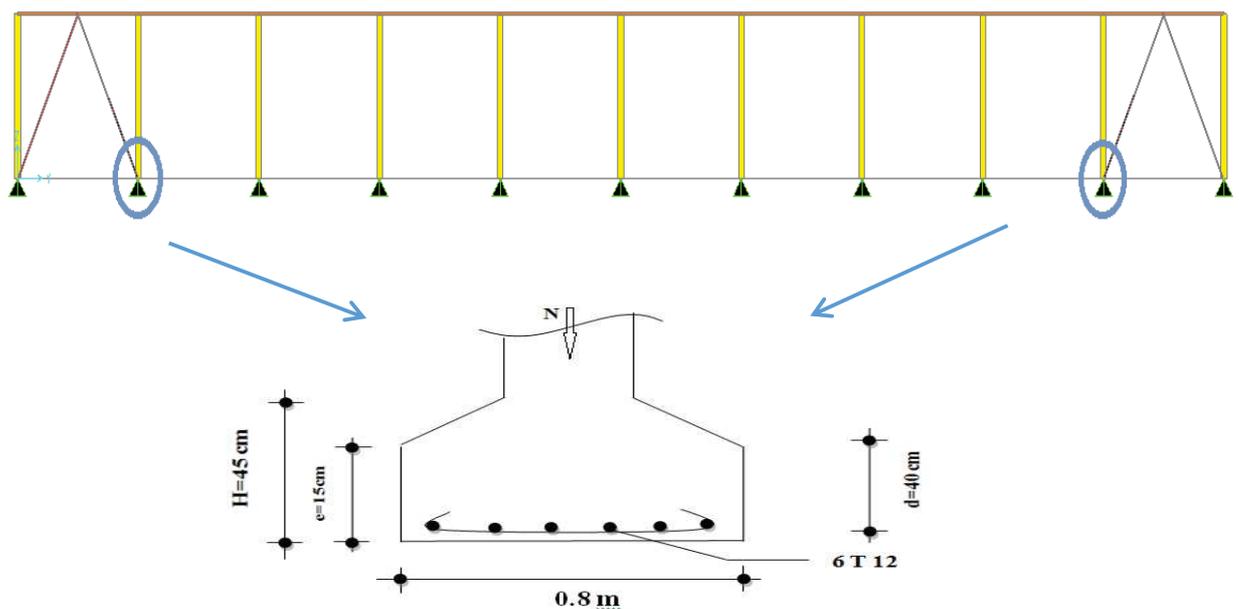


Figure 7.4 : ferrailage des semelles intermédiaires

### 7.2.3.3 Semelle d'angles

Suivant la même méthode précédente, on fait le calcul de la semelle d'angle.

	Nmax (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	$\frac{N}{S}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Ferrailage	$\frac{N_s}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelle d'angle	39,895	0,8*0,8	62,335	250	6 $\varphi$ 12	Condition vérifié

Tableau 7.5 : Récapitulatif des résultats de la semelle d'angle.

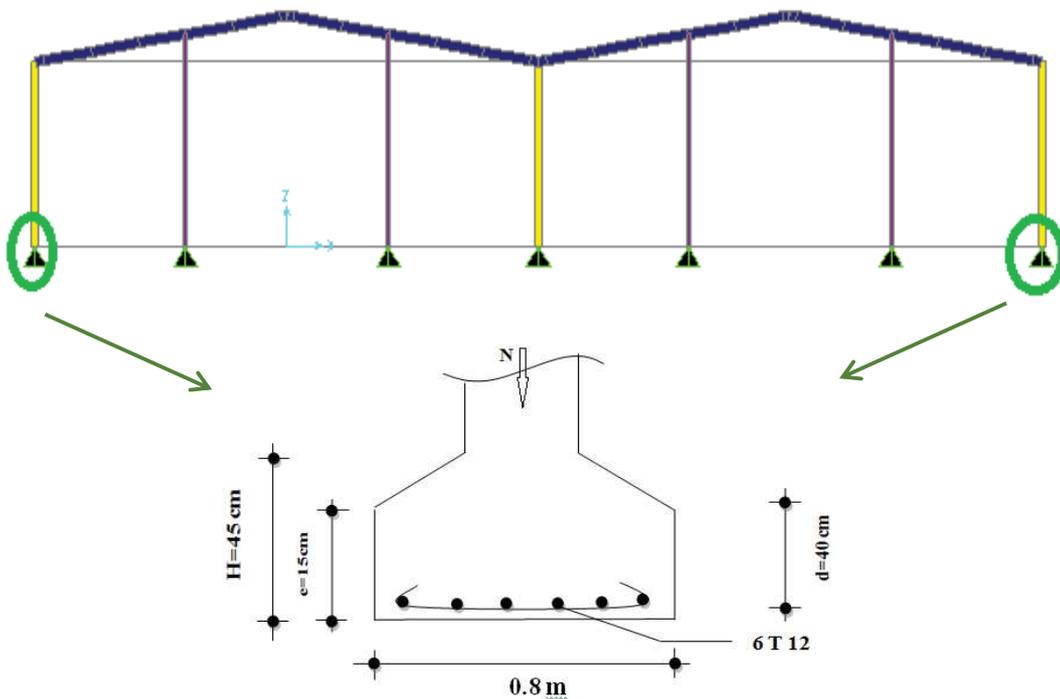


Figure 7.5 : Ferrailages des semelles d'angles

### 7.2.4 Dimensionnement des semelles de potelets IPE240 :

Suivant la même méthode précédente, on a fait le calcul de la semelle de potelets (IPE 240)

	Nmax (KN)	Section (m <sup>2</sup> )	$\frac{N}{S}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Ferrailage	$\frac{N_s}{S} < \overline{\sigma}_{adm}$
Semelle d'angle	37,922	0,6*0,6	105,338	250	4 $\varphi$ 12	Condition vérifié

Tableau 7.6 : Récapitulatif des résultats de la semelle de potelets.

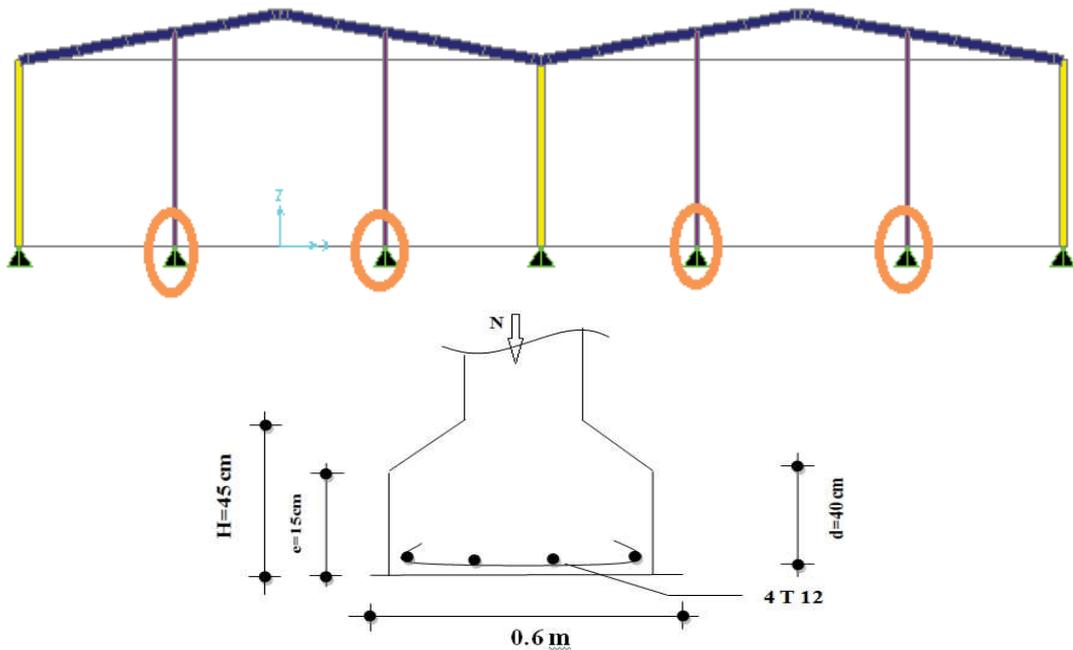


Figure 7.6 : Ferrailages des semelles des potelets.

### 7.3 Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises au effort de traction.

#### 7.3.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimales de la section transversale des longrines sont : (25cm\*30cm).

#### 7.3.2 Calcul de ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha}, 20 \text{ kN} \right]$$

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée pour les sols S3 ( $\alpha = 15$ ).

✚ L'ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{119,966}{15} = 7,99 \text{ kN}$$

✚ L'ELS :

$$\frac{Ns}{\alpha} = \frac{75,43}{15} = 5,02 \text{ kN}$$

$$F = \max \left[ \frac{Nu}{\alpha}, \frac{Ns}{\alpha}, 20 \text{ kN} \right] = 20 \text{ kN.}$$

$$Ast = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

- L'ELU :  

$$A_{st} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} = \frac{119,966}{347,82} = 0,34 \text{ cm}^2.$$
- L'ELS :  

$$A_{st} = \frac{Ns}{\sigma_{st}} = \frac{75,43}{347,82} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

LeRPA99 version 2003 exige que Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadre don l'espacement est inférieur au min (20cm;  $15\varphi$ ).

$$A_{min} = 0,6\% (25 \times 30)$$

$$A_{min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend donc  $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

### 7.3.3 Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{stmin} = 0,23 \times 25 \times 30 \times 2,1/400 \Rightarrow A_{stmin} = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{stmin}$$

Condition vérifiée

### 7.3.4 Calcul des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varphi_{min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10} \right)$$

$$\varphi_t = \varphi 8 \text{ mm.}$$

### 7.3.5 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres un espacement ne doit dépassant  $S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \varphi_t)$

$$S_t \leq (20\text{cm}; 12\text{cm})$$

On prend:  $S_t = 10 \text{ cm.}$

## CONCLUSION

La structure métallique s'adapte très bien à la fonction d'un hangar qui demande des portées importantes avec des éléments peu encombrant.

La structure choisie après calcul non seulement vérifie les conditions de résistance de stabilité mais aussi tous ses éléments sont disponibles sur le marché.

Notre travail ne s'arrête pas à l'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de cette dernière mais aussi la vérification des différents éléments de la structure (secondaires, porteurs, et d'assemblage) par rapport aux effets d'instabilités les plus extrêmes que peut supporter la structure.

La conception de la structure a été basée sur les documents techniques et réglementaires, en appliquant les différentes méthodes de calcul récentes.

Concernant le choix des profilés, il a été fait après plusieurs simulations (pour les poteaux on a utilisé des HEA, et les traverses des IPE).

L'étude sismique de la structure a été basée sur la méthode modale spectrale puisque notre ouvrage est réalisé en charpente métallique avec une toiture inclinée.

Pour le cas des fondations, il y a lieu de réaliser des semelles isolées sur des faux-puits ces derniers permettent d'atteindre le bon sol pour les semelles dimensionnées par rapport à la résistance du sol d'assise.

Cette expérience nous a permis aussi de:

- Mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique
- D'assimiler les différentes techniques de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages.

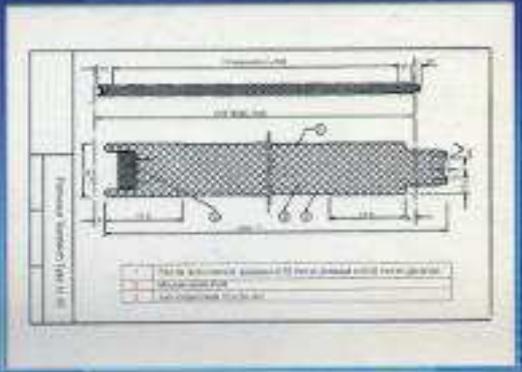
A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a permis d'acquérir des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

## Annexe A : Evaluation des charges

### A1 : Caractéristique techniques de panneaux de bardage

**CARACTÉRISTIQUES  
TECHNIQUES  
DES PANNEAUX SANDWICH**

**Panneaux de Bardage - Type LL 35 et LL 60 - LL80 - LL100**

Type	Longueur maxi. m	Largeur standard mm	Épaisseur mm	Poids Kg/m <sup>2</sup>	Résistance à la conductibilité $\lambda = D$ m <sup>2</sup> K/W	coefficient de transmission thermique K	Distance entre traverses maxi. en mm		
							1	2	3
<b>Surface Pétaquée</b>									
LL 35 P	12	1000	35	10,9	1,7	0,51	3,10	3,59	3,99
LL 60 P	12	1000	60	11,64	2,95	0,32	4,79	3,76	4,23
LL 80 P	12	1000	80	12,75	3,95	0,24	5,37	4,34	4,99
LL 100 P	12	1000	100	13,64	4,45	0,19	5,81	4,51	5,12
<b>Surface Mixte</b>									
LL 35 M	12	1000	35	11,89	1,7	0,53	3,10	3,59	3,99
LL 60 M	12	1000	60	13,09	2,95	0,32	4,79	3,76	4,23
LL 80 M	12	1000	80	14,09	3,95	0,24	5,37	4,34	4,99
LL 100 M	12	1000	100	14,89	4,45	0,19	5,81	4,51	5,12
<b>Surface Galvanisée</b>									
LL 35 G	12	1000	35	13,38	1,7	0,51	3,10	3,59	3,99
LL 60 G	12	1000	60	14,34	2,95	0,32	4,79	3,76	4,23
LL 80 G	12	1000	80	15,24	3,95	0,24	5,37	4,34	4,99
LL 100 G	12	1000	100	16,28	4,45	0,19	5,81	4,51	5,12

Nota: LL : Les 2 peaux en Linéaire-Général




A2 : Caractéristique technique de panneaux sandwich pour la couverture.

**SGP CONSTRUMET / GROUPE BATIMETAL**  
 مؤسسة المركبات المصنعة  
 Société de Composants Industrialisés

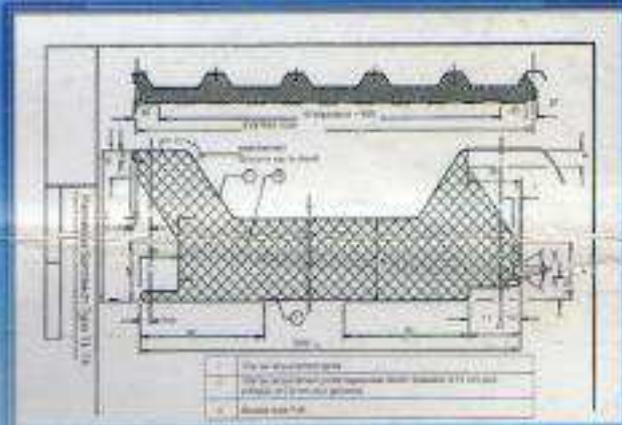
Filiale **BATICOMPOS** s.a.  
 A. Groupe BATIMETAL

Béni Mançour, W. Djéjela  
 Tél.: 034 35 95 83 / 87 / 88 / 89 Fax: 034 35 95 27

**Unité Panneaux Sandwichs de Béni Mançour**

**CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICHS**

Panneaux de couverture TYPE TL 75

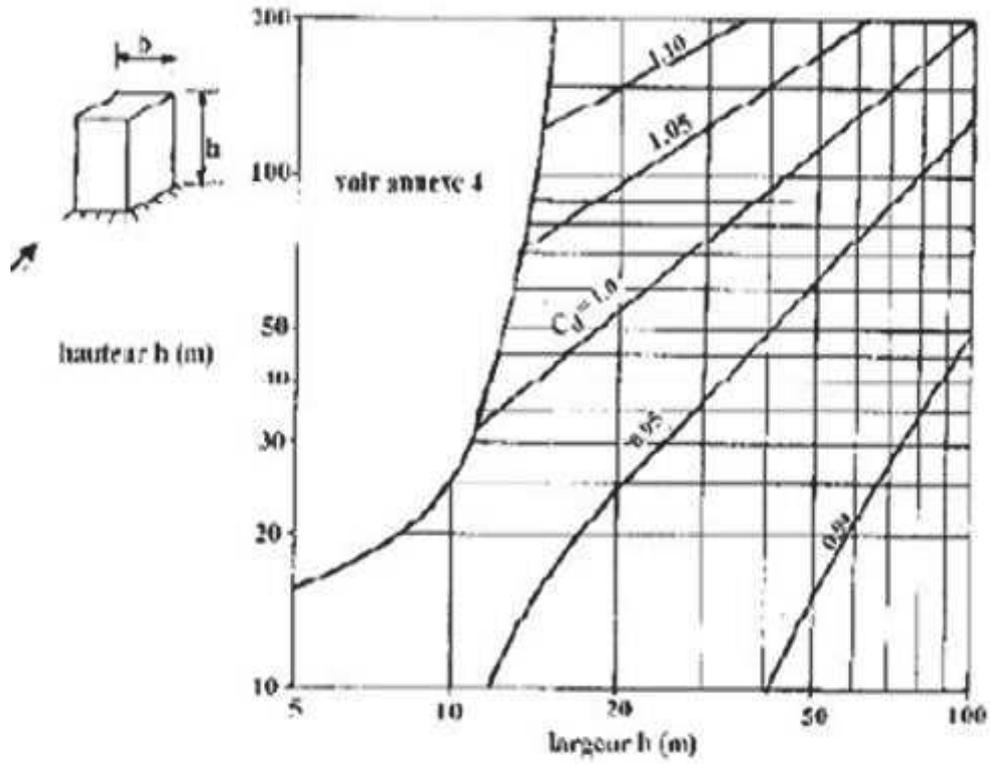



Type	Longueur maxi.	Largeur standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité	coefficient de transmission thermique K	Distance entre traverses maxi. en mm n° supports de travée		
							1	2	3
	m	mm	mm	Kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> K / W	W/m <sup>2</sup> .K			
<b>Surface Prélaquée</b>									
<b>TL 75 P</b>	12	1035	75	14,20	2,32	0,40	*	*	*
<b>Surface Minérale</b>									
<b>TL 75 M</b>	12	1035	75	15,21	2,32	0,40	*	*	*
<b>Surface Galvanisée</b>									
<b>TL 75 G</b>	12	1035	75	17,90	2,32	0,40	*	*	*

\* Selon les calculs statiques

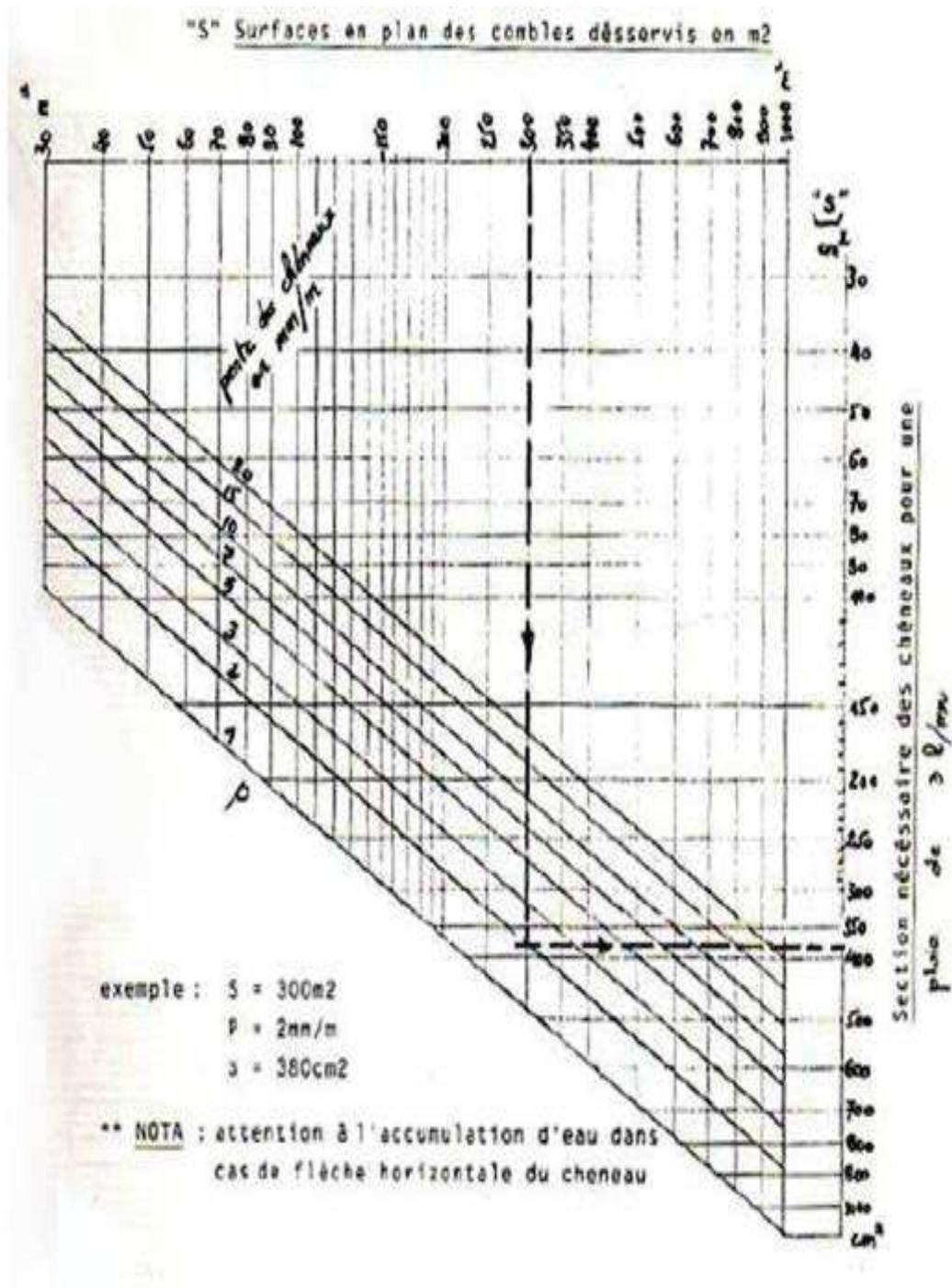


### A.3 Effet du vent :



A.3 : valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques.

## Annexe B : Dimensionnement des chéneaux



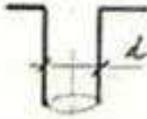
B.1 : Calcul de la section des chéneaux.

(écartement maxi des descentes = 30m)

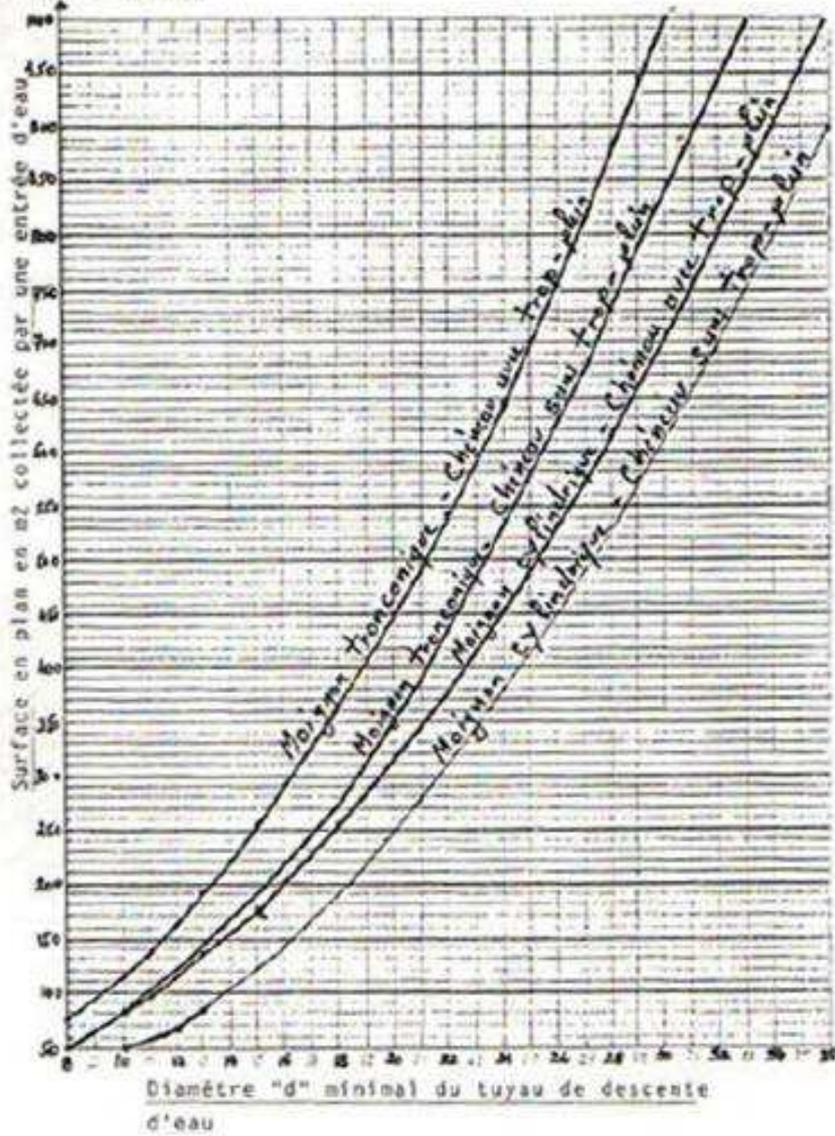
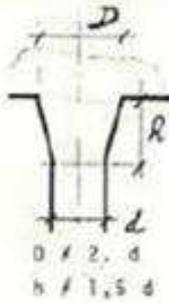
(d mini = 8cm )

S maxi = 1000m<sup>2</sup>

soignon cylindrique



soignon tronconique



B.2 : Calcul du diamètre des descentes d'eau.

## Annexe C

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d <sub>o</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d <sub>m</sub> (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

Principales caractéristiques géométriques des boulons

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**CHARGES ET SURCHARGES** (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).

**CALCUL PRATIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES (2<sup>ème</sup> Édition)** (Office Des Publication Universitaire).

**DAHMANI Lahlou (2<sup>ème</sup> Édition)** CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE3 (Office Des Publication Universitaire).

**REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM97 »** ministère de l'habitat et de l'urbanisme,(ALGERIE).

**REGLES NEIGE ET VENT « RNV99 »** (DTR .C2-4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

**REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99 VERSION 2003 »** ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

**REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME** suivant la méthode des états limites « **BAEL91** » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

**A. BOUTASTA, Med. BOURDIM** : étude et dimensionnement d'un bâtiment industriel a Arzew Département de génie civil, Faculté de technologie, université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

**Med. Djelel. FODIL, Med. Yassine BEDJAOUI**: Etude d'une piscine semi olympique à ghazaout (Tlemcen). Département de génie civil, Faculté de technologie, université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

**Med. H. BENYELLES, CH.M. BENYELLES** : Etude et dimensionnement d'une piscine olympique a sig . ). Département de génie civil, Faculté de technologie, université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).