

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



## **Mémoire de master**

**Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

Présenté par :

**HADRI Youssef**

---

---

**Thème : étude structurale d'une salle polyvalente**

---

---

Sous la direction de : **Prof. NAFA Zahreddine**

---

**Juin 2023**

---

# Remerciements

*Avant tout je remercie Dieu pour  
m'avoir donné la force et la patience pour mener ce  
travail*

*Je tiens à présenter mes vifs remerciements à  
mon promoteur le professeur Nafa Zahreddine pour  
son suivi*

*et son orientation tout au long de l'élaboration de  
ce travail, en lui exprimant ma profonde  
gratitude.*

*mes remerciements vont aussi à l'ensemble des  
enseignants de*

*L'université de 8 Mai 1945 Guelma, plus  
particulièrement aux  
enseignants de la Faculté des Sciences et de technologie  
et du département de génie civil et d'hydraulique*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères, je site:*

➤ *Mes chers parents, symboles de courage et de Volonté, qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour nos bien être. Que dieu les protègent.*

➤ *Mes chères frères*

➤ *Toutes ma famille grandes et petites.*

➤ *Tous mes amis(e)*

## ملخص

يمثل مشروع نهاية الدراسة المرحلة الأخيرة من تكوير بنا، فقد سمح لنا من ناحية بوضع المعرفة المكتسبة خلال دورتنا وتعميقها، ومن ناحية أخرى من لتعرف على اللوائح القائمة، وهي RPA ,D.T.R 99 الإصدار RNVA 2013 2003 ومختلف Eurocode. يتكون عملنا من الدراسة الهيكلية لقاعة متعددة الاستعمالات ذات هيكل معدني. الحسابات المعقدة في الهندسة المدنية تتطلب حتما خدمات البرامج الرقمية التي تقوم بتوفير الوقت والدقة والموثوقية مثل برنامج ROBOT. وبالإضافة إلى ذلك سمحت لنا هذه الدراسة بالتوصل إلى بعض الاستنتاجات يكون التصميم أقرب إلى الواقع من أجل الوصول إلى أفضل النتائج. في الهياكل المعدنية تأثير الرياح يكون أخطر مقارنة بالزلازل. التحقق من الهيكل ضد عدم الاستقرار هو خطوة أساسية وضرورية من أجل تصميم سليم. التصميم الصحيح لتجميع الهياكل أمر ضروري لاستقرار الهياكل المعدنية. الدور الهام جداً الذي تؤديه الدعائم الهيكلية من أجل ضمان الاستقرار.

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني. قاعة متعددة الاستعمالات. قياسات. التجميع. الرياح. الزلازل.

## **Abstract**

The end of studies project represents the last phase of our training, it allowed us on the one hand to put into practice the knowledge acquired during our course and to deepen it, and on the other hand to familiarize ourselves with the regulations in force, namely the DTR, RPA 99 version 2003, RNVA2013 and the various Eurocodes. . Our work consists of the structural study of a multipurpose room in metal frame. The complexity of calculations in Civil engineering inevitably calls on the services of digital tools such as AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, to which we owe a gain in time, precision and reliability. In addition, this study allowed us to reach certain conclusions: . The modeling must be as close as possible to reality, in order to approach the real behavior of the structure and obtain better results. In metallic structures, the actions of the wind are often the most unfavorable, however, the seismic study is not negligible. . The verification of the framework against instabilities is an essential and necessary step for adequate sizing. Good assembly design is essential for the stability of metal structures. The very important role played by the bracing arrangements in the overall behavior of the structure.

**Keywords** : steel Structural, multipurpose room. Sizing. Assembly. Seismic. wind

## **Résumé :**

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il m'a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant mon cursus et de les approfondir, et d'autre part de me familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA2013 et les différents Eurocodes. Notre travail consiste en l'étude structurale d'une salle polyvalente en charpente métallique. La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que ROBOT, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions: La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats. Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'études sismique est obligatoire. La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat. La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. . Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventement dans le comportement global de la structure.

**Mot clés :** charpente métallique .salle polyvalente. Dimensionnement .assemblages .Vent. sismique

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	01
-----------------------------	----

## CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I. Les différents types de structures.....	03
1. Structures à poutres et colonnes.....	03
2. Structures à portiques .....	05
3. Structures en treillis.....	06
3.1. Les poutres en treillis et les fermes.....	07
3.1.1. Les parallèles poutres à membrures.....	08
3.1.2. Les poutres à membrures non parallèles.....	08
3.1.3. Les poutres échelles ou poutres Vierendeel.....	09
3.2. Les fermes.....	10
4. structures tendues.....	10
5. Structures gonflables.....	11
II. Les Différents types de matériaux.....	13
1. Béton .....	13
2. Acier .....	14
3. Bois .....	14
III. Les Logiciels de calcul de structure.....	15

## CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET

2.1 Présentation du projet .....	18
2.1.1 Données géométrique du projet.....	18
2.1.2 Localisation et données concernant le site .....	18
2.2 Règlements techniques.....	19
2.3 Matériaux utilisés .....	19
2.3.1 Acier.....	19
2.4 Les assemblages .....	21
2.4.1 Le boulonnage.....	21

2.4.2 Le soudage.....	21
2.5 Conception structurale .....	21
2.5.1 Structure verticale (les façades).....	21
2.5.2 Structure horizontale (les toitures) .....	21

## CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES

3.1 Introduction.....	23
3.2 Charges permanentes .....	23
3.3 Surcharges d'exploitation .....	23
3.4 Surcharges climatiques .....	23
3.4.1 Charges de neige .....	23
a) La charge de la neige sur le sol $S_k$ .....	24
b) Coefficient de forme de la toiture .....	24
c) La charge de la neige sur la toiture .....	24
3.4.2. Effet de vent.....	25
A) Les données relatives au site.....	26
B) Calcul de la pression due au vent.....	26
C) Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ .....	26
D) Coefficient de rugosité $C_r$ .....	26
E) Coefficient d'exposition $C_e$ .....	27
F) Valeur des pressions dynamiques $q_{dyn}$ .....	27
3.4.2.1. Direction de vent $V_1$ .....	27
A) Le coefficient de pression externe $C_{pe}$ .....	28
❖ Les parois verticales.....	28
❖ La toiture .....	29
B) Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ .....	30
C) Calcul des pressions .....	31
1) Parois verticales .....	31
2) Toiture :.....	31
3.4.2.2. Vent perpendiculaire au pignon (direction $V_2$ ) .....	32
A) Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ .....	33
❖ Les parois verticales.....	33

❖ La toiture .....	34
B) Coefficient de pression intérieure Cpi .....	34
C) Calcul des pressions .....	34
1) Parois verticales .....	34
2) Toiture .....	35
3.4.2.3. Vent perpendiculaire au pignon (direction V3) .....	35
A) Coefficient de pression extérieur Cpe .....	36
❖ Les parois verticales.....	36
❖ La toiture .....	36
B) Coefficient de pression intérieure Cpi .....	37
C) Calcul des pressions .....	37
1) Parois verticales .....	37
2) Toiture .....	37
3.4.2.4. Vent perpendiculaire au pignon (direction V4) .....	38
A) Coefficient de pression extérieur Cpe .....	38
❖ Les parois verticales.....	38
❖ La toiture .....	39
B) Coefficient de pression intérieure Cpi .....	40
C) Calcul des pressions .....	40
1) Parois verticales .....	40
2) Toiture .....	41
D) calcul de force de frottement .....	41

## CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTSSECONDAIRES

4.1 Introduction.....	42
4.2 Dimensionnement des panneaux de couverture.....	42
4.2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich .....	42
4.2.2 Panneau couverture .....	42
4.3 Calcul des pannes de couverture.....	43
4.3.1 Introduction.....	43

4.3.2 Espacement entre pannes .....	43
4.3.3 Evaluation des charges et surcharges.....	44
4.3.4 Pré dimensionnement des pannes .....	47
4.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes .....	48
4.3.5.1 Vérification à l’Els (flèche).....	48
4.3.5.2 Condition de la résistance (Elu).....	48
4.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée .....	48
4.3.5.2.2 Vérification au cisaillement .....	49
4.3.5.2.3 Vérification au déversement .....	51
4.4 Calcul des liernes.....	52
4.4.1 Introduction.....	52
4.4.2 Les efforts dans les liernes .....	53
4.4.3 Dimensionnement des liernes.....	53
4.5 Calcul de l’échantignolle .....	54
4.5.1 Introduction.....	54
4.5.2 Dimensionnement de l’échantignolle.....	54
4.6 Calcul des lisses de bardage.....	56
4.6.1 Introduction.....	56
4.6.2 Espacement des lisses.....	56
4.6.3 Efforts sollicitant la lisse.....	57
4.6.4 Pré dimensionnement des lisses.....	57
4.6.5 Dimensionnement et vérification des lisses.....	58
4.6.5.1 Vérification à l’Els (flèche).....	58
4.6.5.2 Condition de la résistance (Elu).....	58
4.6.5.3 Vérification à la flexion déviée .....	58
4.6.5.4 Vérification au cisaillement.....	59
4.6.5.5 Vérification au déversement.....	60
4.8 Calcul des potelets.....	61
4.8.1 Introduction.....	61
4.8.2 Le pré dimensionnement du potelet.....	61
4.8.3 Vérification de la section à la résistance .....	61
4.8.4 Vérification de la stabilité au déversement .....	65
4.9 Conclusion .....	66

## CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE

5.1 Introduction.....	67
5.2 Calcul de la force sismique totale .....	67
1. Définition des différents paramètres selon le RPA. 2003.....	67
➤ Coefficient d'accélération de zone (A).....	67
➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D .....	68
➤ Période fondamentale (T) .....	68
➤ Coefficient de comportement R.....	69
➤ Facteur de qualité (Q).....	70
➤ Le poids de la structure W.....	70
5.3. Modélisation.....	71
5.4. Résultats .....	71

## CHAPITRE 6: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1 Introduction.....	72
6.2 Justification des poteaux.....	74
6.2.2 Efforts sollicitant.....	74
6.2.3 Vérification.....	74
6.2.3.1 Vérification à la résistance.....	74
6.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant .....	74
6.2.3.3 Vérification à l'effort normal.....	74
6.2.3.4 Vérification au moment fléchissant.....	75
6.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités .....	75
6.2.4.1 Flexion composée avec risque de flambement .....	75
6.2.4.2 Vérification au flambement .....	77
6.3 Justification des traverses .....	79
6.3.2 Charges réparés sur la traverse.....	79
6.3.3 Vérification de la section à la résistance.....	79
6.3.4 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	80

6.3.5 Vérification de flambement .....	80
6.3.6 Vérification de déversement .....	82
6.5 Justification des contreventements.....	84
6.5.1 Introduction .....	84
6.5.2 Rôle des systèmes de contreventement.....	84
6.5.3 Vérification des contreventements.....	84
6.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction.....	84
6.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression .....	85
6.5.3.3 Vérification au flambement.....	85
6.7 Conclusion .....	87

## **CHAPITRE 7 : ETUDE DES ASSEMBLAGES**

7.1 Introduction.....	88
7.1 Fonctionnement des assemblages .....	88
a) Le boulonnage.....	88
b) Le soudage.....	88
c) Fonctionnement par adhérence.....	88
7.2 Calcul d'assemblages .....	89
7.2.1 Assemblage traverse – traverse .....	89
7.2.2 Assemblage poteau – traverse.....	96
7.2.3 Assemblage pieds de poteaux .....	103
7.2.4 Assemblage de stabilités .....	108

Conclusion générale.....	114
--------------------------	-----

Références bibliographiques.....	115
----------------------------------	-----

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.</b> Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1.....	31
<b>Tableau 2.</b> Pressions sur la toiture - Direction du vent V1.....	32
<b>Tableau 3.</b> Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2.....	34
<b>Tableau 4.</b> Pressions sur la toiture - Direction du vent V2.....	34
<b>Tableau 5.</b> Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3.....	37
<b>Tableau 6.</b> Pressions sur la toiture - Direction du vent V3.....	37
<b>Tableau 7.</b> Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V4.....	40
<b>Tableau 8.</b> Pressions sur la toiture - Direction du vent V4.....	41
<b>Tableau 9 :</b> Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	43
<b>Tableau 10:</b> fiche technique des panneaux sandwiches de couvertures.....	44
<b>Tableau 11 :</b> Valeur du coefficient de qualité.....	70
<b>Tableau 12 :</b> Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	89

## LISTE DES FIGURES

Figure 01 : Structures à poutres et colonnes en béton armé.....	04
Figure 02 : Structures à poutres et colonnes en bois.....	04
Figure 03 : Structures à portiques.....	05
Figure 04 : Structures à portiques.....	06
Figure 05 : Structures en treillis.....	07
Figure 06 : Structures en treillis.....	07
Figure 07 : Les poutres ou parallèles a membrures.....	08
Figure 08 : Les poutres à membrures non parallèles.....	09
Figure 09 : Les poutres échelles ou poutres Vierendeel.....	09
Figure 10 : les poutres fermes.....	10
Figure 11 : Structures portées tendues.....	11
Figure 12 : Structures gonflables.....	12
Figure 13 : Structures gonflables.....	13
Figure 14 : Structures en béton armé .....	13
Figure 15 : Structures en acier léger.....	14
Figure 16 : Structures en bois lamellé-collé.....	14
Figure 17 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	20
Figure 18 : Vue en 3D de la structure.....	22
Figure 19 : Charges de la neige sur la toiture.....	25
Figure 20 : Directions du vent (v1) sur la structure.....	27
Figure 21 : Répartition du coefficient de pression $C_{pe}$ sur les parois verticales V1.....	28
Figure 22 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture - Direction du vent V1.....	29
Figure 23 : Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.....	30
Figure 24 : Ouvertures .....	30
Figure 25 : Directions du vent (V2) sur la structure.....	32
Figure 26 : Valeurs de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent V2.....	33
Figure 27 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture - Direction du vent V2.....	34
Figure 28 : Directions du vent (V3) sur la structure.....	35
Figure 29 : Valeurs de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent V3.....	36

Figure 30 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture - Direction du vent V3.....	37
Figure 31 : Directions du vent ( $v_4$ ) sur la structure.....	38
Figure 32 : Valeurs de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent V4.....	39
Figure 33 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture - Direction du vent V4.....	40
Figure 34 : détail de panneau sandwich (couverture).....	42
Figure 35 : Représentation de cisaillement de la panne.....	50
Figure 36 : Coupe transversale des liernes.....	52
Figure 37: Vue en 3D de l'échantignolle.....	54
Figure 38 : Spectre de réponse.....	71
Figure 39 : Modèle de la structure en 3D.....	73
Figure 40. Assemblage traverse- traverse.....	89
Figure 41: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.....	95
Figure 42: Vue 3D de la jonction poteau-fondation.....	102
Figure 43: Assemblage de contreventements.....	108

## LISTE DES NOTATIONS

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

V : Surcharge climatique du vent.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module de cisaillement.

$I_y$  : Moment d'inertie selon l'axe y.

$I_z$  : Moment d'inertie selon l'axe z.

$\nu$  : coefficient de poisson.

$\rho$  : poids volumique

b : largeur du profilé.

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t : épaisseur.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme de profile.

$t_f$  : Épaisseur de la semelle de profile.

A : Section du profilé.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cd : Coefficient dynamique.

MSd : Moment fléchissant sollicitant.

MRd : Moment résistant.

MPl : Moment plastique.

Mpl, Rd : Moment plastique résistant.

Mb, Rd : Moment de la résistance au déversement.

Vsd : Effort tranchant sollicitant.

Vpl, Rd : Effort tranchant plastique.

Vel, Rd : Effort tranchant élastique.

Wel : Moment de résistance élastique.

Wpl : Moment de résistance plastique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

f : La flèche.

fy : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

Lf : Longueur de flambement.

$\chi$  : 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.

$\tau$  : 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.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

# **Introduction general**

---

## **INTRODUCTION GENERALE**

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Structure » à l'université 8 mai 1945 de Guelma, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'une salle polyvalente en charpente métallique à la commune de Maouna de «GUELMA ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tels que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle cette salle a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres, après l'introduction :

- Un premier chapitre d'étude bibliographique dans lequel est présenté les différents types de structure et les différents types de matériaux et logiciel de calcul.
- Un deuxième chapitre de présentation du projet qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le troisième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».

# **Introduction general**

---

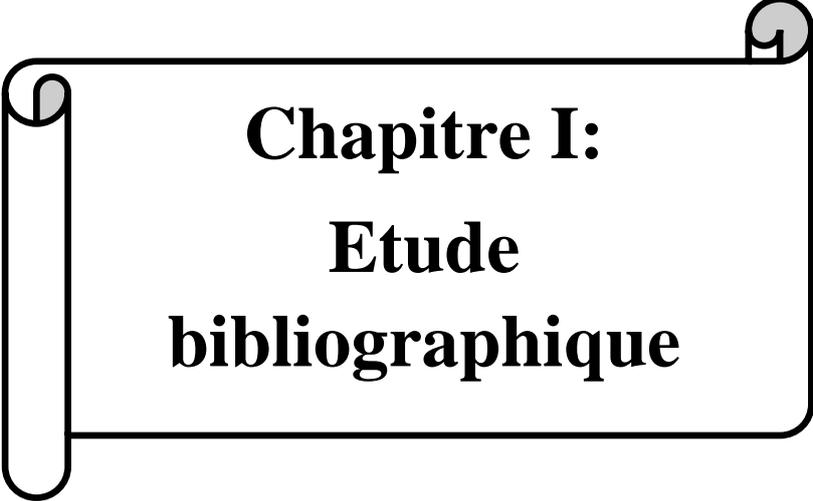
- Le quatrième chapitre est le dimensionnement des éléments secondaires de la structure.
- Le cinquième chapitre : l'étude sismique du bâtiment selon le « RPA99-V2003 »
- Le sixième est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CM66 ».
- Le septième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CM66 ».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

Enfin, une série d'annexes vient apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

---

---



**Chapitre I:**  
**Etude**  
**bibliographique**

---

---

## **I. Les différents types de structure**

### **1. structures à poutres et colonnes**

Les structures à poutres et colonnes sont des systèmes structurels couramment utilisés dans la construction de bâtiments. Elles consistent en un ensemble de colonnes verticales qui supportent des poutres horizontales pour former un réseau de cadre. Les poutres et les colonnes peuvent être en acier, en béton armé ou en bois lamellé-collé.

L'une des principales caractéristiques des structures à poutres et colonnes est leur capacité à supporter de grandes charges. Les colonnes verticales sont conçues pour résister à la compression, tandis que les poutres horizontales résistent à la flexion. Les poutres sont généralement placées dans un plan horizontal, tandis que les colonnes sont verticales. Les charges sont transférées des poutres aux colonnes, qui à leur tour transfèrent les charges au sol.

Les avantages des structures à poutres et colonnes sont leur adaptabilité et leur capacité à supporter de grandes charges. Ces structures sont également très flexibles en termes de conception, permettant des variations dans la hauteur des étages, l'espacement des colonnes et des poutres, et le type de matériaux utilisés. [1]



**Figure 1 :** Structures à poutres et colonnes en béton armé



**Figure 2 :** Structures à poutres et colonnes en bois

## 2. structures à portiques

Les structures à portiques sont des assemblages de poutres et de colonnes rigides qui sont connectées les unes aux autres pour former une structure stable. Elles sont utilisées dans de nombreux projets de construction, tels que des bâtiments commerciaux, industriels et résidentiels.

Les avantages des structures à portiques comprennent :

- \* Capacité de supporter de grandes charges verticales
- \* Résistance aux forces horizontales telles que le vent et les séismes
- \* Possibilité de créer des bâtiments de grande hauteur
- \* Flexibilité dans la conception et la disposition des éléments structuraux
- \* Assemblage facile et rapide

Ces avantages en font une option populaire pour les projets de construction qui nécessitent des bâtiments de grande hauteur ou une grande capacité de charge. Cependant, il est important de considérer les coûts et les contraintes de fabrication, de transport et d'installation des éléments préfabriqués.[2]



**Figure 3 :** Structures à portiques



**Figure 4 :** Structures à portiques

### 3. Structures en treillis

Les structures en treillis sont des structures composées de poutres droites reliées par des nœuds qui peuvent être articulés ou fixes. Ces structures sont souvent utilisées pour les toits de grands bâtiments, les ponts, les tours et les mâts.

Le principal avantage des structures en treillis est leur légèreté par rapport aux autres types de structures. En effet, le treillis peut résister à des charges importantes tout en étant relativement léger, ce qui les rend idéales pour les ponts et les toits de grands bâtiments. De plus, les treillis sont très rigides, ce qui leur permet de maintenir leur forme et leur position, même en cas de charges importantes.

Cependant, les structures en treillis nécessitent des nœuds complexes et des connexions de haute précision pour garantir leur stabilité et leur résistance à long terme. De plus, leur construction peut être plus difficile et plus coûteuse que celle d'autres types de structures.[3]



**Figure 5 :** Structures en treillis



**Figure 6 :** Structures en treillis

### **3.1. Les poutres en treillis et les fermes**

On appelle indifféremment treillis, triangulation ou structure réticulée, un ensemble de barres assemblées les unes aux autres à leurs extrémités, de manière à former une structure portante stable, plane ou spatiale.

Elle est constituée par l'assemblage de plats, de cornières, de profils I ou T et de profils creux. Légères, les poutres en treillis (ou poutres triangulées) permettent de franchir de plus grandes portées mais nécessitent des assemblages parfois complexes.<sup>[1]</sup> Les principaux types de poutres treillis sont décrits ci-dessous.

### 3.1.1. Les parallèles poutres à membrures

Il en existe plusieurs sortes et notamment :

- les poutres à treillis en N. C'est une des solutions les plus anciennes. En charge, les montants sont comprimés et les diagonales sont soit tendues, soit comprimés
- les poutres à treillis en V, dites poutres Warren. C'est une des formes – les plus courantes
- les poutres à treillis en croix de Saint-André

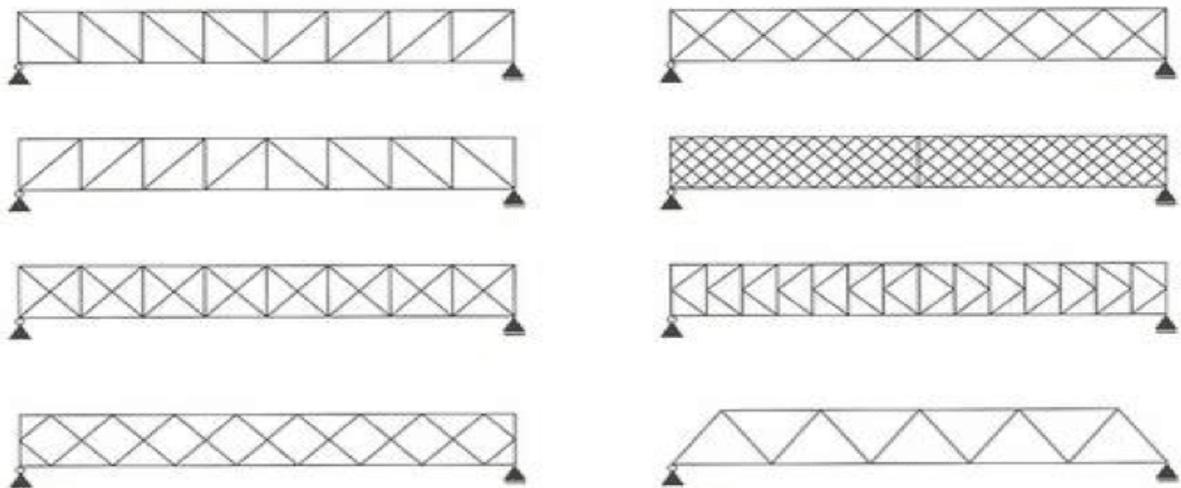
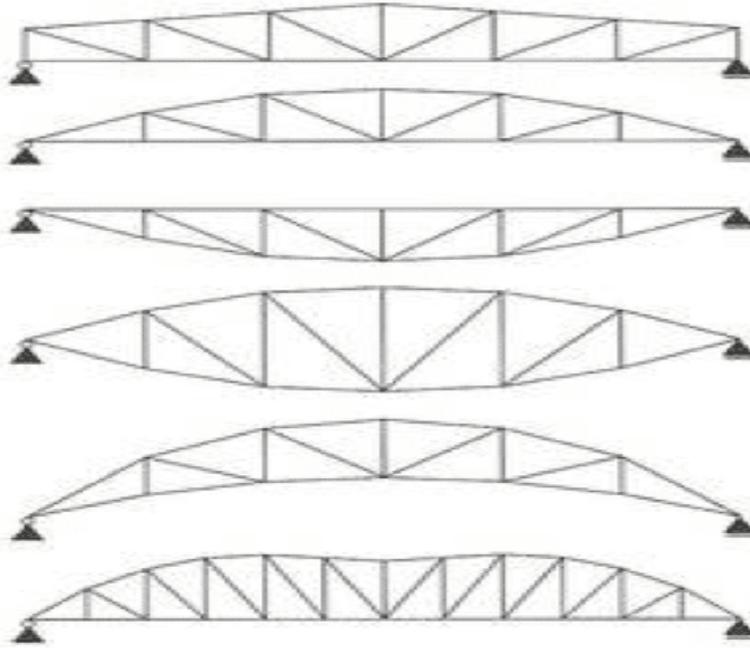


Figure 7 : Les poutres ou parallèles a membrures

### 3.1.2. Les poutres à membrures non parallèles

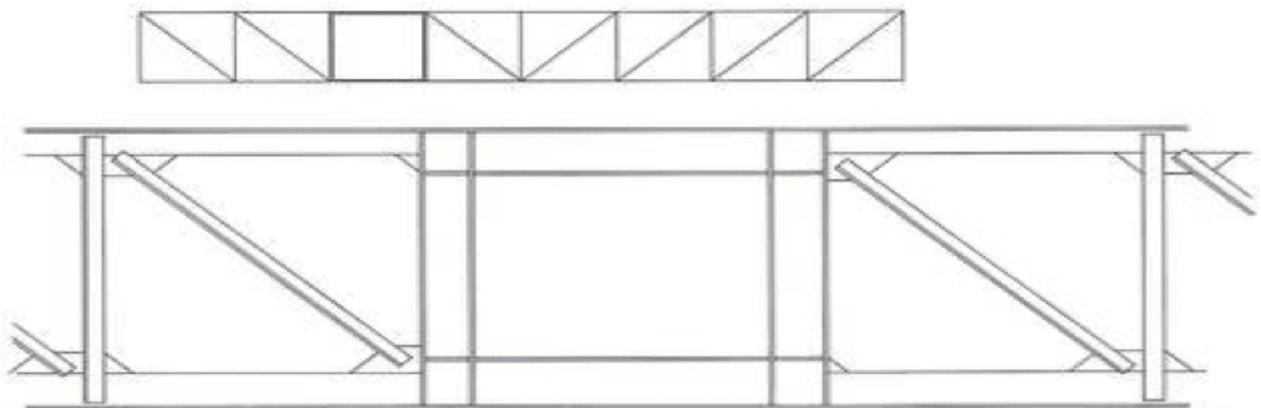
Ces poutres permettent, à l'instar des PRS à inertie variable, de répondre de manière optimale aux efforts auxquels elles sont soumises. Il est même possible que les membrures ne soient pas de même profil, l'une étant en compression, l'autre étant en traction. Le profil comprimé contient en effet le maximum de matière, le câble ou tirant (tendu), le minimum. Cette différence de matière est liée à la prise en compte du phénomène de flambement dans la partie comprimée. Il existe de nombreux types de poutres de ce genre.



**Figure 08 :** Les poutres à membrures non parallèles

### 3.1.3. Les poutres échelles ou poutres Vierendeel

Les assemblages des montants de ce type de poutre sont rigides, sans diagonales. L'ensemble forme un système hyperstatique très rigide. Ce système est plus lourd et moins performant en flexion mais permet de libérer l'espace central de la poutre pour laisser passer des circulations, des gaines... Il est possible de jumeler une poutre treillis classique avec une poutre Vierendeel. La suppression de la diagonale conduit à renforcer le cadre autour du panneau. Ce type de solution permet aussi de réaliser des poutres de façade dites « poutres américaines » dont la hauteur est égale à celle d'un étage de la construction.



**Figure 09 :** Les poutres échelles ou poutres Vierendeel

### 3.2. Les fermes

Les fermes sont des poutres en treillis dont les membrures supérieures suivent la pente de la toiture. L'entrait des fermes est souvent retroussé pour mieux dégager le gabarit ou l'espace libre sous la charpente. Parmi les modèles les plus courants au XIXe siècle, les fermes Polonceau (inventées en 1837) ont leurs arbalétriers sous-tendus par des bielles et des câbles.[4]

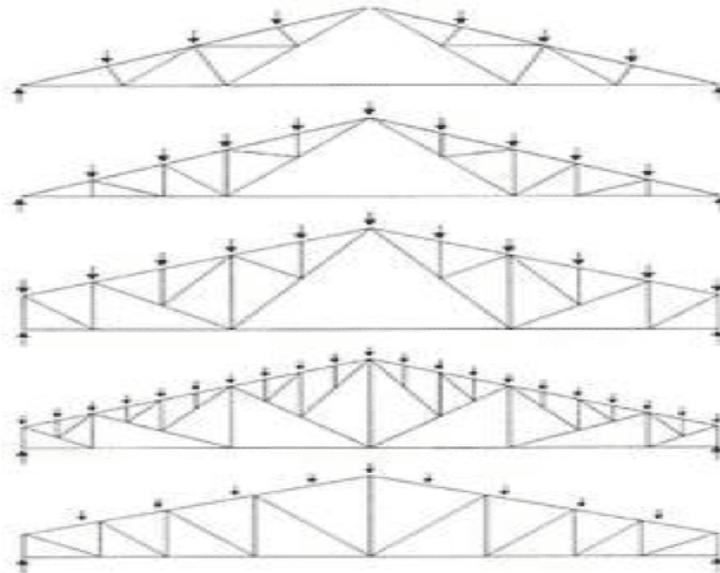


Figure 10 : les poutres fermes

### 4. Les structures tendues

Les structures tendues sont des structures légères et résistantes qui sont généralement utilisées pour créer des toits de bâtiments, des ponts ou des structures de grande envergure. Elles sont composées d'une membrane tendue entre deux points d'ancrage, qui sont généralement des piliers ou des poteaux. La membrane peut être en toile, en PVC, en ETFE (éthylène-tétrafluoroéthylène) ou en d'autres matériaux synthétiques similaires.

Les avantages des structures tendues sont nombreux. Tout d'abord, elles sont très légères par rapport aux autres types de structures. Cela signifie qu'elles nécessitent moins de matériaux pour être construites et sont donc moins coûteuses à produire. De plus, les structures tendues sont très flexibles et peuvent être utilisées pour créer des formes architecturales complexes qui ne sont pas possibles avec d'autres types de structures. Elles peuvent également être facilement démontées et déplacées, ce qui les rend très pratiques pour une utilisation temporaire.

Enfin, les structures tendues sont très résistantes aux intempéries, en particulier aux vents forts. La membrane tendue peut être conçue pour résister à des charges élevées de vent et de neige, et elle est également résistante aux rayons UV et aux intempéries. Les structures tendues sont donc très durables et nécessitent peu d'entretien.[5]



**Figure 11** : Structures portées tendues

## 5. Les structures gonflables

Les structures gonflables sont des structures temporaires qui utilisent de l'air sous pression pour maintenir leur forme. Elles sont utilisées pour une variété d'applications telles que des abris temporaires, des dômes de sport, des tentes de camping et des structures événementielles.

Les structures gonflables sont construites en utilisant des matériaux résistants et légers tels que le PVC, le nylon et le polyester enduit de PVC. Ces matériaux sont résistants aux intempéries et peuvent être traités pour résister aux rayons UV. Ils sont également facilement transportables, car ils peuvent être pliés et rangés dans des sacs de transport.

Lorsqu'elles sont gonflées, les structures gonflables peuvent supporter des charges importantes, mais elles ne sont pas aussi résistantes que les structures en béton ou en acier. Cependant, leur flexibilité leur permet de mieux résister aux forces de vent et de tremblements de terre que les structures rigides. De plus, leur construction est rapide et facile, ce qui les rend idéales pour les projets temporaires ou les situations d'urgence.

Parmi les avantages des structures gonflables, on peut citer leur flexibilité, leur légèreté, leur facilité de transport et leur rapidité de construction. En outre, elles peuvent être fabriquées en différentes formes et tailles pour s'adapter à une variété d'applications.[6]



**Figure 12 :** Structures gonflables

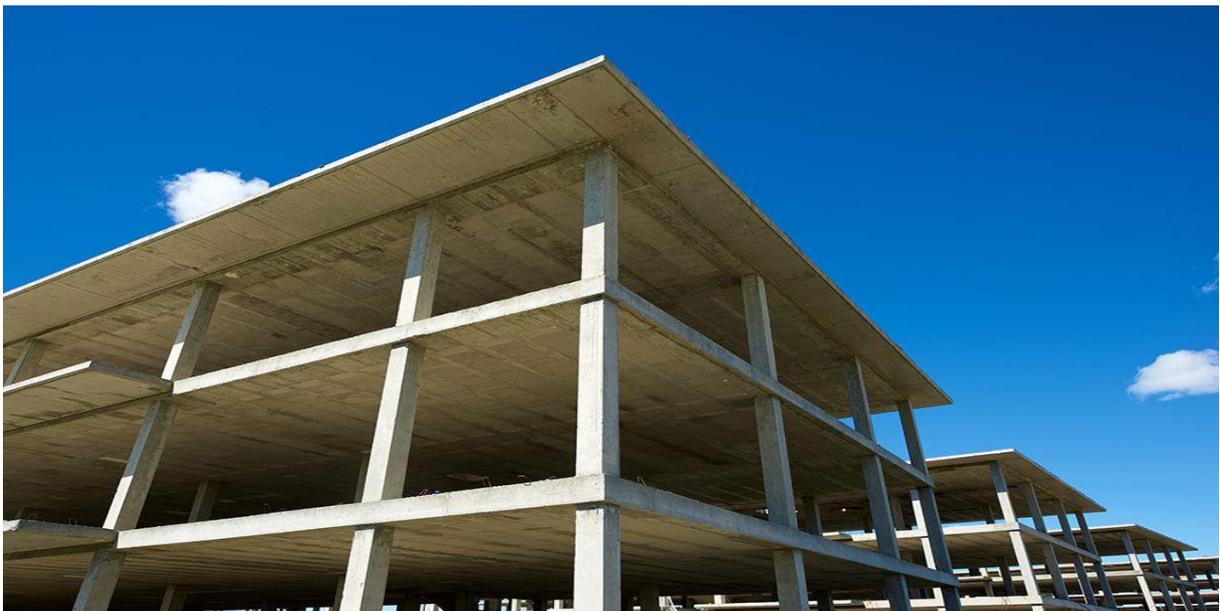


**Figure 13 :** Structures gonflables

## **II. Les Différents types de matériaux**

### **1. Le Béton :**

Le béton est un matériau durable et résistant qui peut être utilisé pour les fondations, les murs et les dalles. Il est souvent utilisé pour les bâtiments de grande taille, comme les salles polyvalentes communautaires.



**Figure 14 :** Structures en béton armé

## 2. L'Acier :

L'acier est un matériau résistant et flexible qui peut être utilisé pour les poutres, les colonnes et les charpentes de toit. Il est souvent utilisé pour les bâtiments de grande taille ou pour les bâtiments qui nécessitent une grande portée, comme les salles de sport.



**Figure 15 :** Structures en acier léger

## 3. Le Bois :

Le bois est un matériau durable et écologique qui peut être utilisé pour les charpentes de toit, les murs et les planchers. Il est souvent utilisé pour les bâtiments à faible hauteur, comme les salles polyvalentes communautaires



**Figure 16 :** Structures en bois lamellé-collé

### III. Les Logiciels de calcul de structure

Les logiciels de calcul structurel sont des outils essentiels pour l'ingénierie civile. Ils permettent aux ingénieurs de modéliser, analyser et vérifier les structures. Ces logiciels utilisent des méthodes numériques avancées et offrent une modélisation 3D pour une meilleure visualisation des structures. Ils permettent de gagner du temps, d'éviter les erreurs et d'optimiser l'efficacité des matériaux. Parmi des centaines de produits du marché on peut citer :

**SAP2000** : SAP2000 est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour le calcul des charges sismiques et de vent, la conception de fondations, les poutres, les colonnes et les murs.

**ETABS** : ETABS est un autre logiciel de calcul de structure qui est spécialement conçu pour les bâtiments à plusieurs étages. Il permet de modéliser et d'analyser les structures en 3D, y compris les poutres, les colonnes, les murs, les fondations et les planchers.

**SAFE** : SAFE est un logiciel de conception de dalles et de fondations en béton armé. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des dalles, des fondations, des escaliers, des murs et des colonnes.

**CSI Bridge** : CSI Bridge est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures de ponts. Il permet également de concevoir des structures de bâtiments tels que les poutres, les colonnes et les murs.

**RISA 3D** : RISA 3D est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers.

**Tekla Structures** : Tekla Structures est un logiciel de modélisation de bâtiments qui permet de créer des modèles 3D de structures de salles polyvalentes. Il est largement utilisé pour la conception et la modélisation de structures en acier, en béton et en bois.

**Autodesk Revit** : Autodesk Revit est un logiciel de modélisation de bâtiments qui permet de créer des modèles 3D de salles polyvalentes. Il peut être utilisé pour concevoir des bâtiments de A à Z, y compris la structure, les murs, les fenêtres, les portes, les escaliers et les toits.

**Staad.Pro** : Staad.Pro est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers.

**RAM Structural System** : RAM Structural System est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers.

**ADAPT** : ADAPT est un logiciel de conception de dalles et de fondations en béton armé. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des dalles, des fondations, des escaliers, des murs et des colonnes.

**Robot Structural Analysis Professional** : Robot Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers. Robot Structural Analysis Professional est souvent utilisé pour les structures en acier et en béton.

**Dlubal RFEM** : Dlubal RFEM est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers. Dlubal RFEM est souvent utilisé pour les structures en acier, en béton, en bois et en composite. Il est également utilisé pour l'analyse des charges sismiques et des charges de vent.

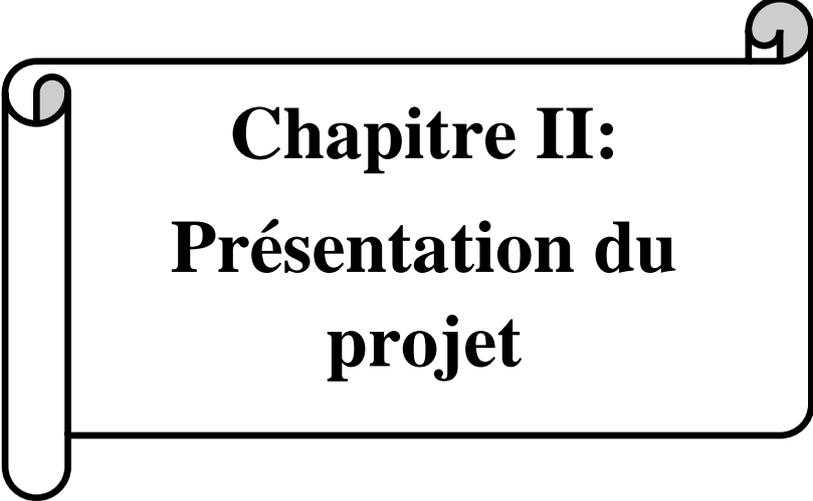
**AdvanceSteel** : AdvanceSteel est un logiciel de modélisation 3D de structures métalliques qui permet de créer des dessins détaillés et des plans de fabrication. Il est utilisé pour la conception de bâtiments en acier, de ponts, de tours, de plateformes offshore, de charpentes métalliques, etc. Advance Steel permet également de générer des fichiers NC pour les machines de découpe et de perçage.

**Prokon** : Prokon est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers. Prokon est souvent utilisé pour les structures en béton, en acier, en bois et en masonry. Il comprend également des modules pour le calcul des charges sismiques et de vent.

**Cypecad** : Cypecad est un logiciel de calcul de structure qui permet de modéliser et d'analyser des structures en 3D. Il est utilisé pour la conception et l'analyse des poutres, des colonnes, des murs, des fondations et des planchers. Cypecad est souvent utilisé pour les structures en béton, en acier, en bois et en masonry. Il comprend également des modules pour le calcul des charges sismiques et de vent. En plus de cela, Cypecad permet également de générer des dessins techniques et des plans de fabrication.

---

---



**Chapitre II:  
Présentation du  
projet**

---

---

## 2.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner une salle polyvalente en charpente métallique.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de «**GUELMA**» la structure est d'une surface de 113.75 m<sup>2</sup>, 6.50 m de largeur et 17.50 m de longueur avec un espacement entre portiques de 3.5 m ce qui fait le total de six (06) portiques

### 2.1.1 Données géométrique du projet

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- ✓ La longueur de la structure :..... 17.50 m
- ✓ La largeur de la structure :..... 06.50 m
- ✓ La hauteur totale : .....04.20 m
- ✓ La hauteur des poteaux :..... 04.00 m

### 2.1.2 Localisation et données concernant le site

Le projet est implanté dans un terrain plat dans la wilaya de « **Guelma** »

- ✓ Altitude: 1411 m
- ✓ Zone de neige: Zone A
- ✓ Zone du vent: Zone II
- ✓ Zone sismique: Zone IIa

### 2-2-4 Règlements utilisées :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- \* DTR. C.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV2013 ». [7]
- \* RPA99-V2003 : Règles parasismiques Algériennes version 2003. [8]
- \* DTR.BC.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations. [9]
- \* EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques. [10]
- \* DTR.BC.2.44 : Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ». [11]

### 2. 3.Matériaux utilisé :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants

#### 2.3.1.Acier :

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

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement Inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

\*Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.

\*Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc.

Ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance a la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion.....).

#### A- Propriété de l'acier :

**\*Résistance :**

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

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

**\*Ductilité :**

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

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

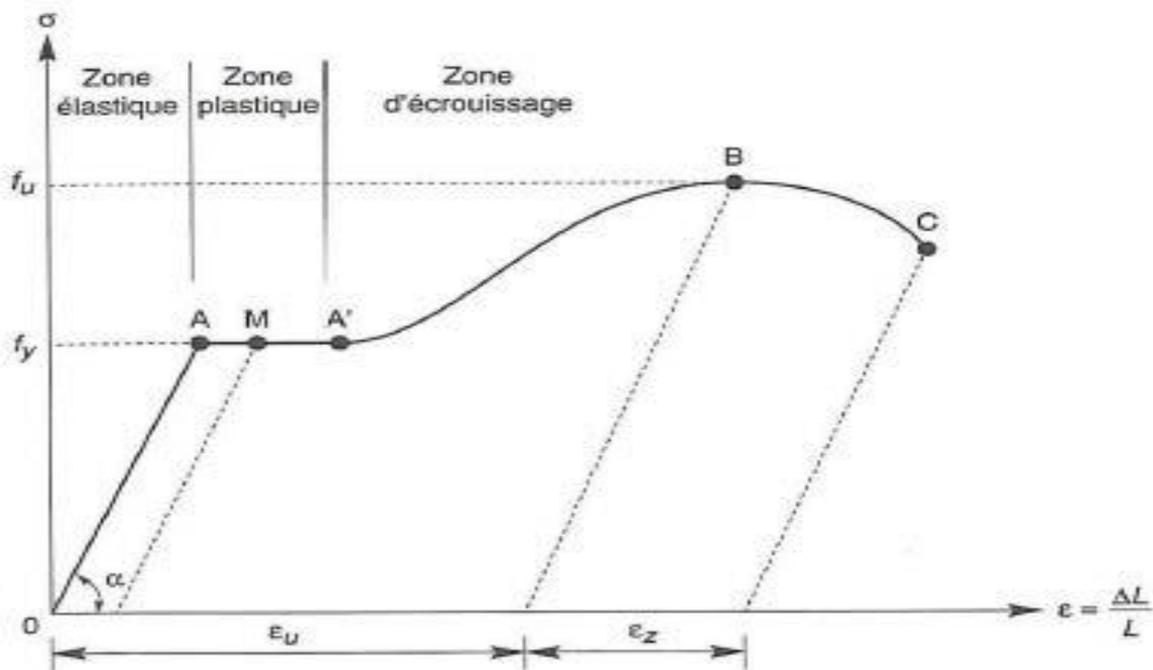


Figure 17: Diagramme contrainte /déformation de l'acier.

**-Propriétés mécaniques :**

- Masse volumique : 7850Kg /m<sup>3</sup>
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000$  MPa.
- Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

**2.4 Les assemblages:**

Les principaux modes d'assemblages sont:

### **2.4.1 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.

### **2.4.2 Le soudage :**

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

### **2.5 Conception structurale :**

La conception de ce bâtiment a été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- ✓ L'économie.
- ✓ La faisabilité.
- ✓ Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- ✓ Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

#### **2.5.1 Structure verticale (les façades) :**

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses

#### **2.5.2 Structure horizontale (les toitures) :**

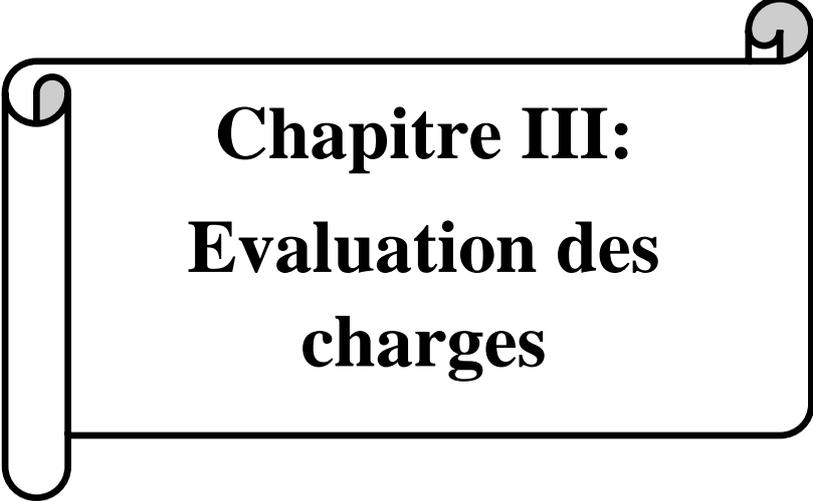
La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.



**Figure 18 :** Vue en 3D de la structure.

---

---



**Chapitre III:  
Evaluation des  
charges**

---

---

### 3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers 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.

### 3.2 Charges permanentes

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 et le bardage

### 3.3 Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (*DTR B.C.2.2*).

On peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

### 3.4 Surcharges climatiques

#### 3.4.1 Charges de neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» *RNV99–version 2013*.

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \cdot S_k \text{ daN/m}^2$$

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.

$S_k$  : Charge de neige sur le sol.

**a) La charge de la neige sur le sol  $S_k$  :**

Le projet est situé dans un stade de la wilaya de Guelma qui classée en zone A selon la classification de *RNVA 2013*.

L'altitude du projet est environ 1411 m

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100} \text{ (§ 4.2 RNVA 2013)}$$

$$S_k = \frac{0.07 \cdot 1411 + 15}{100} = 1.13 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 1.13 \text{ KN/m}^2$$

**b) Coefficient de forme de la toiture :**

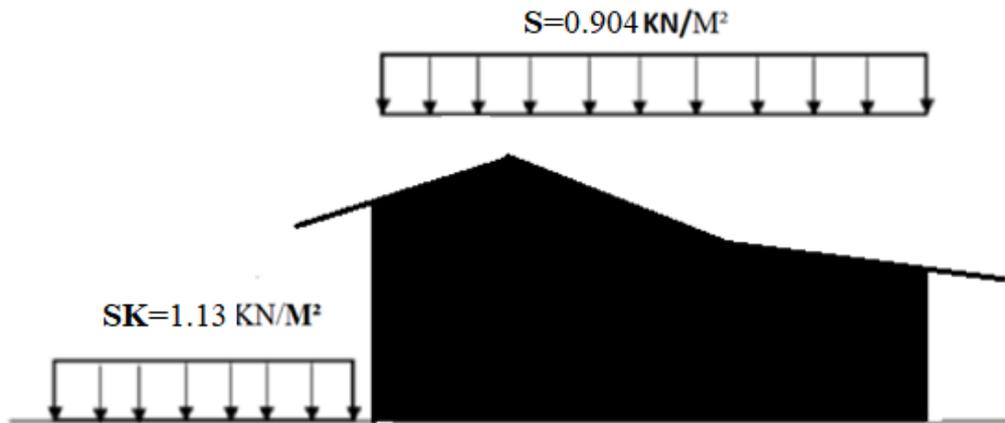
La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 2 du *RNVA 2013* pour une pente compris entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$  :

Dans Notre cas :  $\alpha = 7.40^\circ$  alors  $u_1 = 0,8$

**c) La charge de la neige sur la toiture :**

$$S = u_1 \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$S = 0.904 \text{ KN/m}^2$$



**Figure 19** : Charges de la neige sur la toiture

### 3.4.2. Effet de vent

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à une pression élevée à une zone à faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieures et intérieures (surpressions et dépressions) agissant normalement au parois considérées .

**Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :**

- \* La direction.
- \* L'intensité.
- \* La région
- \* Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- \* La forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure.

Selon le règlement ' **neige et vent algérien (RNV99) version 2013**'

**A) Les données relatives au site**

Le site est plat :

Le coefficient topographique  $CT(z)=1$ . (chapitre.2-tableau2.5) **RNV99**.

le vent est classé dans la zone II :

La pression de référence  $q_{réf} = 435\text{N/m}^2$  (chapitre.2-tableau2.2**RNV99**).

Le terrain est de catégorie III :

Facteur de terrain  $KT = 0,22$  Paramètre de rugosité  $z_0 = 0,3\text{m}$

Hauteur minimale  $Z_{min} = 8\text{m}$

Le coefficient  $\varepsilon = 0,37$ . (Chapitre 2-tableau 2.4) **RNV99**

Le coefficient dynamique  $c_d = 0,88$

**B) Calcul de la pression due au vent**

D'après le règlement, les pressions  $q_j$  sont calculées par la formule suivante :

Les pressions  $q_j$  sont calculées par la formule suivante :

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

**C) Détermination de la pression dynamique  $q_{dyn}$** 

La structure est de hauteur totale inférieure à 10 m. Il n'y a pas donc pas lieu de

Subdiviser le maître-couple

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \text{ (structure permanente).}$$

Avec :

$C_e$  : le coefficient d'exposition au vent.

$Z_j$  : la distance verticale entre le niveau de sol et le centre de l'élément  $j$ .

**D) Coefficient de rugosité  $C_r$** 

-Il est donné par la relation (2.15-chapitre 5) **RNV99** :

$$C_r(4.20) = KT \times \ln(z/z_0) = 0,22 \times \ln(4,20/0,3) = \mathbf{0,58} \text{ pour } Z > Z_{min} \text{ (toiture)}$$

$$C_r(4.10) = KT \times \ln(Z_{min}/z_0) = 0,22 \times \ln(4,10/0,3) = \mathbf{0,56} \text{ pour } Z < Z_{min}$$

(Parois verticale)

**E) Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Il est donné ci-dessus par la formule (2.13-chapitre 2) **RNV99** :

$$C_e(z_j) = C_T(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(z) \times C_r(z))].$$

$$C_e(z_j) = 1^2 \times 0.58^2 \times [1 + (7 \times 0.22) / 0.58] = \mathbf{1.22} \text{ (toiture)}$$

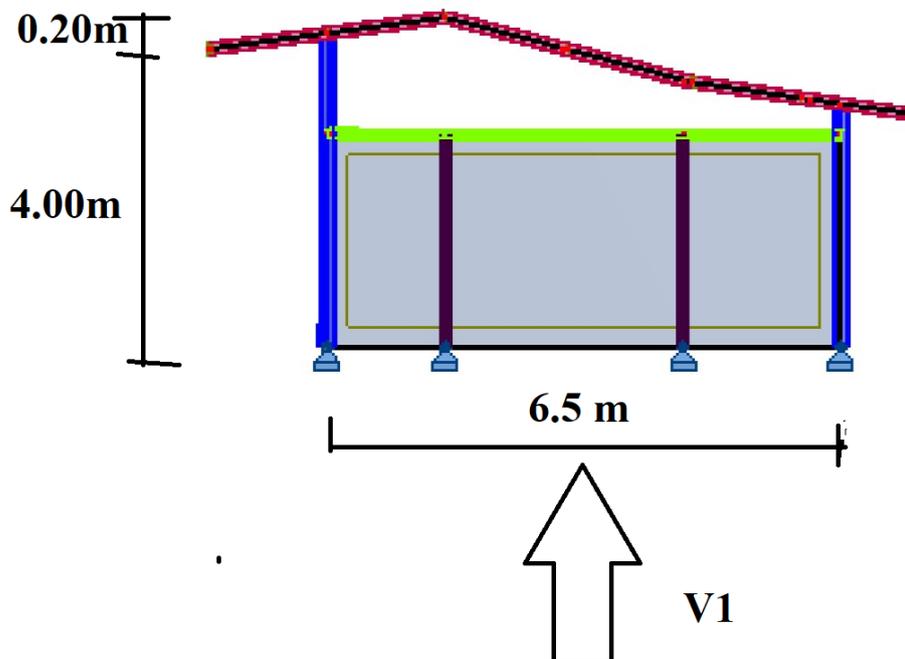
$$C_e(z_j) = 1^2 \times 0.56^2 \times [1 + (7 \times 0.22) / 0.56] = \mathbf{1.17} \text{ (parois verticale)}$$

**F) Valeur des pressions dynamiques  $q_{dyn}$  :**

- Selon la relation :

$$* q_{dyn}(4.20) = q_{ref} \times C_e(z_j) = 435 \times 1.22 = \mathbf{530.7} \text{ (N/m}^2\text{) (toiture)}$$

$$* q_{dyn}(2.70) = q_{ref} \times C_e(z_j) = 435 \times 1.17 = \mathbf{508.95} \text{ (N/m}^2\text{) (parois verticale)}$$

**3.4.2.1. Direction de vent V1**

**Figure 20** : Directions du vent( v1) sur la structure.

### A) Le coefficient de pression externe $C_{pe}$

Le coefficient de pression externe  $C_{pe}$  de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis par des surfaces chargées de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$ , aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$

-dans le cas existante, la surface chargée égale à  $169 \text{ m}^2$  supérieur a  $10 \text{ m}^2$  donc :

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

#### ❖ Les parois verticales

Pour cette direction du vent (V1), on a :  $b = 17.5 \text{ m}$   $d = 6.5 \text{ m}$   $h = 4.0 \text{ m}$ ,

$$e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (17.5 ; 2 \times 4.0) = 8.0 \text{ m}.$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 23.

$$S_A = e/5 \times h = 8/5 \times 4 = 6.4 \text{ m}^2$$

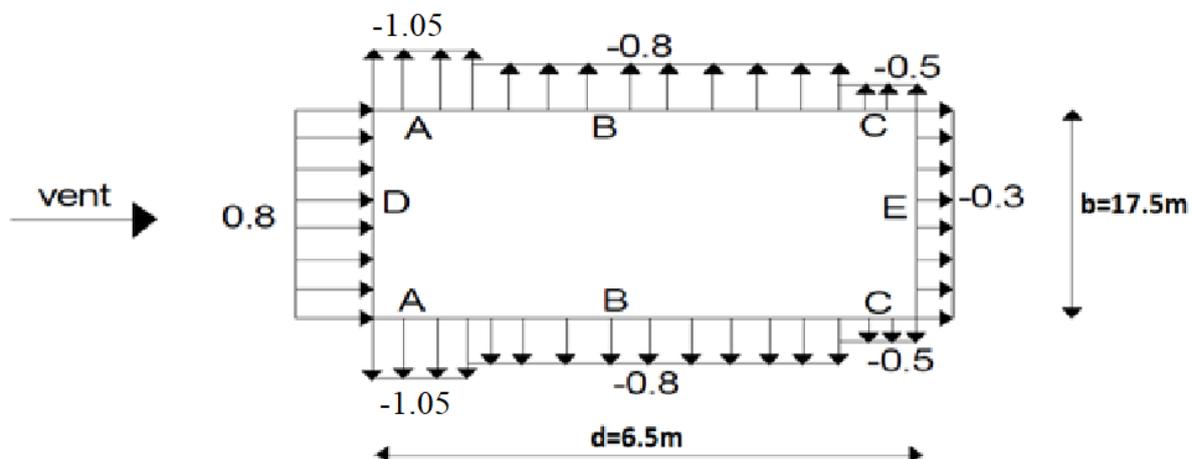
$$1 \text{ m}^2 \leq S_A \leq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -1.05$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (8 - 8/5) \times 4 = 25.6 \text{ m}^2 \quad S_B \geq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$$

$$S_C = (d - e) \times h = (6.5 - 8) \times 4 = -6 \text{ m}^2 \quad S_C \leq 1 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,1} = -0.5$$

$$S_D = b \times h = 17.5 \times 4 = 70 \text{ m}^2 \quad S_D \geq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,10} = 0.8$$

$$S_E = b \times h = 17.5 \times 4 = 70 \text{ m}^2 \quad S_E \geq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$$



**Figure 21** : Répartition du coefficient de pression  $C_{pe}$  sur les parois verticales V1

❖ La toiture

La direction du vent est définie par un angle  $\theta = 0^\circ$ , les valeurs des coefficients  $C_{pe}$  ( $\theta = 0^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$ ) sont tirées du tableau par interpolation, mais on va se satisfaire du calcul pour ( $\theta = 0^\circ$  et  $\alpha = 5^\circ$ ).

Pour cette direction du vent (V1), on a :  $b = 17.5$  m  $d = 6.5$  m  $h = 4.2$  m,  
 $e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (17.5 ; 2 \times 4.2) = 8.4$  m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 24.

$SF = e/4 \times e/10 = 8.4/4 \times 8.4/5 = 3.52m^2$	$1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$
$C_{pe} = C_{pe,10} = -2.06$	
$SG = (b/2 - e/4) \times e/10 = (17.5/2 - 8.4/4) \times 8.4/10 = 5.58m^2$	$1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$
$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.97$	
$SH = (d/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 8.4/10) \times 17.5 = 42.17 m^2$	$SH \geq 10 m^2$ $C_{pe}$
$= C_{pe,10} = -0.6$	
$SJ = (e/10) \times b = (8.4/10) \times 17.5 = 14.7m^2$	$SJ \geq 10 m^2$ $C_{pe}$
$= C_{pe,10} = -0.3$	
$SI = B \times h = (d/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 8.4/10) \times 17.5 = 42.17 m^2$	$SI \geq 10 m^2$ $C_{pe} =$
$C_{pe,10} = -0.3$	

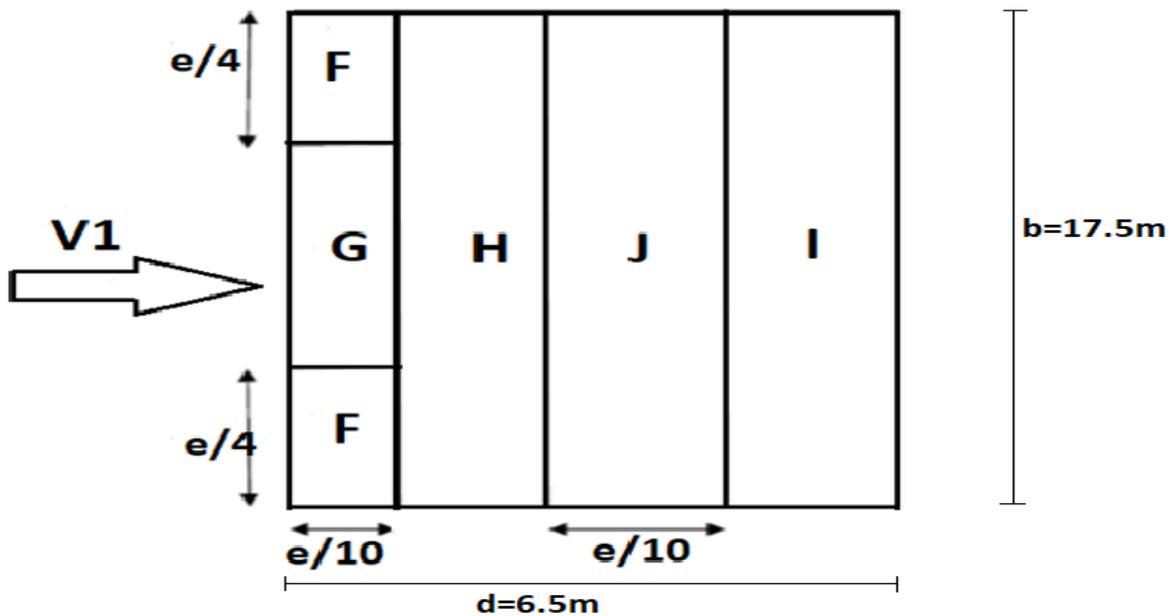
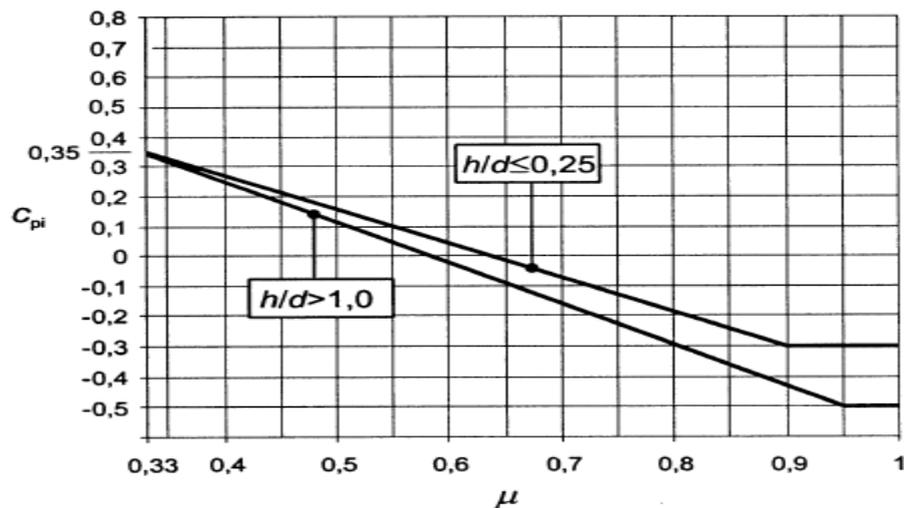


Figure22 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture - Direction du vent V1

**B) Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> :**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression C<sub>pi</sub> est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu$  et rapport **h/d** (ch5. fig.5.14).

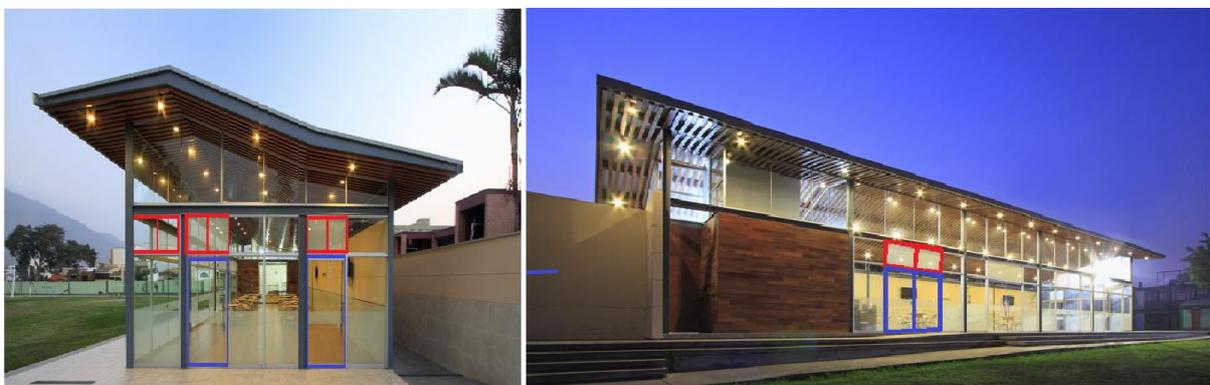


**Figure 23:** Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

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

Notre salle possède :

- 04 portes de dimension (1,5\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon 1.
- 04 fenêtres de dimension (1,5\*0,7) m<sup>2</sup> dans le pignon 1
- 02 portes de dimension (1\*2\*) m<sup>2</sup> dans pignon 2.
- 03 fenêtres de dimension 2\*(1\*0,7) + (1,5\*0,7) m<sup>2</sup> dans le pignon 2.



**Figure 24:** Ouvertures

$$S = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = (1.5*2*4) = 12m^2$$

$$S2 = (4*1.5*0.7) = 4.2m^2$$

$$S3 = (1*2*2) = 4m^2$$

$$S4 = (2*1*0.7+1.5*0.7) = 2.45m^2$$

$$S = 22.65m^2$$

On utilise :

La figure 5.14 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpi du diagramme.

$h/d=4.2/17.5 = 0.24 \leq 0.25$  (on choisit le trait discontinue)

$$\text{- Vent (V1) : } \mu_p = \frac{16.2}{22.65} = 0.70 \longrightarrow C_{pi} = -0.08$$

$$\text{- Vent (V2) : } \mu_p = \frac{6.45}{22.65} = 0.28 \longrightarrow C_{pi} = 0.4$$

$$\text{- Vent (V3) : } \mu_p = \frac{0}{22.65} = 0 \longrightarrow C_{pi} = 0.8$$

$$\text{- Vent (V4) : } \mu_p = \frac{0}{22.65} = 0 \longrightarrow C_{pi} = 0.8$$

### C) Calcul des pressions :

$$q_j = C_d \cdot Q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

#### 1) Parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

zone	Cd	q <sub>dyn</sub> (N/M <sup>2</sup> )	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	Q <sub>j</sub> (N/M <sup>2</sup> )
<b>A</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>-0.08</b>	<b>-1.05</b>	<b>-434.43</b>
<b>B</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>-0.08</b>	<b>-0.8</b>	<b>-322.47</b>
<b>C</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>-0.08</b>	<b>-0.5</b>	<b>-188.10</b>
<b>D</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>-0.08</b>	<b>+0.8</b>	<b>394.13</b>
<b>E</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>-0.08</b>	<b>-0.3</b>	<b>-98.53</b>

**Tableau 1.** Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V1

## 2) Toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

zone	Cd	$q_{dyn}$ (N/M <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe	$q_j$ (N/ M <sup>2</sup> )
F	0.88	530.7	-0.08	-2.06	-924.69
G	0.88	530.7	-0.08	-0.97	-415.64
H	0.88	530.7	-0.08	-0.6	-242.84
J	0.88	530.7	-0.08	-0.3	-102.74
I	0.88	530.7	-0.08	-0.3	-102.74

Tableau 2. Pressions sur la toiture - Direction du vent V1

### 3.4.2.2. Vent perpendiculaire au pignon (direction V2)

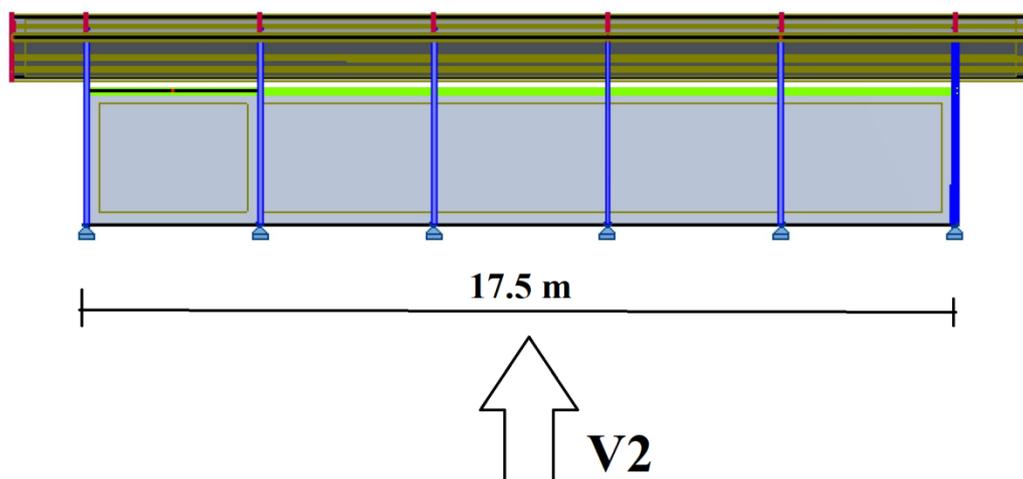


Figure 25 : Directions du vent (v2) sur la structure

#### A) Coefficient de pression extérieur Cpe

##### ❖ Parois verticales

Pour cette direction du vent (V2), on a :  $b = 6.5$  m ,  $d = 17.5$  m ,  $h = 4.0$  m,

$e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (6.5 ; 2 \times 4.0) = 6.5$  m donc on a  $d > e$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 26.

$SA = e/5 \times h = 6.5/5 \times 4 = 5.2m^2$	$1 m^2 \leq SA \leq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.08$
$SB = (e - e/5) \times h = (6.5 - 6.5/5) \times 4 = 20.8m^2$	$SB \geq 10 m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
$SC = (d - e) \times h = (17.5 - 6.5) \times 4 = 44m^2$	$SC \geq 10 m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$
$SD = b \times h = 6.5 \times 4 = 26m^2$	$SD \geq 10 m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = 0.8$
$SE = b \times h = 6.5 \times 4 = 26m^2$	$SE \geq 10 m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

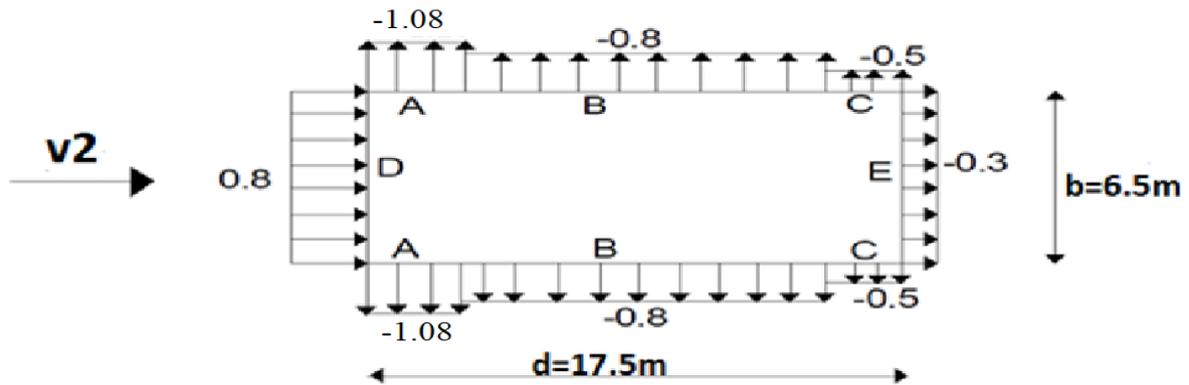


Figure 26 : Valeurs de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V2

❖ Toiture

Pour cette direction du vent (V1), on a  $b = 6.5 m$  ,  $d = 17.5 m$  ,  $h = 4.2 m$ ,  
 $e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (6.5 ; 2 \times 4.2) = 6.5 m$ . Donc on a :  $d > e$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 27.

$SF = e/4 \times e/10 = 6.5/5 \times 6.5/10 = 1.05 m^2$   $1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe, 10} = -2.08$

$SG = (b/2 - e/4) \times e/10 = (6.5/2 - 6.5/4) \times 6.5/10 = 1.05 m^2$   $1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe, 10} = -1.98$

$SH = (e/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 6.5/10) \times 6.5 = 16.9 m^2$   $SH \geq 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6$

$SI = (d - e/2) \times b/2 = (17.5 - 6.5/2) \times 6.5/2 = 46.31 m^2$   $SJ \geq 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

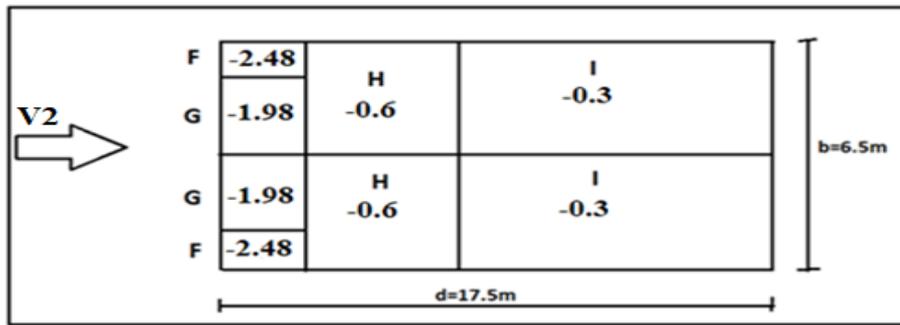


Figure 27 : Valeurs de Cpe pour la toiture - Direction du vent V2

### B) Coefficient de pression intérieure Cpi

On a le coefficient  $C_{pi} = 0.4$

### C) Calcul des pressions

#### 1) Paroi verticale

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

zone	Cd	$q_{dyn}(N/m^2)$	Cpi	Cpe	$q_j(N/M^2)$
A	0.88	508.95	0.4	-1.08	-662.85
B	0.88	508.95	0.4	-0.8	-537.45
C	0.88	508.95	0.4	-0.5	-403.08
D	0.88	508.95	0.4	+0.8	179.15
E	0.88	508.95	0.4	-0.3	-312.89

Tableau 3. Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

#### 2) Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

zone	Cd	$q_{dyn}(N/m^2)$	Cpi	Cpe	$q_j(N/m^2)$
F	0.88	530.7	0.4	-2.08	-1158.19
G	0.88	530.7	0.4	-1.98	-1111.49
H	0.88	530.7	0.4	-0.6	-467.01
I	0.88	530.7	0.4	-0.3	-326.91

Tableau 4. Pressions sur la toiture - Direction du vent V2

**3.4.2.3. Vent perpendiculaire au pignon (direction V3)**

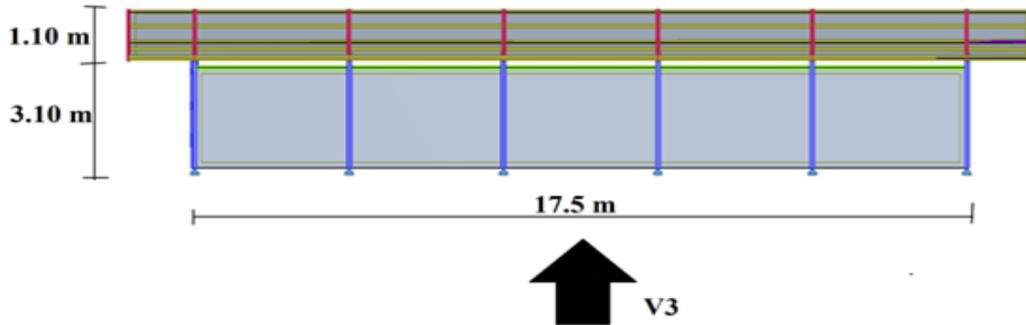


Figure 28 : Directions du vent (V3) sur la structure

**A) Coefficient de pression extérieure Cpe**

❖ **Parois verticales**

Pour cette direction du vent (V3), on a :  $b = 6.5 \text{ m}$  ,  $d = 17.5 \text{ m}$  ,  $h = 3.10 \text{ m}$ ,  
 $e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (6.5 ; 2 \times 3.1) = 6.2 \text{ m}$  donc on a  $d > e$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 29.

$SA = e/5 \times h = 6.5/5 \times 3.10 = 4.03\text{m}^2$        $1 \text{ m}^2 \leq SA \leq 10\text{m}^2$        $C_{pe} = C_{pe,10} = -1.11$

$SB = (e - e/5) \times h = (6.2 - 6.2/5) \times 3.10 = 15.37\text{m}^2$   $SB \geq 10 \text{ m}^2$   $C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$

$SC = (d - e) \times h = (17.5 - 6.2) \times 3.10 = 35.03\text{m}^2$   $SC \geq 10 \text{ m}^2$        $C_{pe} = C_{pe,10} = -0.5$

$SD = b \times h = 6.5 \times 3.10 = 20.15\text{m}^2$   $SD \geq 10 \text{ m}^2$   $C_{pe} = C_{pe,10} = 0.8$

$SE = b \times h = 6.5 \times 3.10 = 20.15\text{m}^2$   $SE \geq 10 \text{ m}^2$   $C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

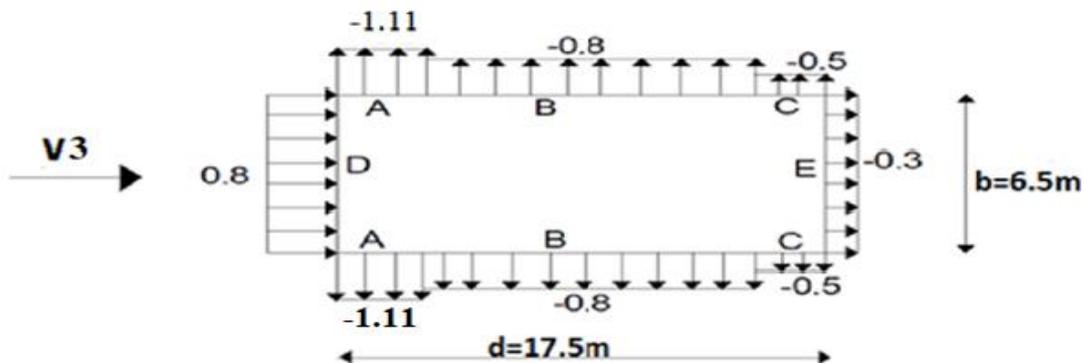


Figure 29 : Valeurs de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V3.

❖ **Toiture**

Pour cette direction du vent (V3), on  $b = 6.5 \text{ m}$  ,  $d = 17.5 \text{ m}$  ,  $h = 4.2 \text{ m}$ ,  
 $e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (6.5 ; 2 \times 4.2) = 6.5 \text{ m}$ . Donc on a :  $d > e$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 30.

$$SF = e/4 \times e/10 = 6.5/4 \times 6.5/10 = 1.05 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m}^2 \leq SA \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -2.08$$

$$SG = (b/2 - e/4) \times e/10 = (6.5/2 - 6.5/4) \times 6.5/10 = 1.05 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m}^2 \leq SA \leq 10 \text{ m}^2$$

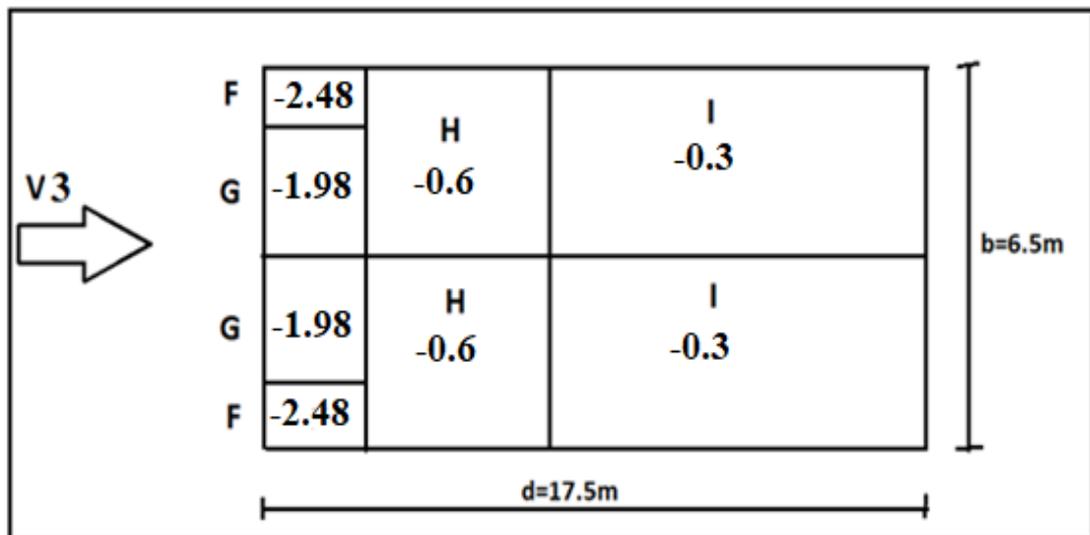
$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -1.98$$

$$SH = (e/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 6.5/10) \times 6.5 = 16.9 \text{ m}^2 \quad SH \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.6$$

$$SI = (d - e/2) \times b/2 = (17.5 - 6.5/2) \times 6.5/2 = 46.31 \text{ m}^2 \quad SJ \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.3$$



**Figure 30** : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture - Direction du vent V3.

**B) Coefficient de pression intérieure Cpi**

On a le coefficient  $C_{pi} = 0.8$

**C) Calcul des pressions****1) Paroi verticale**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

zone	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe	qj (N/m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>0.8</b>	<b>-1.11</b>	<b>-855.44</b>
<b>B</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>0.8</b>	<b>-0.8</b>	<b>-716.60</b>
<b>C</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>0.8</b>	<b>-0.5</b>	<b>-582.23</b>
<b>D</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>0.8</b>	<b>+0.8</b>	<b>0</b>
<b>E</b>	<b>0.88</b>	<b>508.95</b>	<b>0.8</b>	<b>-0.3</b>	<b>-582.23</b>

**Tableau 5.** Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V3

**2) Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

zone	Cd	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe	qj (N/ m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	<b>0.88</b>	<b>530.7</b>	<b>0.8</b>	<b>-2.08</b>	<b>-1345</b>
<b>G</b>	<b>0.88</b>	<b>530.7</b>	<b>0.8</b>	<b>-1.98</b>	<b>-1298.30</b>
<b>H</b>	<b>0.88</b>	<b>530.7</b>	<b>0.8</b>	<b>-0.6</b>	<b>-653.82</b>
<b>I</b>	<b>0.88</b>	<b>530.7</b>	<b>0.8</b>	<b>-0.3</b>	<b>-560.41</b>

**Tableau 6.** Pressions sur la toiture - Direction du vent V3

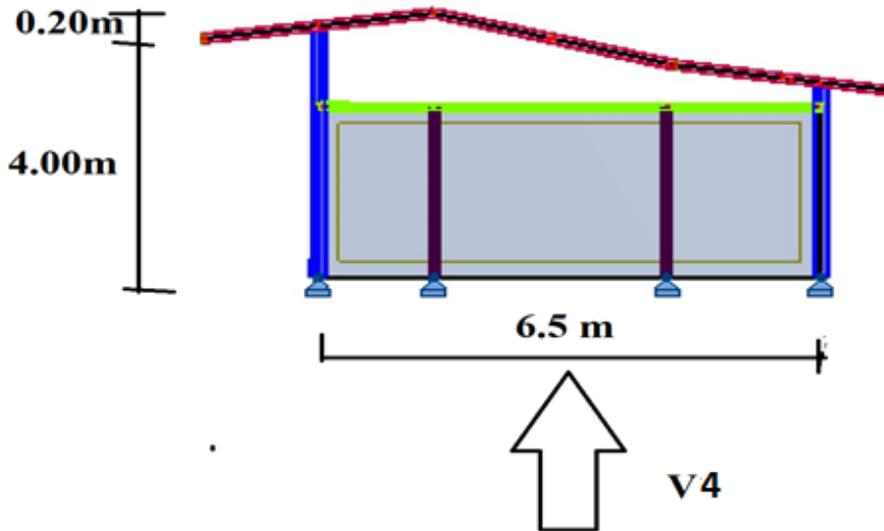
**3.4.2.4. Vent perpendiculaire au pignon (direction V4)**

Figure 31 : Directions du vent (V4) sur la structure.

**A) Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$** **❖ Les parois verticales**

Pour cette direction du vent (V4), on a :  $b = 17.5$  m  $d = 6.5$  m  $h = 4.0$  m,

$e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (17.5 ; 2 \times 4.0) = 8.0$  m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 32.

$SA = e/5 \times h = 8/5 \times 4 = 6.4 \text{ m}^2$	$1 \text{ m}^2 \leq SA \leq 10 \text{ m}^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.05$
$SB = (e - e/5) \times h = (8 - 8/5) \times 4 = 25.6 \text{ m}^2$	$SB \geq 10 \text{ m}^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.8$
$SC = (d - e) \times h = (6.5 - 8) \times 4 = -6 \text{ m}^2$	$SC \leq 1 \text{ m}^2$	$C_{pe} = C_{pe,1} = -0.5$
$SD = b \times h = 17.5 \times 4 = 70 \text{ m}^2$	$SD \geq 10 \text{ m}^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = 0.8$
$SE = b \times h = 17.5 \times 4 = 70 \text{ m}^2$	$SE \geq 10 \text{ m}^2$	$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.3$

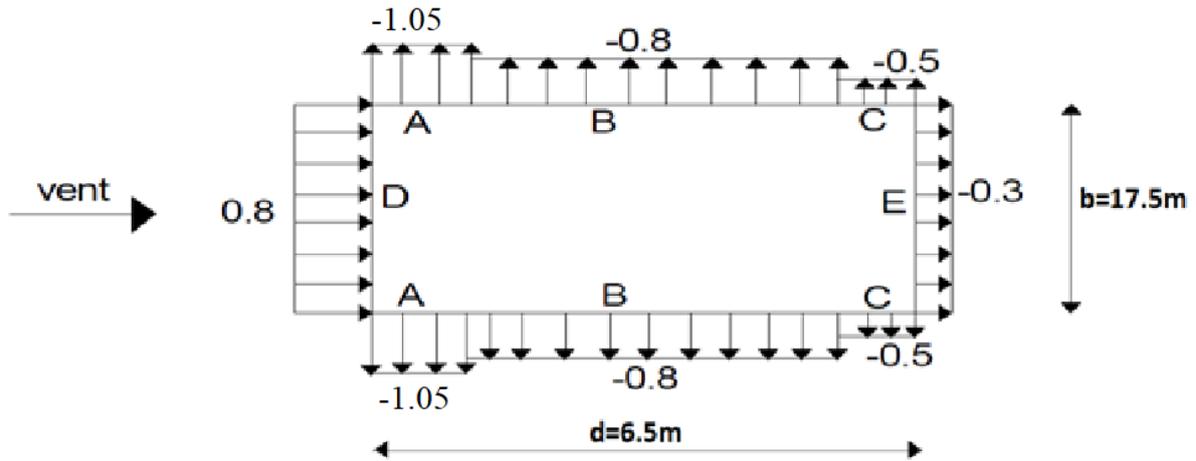


Figure 32 : Répartition du coefficient de pression  $C_{pe}$  sur les parois verticales V1.

❖ La toiture :

La direction du vent est définie par un angle  $\theta = 0^\circ$ , les valeurs des coefficients  $C_{pe}$  ( $\theta = 0^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$ ) sont tirées du tableau par interpolation, mais on va se satisfaire du calcul pour ( $\theta = 0^\circ$  et  $\alpha = 5^\circ$ ).

Pour cette direction du vent (V4), on a :  $b = 17.5$  m  $d = 6.5$  m  $h = 4.2$  m,  
 $e = \min. (b ; 2 \times h) = \min. (17.5 ; 2 \times 4.2) = 8.4$  m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 33.

$SF = e/4 \times e/10 = 8.4/4 \times 8.4/10 = 3.52m^2$	$1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$
$C_{pe} = C_{pe, 10} = -2.06$	
$SG = (b/2 - e/4) \times e/10 = (17.5/2 - 8.4/4) \times 8.4/10 = 5.58m^2$	$1 m^2 \leq SA \leq 10 m^2$
$C_{pe} = C_{pe, 10} = -0.97$	
$SH = (d/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 8.4/10) \times 17.5 = 42.17 m^2$	$SH \geq 10 m^2$ $C_{pe}$
$= C_{pe, 10} = -0.6$	
$SJ = (e/10) \times b = (8.4/10) \times 17.5 = 14.7m^2$	$SJ \geq 10 m^2$ $C_{pe}$
$= C_{pe, 10} = -0.3$	
$SI = B \times h = (d/2 - e/10) \times b = (6.5/2 - 8.4/10) \times 17.5 = 42.17 m^2$	$SI \geq 10 m^2$ $C_{pe} =$
$C_{pe, 10} = -0.3$	

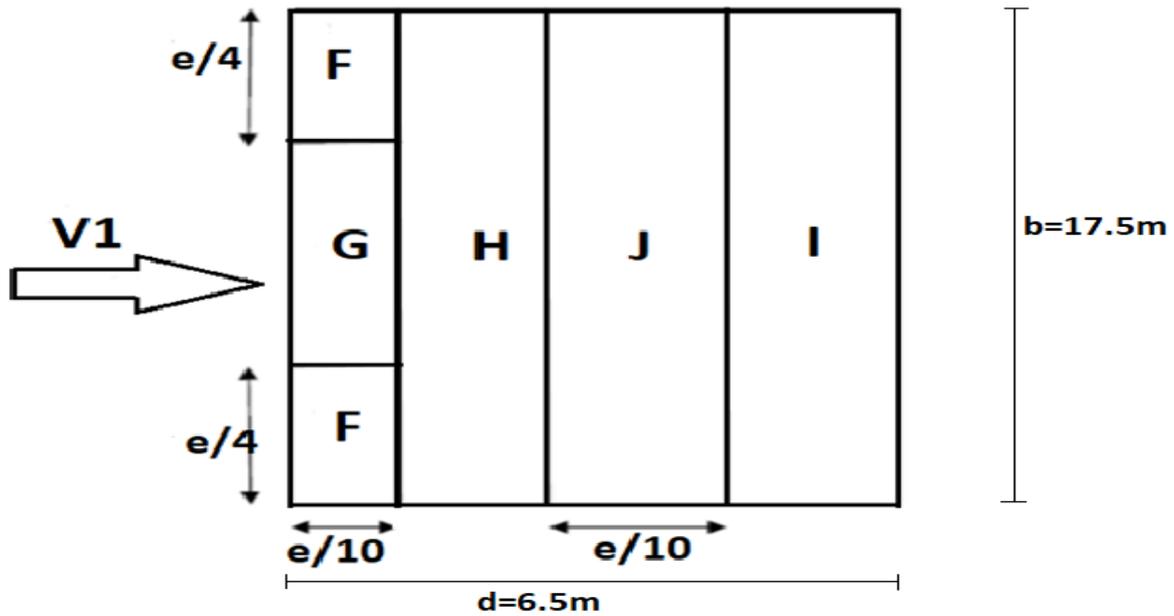


Figure33 : Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture - Direction du vent V4.

### C) Calcul des pressions :

#### 1) Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0.88	508.95	0.8	-1.05	-828.57
B	0.88	508.95	0.8	-0.8	-716.60
C	0.88	508.95	0.8	-0.5	-582.23
D	0.88	508.95	0.8	+0.8	0
E	0.88	508.95	0.8	-0.3	-492.66

Tableau 7. Pressions sur les parois verticales - Direction du vent V4.

## 2) Toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

zone	Cd	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Cpe	qj (N/ m <sup>2</sup> )
F	0.88	530.7	0.8	-2.06	-1335.66
G	0.88	530.7	0.8	-0.97	-826.61
H	0.88	530.7	0.8	-0.6	-653.82
J	0.88	530.7	0.8	-0.3	-513.71
I	0.88	530.7	0.8	-0.3	-513.71

**Tableau 8.** Pressions sur la toiture - Direction du vent V4.

D) calcul de force de frottement :

Dans notre cas (1.4 chapitre 2 RNV A99)

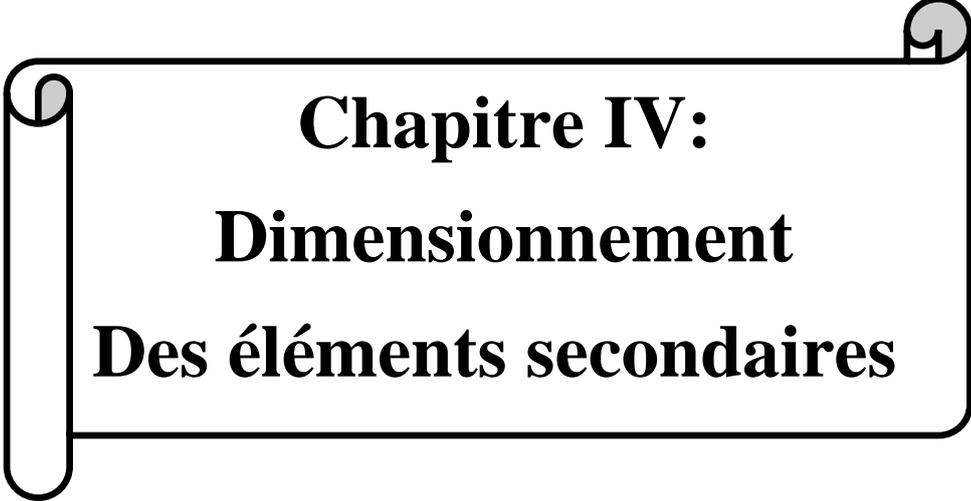
$$* d/b = 6.5/17.5 = 0.37 < 3$$

$$* d/h = 6.5/4.20 = 1.54 < 3$$

**Pas de force de frottement**

---

---



**Chapitre IV:**  
**Dimensionnement**  
**Des éléments secondaires**

---

---

### 4.1 Introduction

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments secondaires du bâtiment

### 4.2 DIMENSIONNEMENT DES PANNEAUX DE COUVERTURE

#### 4.2.1 Principe de choix d'un panneau sandwich

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante.

Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

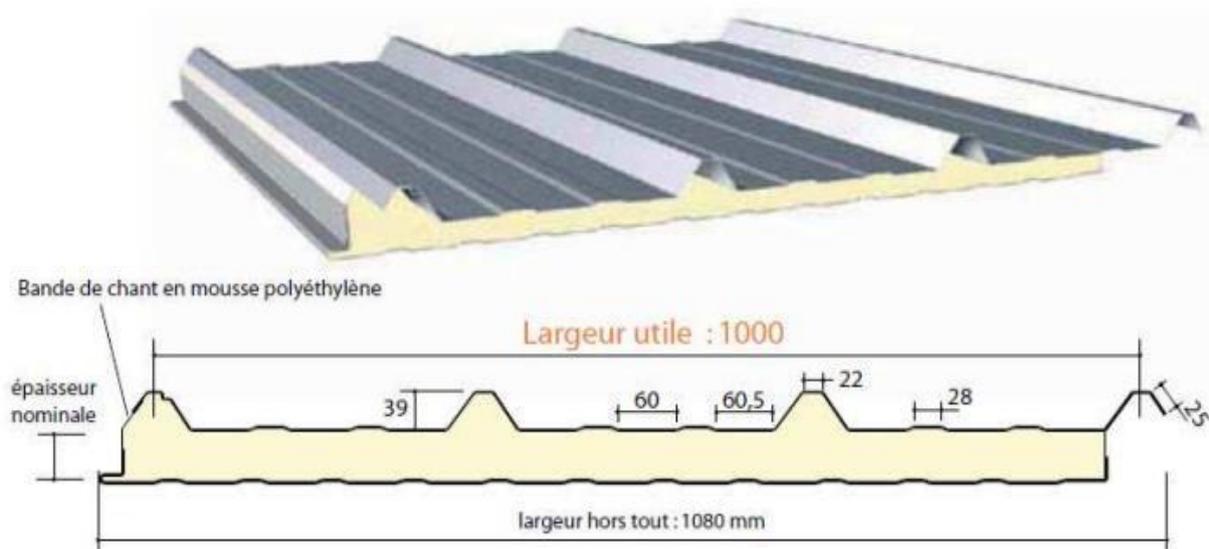


Figure32: détail de panneau sandwich (couverture).

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.2.2 Panneau couverture ;

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitant la toiture, et nombre d'appuis de sur lesquels le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à  $W = -1.345 \text{ KN/m}^2$

Suivant la fiche technique du constructeur on va choisir l'épaisseur du panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre

Pour assurer le maximum de l'isolation thermique et phonique, On choisit un panneau de couverture de **100mm** d'épaisseur ce qui donne un poids de **12.5 kg/m<sup>2</sup>**



■ Fabrication Import-Export - Z.A Rouag BP.1537 RP M'Sila 28000 - Algérie ■

Tel: 030 51 29 29

Tel: 030 51 29 27

Fax: 030 51 29 30

#### A- PANNEAUX SANDWICH DE COUVERTURE PRELAQUE S (OU GALVANISE S):

Epaisseurs : Face intérieure = 0,50 mm

Face extérieure = 0,50 mm

N.B : D'autres épaisseurs (0,55mm ; 0,60mm ; 0,70mm et 0,75 mm) de la peau extérieure existent et sont laissées au choix et à la demande du client.

Type	Longueur max	Largeur standard Utile	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité $1/\Omega$	Coefficient de Transmission Thermique K	Distance entre traverse maxi en Mètre
	Mm	mm	Mm	Kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> K/W	W/m <sup>2</sup> .K	
C5 - 70	18	1000	70	11.38	2.09	0.41	*
C5 - 75	18	1000	75	11.62	2.32	0.37	*
C5 - 80	18	1000	80	11.86	2.54	0.33	*
C5 - 100	18	1000	100	12.54	3.49	0.24	*

N.B : \* selon les études et calculs statistiques pour chaque cas.

**Tableau 9 :** Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur

### 3.3 CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE

#### 3.3.1 Introduction

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou H, 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.

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.3.2 Espacement entre pannes

Dans notre cas, la charge du vent maximale sur la toiture est  $w = -1.345 \text{KN/m}^2$  (dépression) ; à l'aide du tableau ci-dessus on détermine la portée maximale entre les pannes.

#### TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m<sup>2</sup> en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS									
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme									
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120			
PRESSION							330	270	2,00									PRESSION
DEPRESSION							240	240		DEPRESSION								
PRESSION							280	260	210	2,25								PRESSION
DEPRESSION							220	220	220		DEPRESSION							
PRESSION									150	2,50	240	275						PRESSION
DEPRESSION									190		190						DEPRESSION	
PRESSION									140	2,75	195	225	260					PRESSION
DEPRESSION									170		170	170					DEPRESSION	
PRESSION									115	3,00	165	190	225	250	250			PRESSION
DEPRESSION									155		155	155	155	190			DEPRESSION	
PRESSION									100	3,25	140	165	190	220	220	220	220	PRESSION
DEPRESSION									175		175	175	140	140	140	140	DEPRESSION	
PRESSION									75	3,50	120	140	165	200	200	200	200	PRESSION
DEPRESSION									160		160	160	130	130	130	130	DEPRESSION	
PRESSION									70	3,75	105	125	145	180	180	180	180	PRESSION
DEPRESSION									150		150	150	115	115	115	115	DEPRESSION	

Tableau 10: fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures.

D'après le tableau précédent on adopte pour une portée maximale entre les pannes de **3.50m**

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes **e=1.5m**

### 4.3.3 Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) :

\* Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....12.5Kg/m<sup>2</sup>

\* Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m<sup>2</sup>

\* Poids propre de la panne (estimé) .....12.9 Kg/ml.

\* e : espacement entre les pannes .....1.5 m.

$$G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e + P \text{ panne}$$

$$G = (12.5 + 1.5) * 1.5 + (12.9) = 33.9 \text{ Kg/ml.}$$

$$G = 0.339 \text{ kN/ml.}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### **Surcharges d'entretien (P) :**

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

$$M_{\max} = \frac{P * L}{3} = \frac{P_{eq} * L^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{P * 8}{3 * L} = \frac{100 * 8}{3 * 3.5} = 76.19 \text{Kg/ml.}$$

$$P_{eq} = 0.761 \text{ kN/ml.}$$

### **Surcharges climatiques**

$$* \text{ Surcharge du vent (W) : } W = (-1.345 \times 1.5) = -2.017 \text{ kN /ml}$$

$$* \text{ Surcharge de le neige (S) : } S = (0.904 \times 1.5) = 1.356 \text{ kN/ml}$$

### **Charges à prendre en considération :**

$$* G = 0.339 \text{ kN/ml.}$$

$$* W = -2.017 \text{ kN/ml.}$$

$$* S = 1.356 \text{ kN/ml.}$$

$$* Q = 0.761 \text{ kN/ml}$$

### **Décomposition des charges :**

#### **Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_z = G \cos \alpha = 0,336 \text{ kN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,754 \text{ kN/m.}$$

$$W_z = W = -2.017 \text{ kN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 1.344 \text{ kN/m.}$$

#### **Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_y = G \sin \alpha = 0,043 \text{ kN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0,098 \text{ kN/m.}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 0.174 \text{ kN/m.}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### Les combinaisons d'actions

❖ ELU :

#### Suivant l'axe Z-Z:

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.584 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 2.469 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -2.690 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -1.042 \text{ kN/ml}$$

#### Suivant l'axe Y-Y:

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.319 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.205 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.058 \text{ kN/ml}$$

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

$$q_z = G_z + 1.5W = -1.819 \text{ kN/ml}$$

$$q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.319 \text{ kN/ml}$$

❖ ELS

#### Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 1.09 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1.68 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1.681 \text{ kN/ml}$$

#### Suivant l'axe y-y:

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.141 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.217 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.043 \text{ kN/ml}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

$$q_z = G_z + W = -1.104 \text{ kN/ml}$$

$$q_y = G_y + S_y = 0.217 \text{ kN/ml}$$

### 4.3.4 Pré dimensionnement des pannes

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

Condition de flèche (l'ELS) et Condition de résistance (l'ELU).

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

#### Vérification à l'ELS :

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

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

$$f_z = \frac{5 * q_z * L^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 * q_z * L^3 * 200}{384 * E} = \frac{5 * 1.681 * 10^{-2} * 350^3 * 200}{384 * 21000} = 89.37 \text{ cm}^4$$

Ce qui nous donne  $I_y \geq 89.37 \text{ cm}^4$  donc on opte pour un **IPE 100**

Avec :  $I_y = 171 \text{ cm}^4$  et  $I_z = 15.9 \text{ cm}^4$

#### Les combinaisons les plus défavorables :

- ❖ L'ELU:
- ✓  $q_z = -2.690 \text{ kN/ml}$
- ✓  $q_y = 0.319 \text{ kN/ml}$
- ❖ L'ELS:
- ✓  $q_z = -1.681 \text{ kN/ml}$
- ✓  $q_y = 0.217 \text{ kN/ml}$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.3.5 Dimensionnement et vérification des pannes

#### 4.3.5.1 Vérification à l'ELS (flèche)

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 * q_z * L^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{L}{200}$$
$$f_z = \frac{5 * 1.681 * 10^{-2} * 350^4}{384 * 21000 * 171} = 0.914 \text{ cm} \leq \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.914 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 * q_z * L^4}{384 * E * I_z} \leq \frac{L}{200}$$
$$f_y = \frac{5 * 0.217 * 10^{-2} * 350^4}{384 * 21000 * 15.9} = 1.26 \text{ cm} \leq \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$F_y = 0.118 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

#### 4.3.5.2 Condition de la résistance (ELU)

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

##### 4.3.5.2.1 Vérification à la flexion déviée :

D'après l'Euro Code 3, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left( \frac{M_{Y,Sd}}{M_{PL,Y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Z,Sd}}{M_{PL,Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \dots$  pour les profile en I.  $\beta = 5n \geq 1$ ,  $n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$M_{sd} = q \cdot l^2 / 8$  tel que :

➤ Axe Z-Z :

$$M_{y, sd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2.690 * 3.5^2}{8} = 4.11 \text{ kN.m}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **Axe Y-Y:**

$$M_{zsd} = \frac{q_y * l^2}{8} = \frac{0.319 * 3.5^2}{8} = 0.488 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Pour le  $\gamma_{m0}$  on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile :  $F_y = 235 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Ame:  $d / t_w = 74.6/4.1 = 18.19 \leq 72\varepsilon \Rightarrow$  **Ame de classe 1**

Semelle:  $c / t_f = b/2 / t_f = 27.5/5.7 = 4.82 \leq 10\varepsilon \Rightarrow$  **semelle de classe 1**

Donc **la section de classe 1** et  $\gamma_{m0} = 1.1$

$$M_{pl, yrd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.4 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 8.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl, zrd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.2 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 1.965 \text{ kN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[ \frac{4.11}{8.41} \right]^2 + \left[ \frac{0.488}{1.965} \right]^1 = 0.487 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

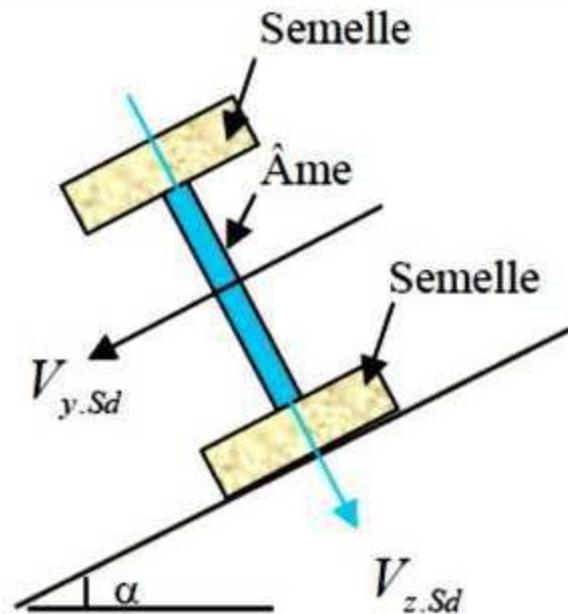
**Donc la flexion bi-axiale est vérifiée.**

### 4.3.5.2.2. Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

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

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



**Figure 33** :Représentation de cisaillement de la panne

$$V_{z, sd} = \frac{q_{uz} * l}{2} = \frac{2.690 * 3.5}{2} = 4.70 \text{ kN}$$

$$V_{pl, rd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 5.08 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1.1} = 62.65 \text{ kN}$$

et

$$V_{y, sd} = \frac{0.319 * 3.5}{2} = 0.55 \text{ kN}$$

Avec :  $A_{vy} = A - A_{vz} = 10.3 - 5.08 = 5.22 \text{ cm}^2$

$$V_{pl, yrd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 5.22 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1.1} = 64.38 \text{ kN}$$

Donc :

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

$$V_{y, sd} < V_{pl, yrd}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est **vérifiée**.

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.3.5.2.3 Vérification au déversement

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement

Contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement, et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée

D'après l'Euro Code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est Satisfaite :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,Rd}$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

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

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

\*  $M_{b,rd}$  : Moment sollicitant

\*  $\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement

**Remarque** :  $M_{sd}$  sera calculé sous l'action de vent.

$$M_{y,sd} = \frac{Q_z * l^2}{8} = \frac{2.690 * 3.5^2}{8} = 4.11kN$$

$$\lambda_{LT} \text{ barre : c'est l'élancement de divergence } \lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w} * \frac{\lambda_{LT}}{\lambda}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E/f_y)} = 93,9\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{(E/f_y)} = 1$$

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

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

**I**: longueur de maintien latéral (distance entre la lierne et le portique =  $L/2=1.75m$ ).

$$C_1 = 1.132$$

$$\chi_{LT} = \frac{175/1.24}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{175/1.24}{14/0.57} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 103.95$$

$$\lambda^{-LT} = \frac{103.95}{93.9} = 1.10$$

$\lambda^{-LT} = 1.10 > 0.4$  il y a risque de déversement

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda^{-LT}]^{0.5}} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$D'où : \Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.10 - 0.2) + 1.10^2] = 1.19$$

**Le coefficient de réduction pour le déversement**

$$X_{LT} = \frac{1}{1.19 + [1.19^2 - 1.10^2]^{0.5}} = 0.60$$

$$M_{brd} = X_{LT} * \beta_w * \frac{M_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0.60 * 1 * \frac{39.4 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 5.05 \text{ KN.m}$$

$M_{brd} = 5.05 \text{ kN.m} > M_{sdy} = 4.11 \text{ kN.m}$  La condition est vérifiée

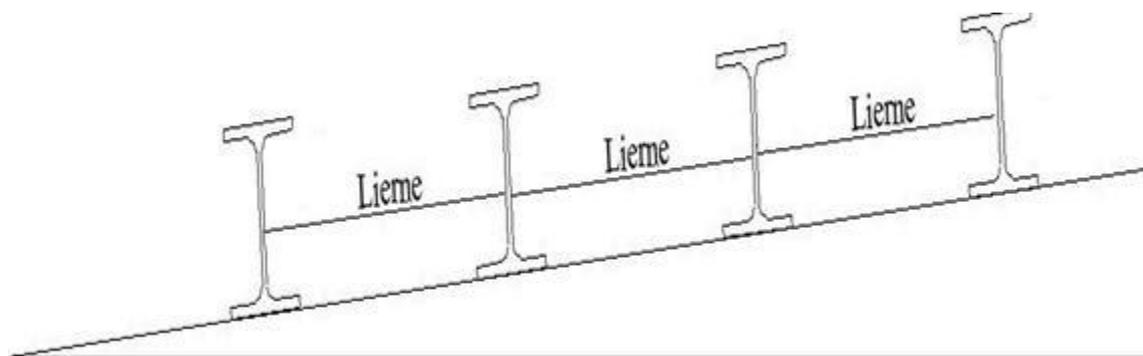
**La stabilité au déversement de la panne est vérifiée on adopte un IPE 100.**

### Pannes IPE100

#### 4.3. Les liernes :

##### 4.4.1 Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.



## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

**Figure 34** : Coupe transversale des liernes.

Le poids propre de la panne de IPE 100 :  $G = 8.1 \text{ Kg/ml}$

La combinaison de la charge est suivante :

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5 S_y$$

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 1.5] + 8.1 = 29.1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.291 \text{ kN/ml}$$

$$G_z = 0.291 \cos 7.40^\circ = 0,288 \text{ kN/ml}$$

$$G_y = 0,291 \sin 7.40^\circ = 0,037 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 0,174 = 0.310 \text{ kN/ml}$$

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = q_{uy} \times l_y \text{ donc } l_y = l/2 = 1.75\text{m}$$

$$q_{uy} = 0.310 \text{ kN/ml}$$

$$R = 0.310 \times 1.75 = 0.542 \text{ kN}$$

\* Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 0.542/2 = 0.271 \text{ kN}$$

\* Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0.271 + 0.542 = 0.813 \text{ kN}$$

\* Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 1.355 \text{ kN}$$

\* Effort dans les diagonales L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 1.897 \text{ kN}$$

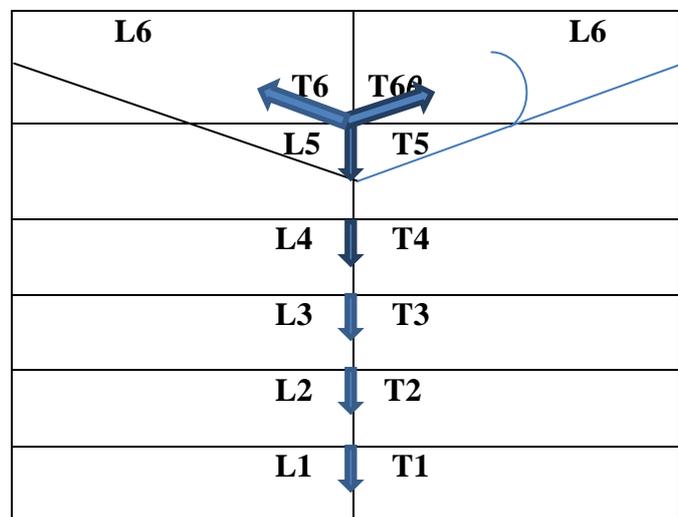
\* Effort dans les diagonales L5 :

$$T_5 = T_4 + R = 2.439 \text{ kN}$$

\* Effort dans les diagonales L6 :

$$\Theta = 40.60^\circ \text{ (arctang)}$$

$$T_6 = T_5 / 2 \sin 40.60 = 1.873 \text{ kN}$$



### 4.4.3 Dimensionnement des liernes

L/2

L/2

Le tronçon le plus sollicité est celui qui a l'effort  $\max N_{tsd} = 2.439\text{N}$ . La condition de Résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2.439 \cdot 1.1}{23.5} = 0.114 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \cdot \theta^2}{4} \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.114}{3.14}} = 0.381 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

**Liernes  $\phi = 10 \text{ mm}$**

### 4.5 CALCUL DE L'ÉCHANTIGNOLLE

#### 4.5.1 Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

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

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :  $2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$

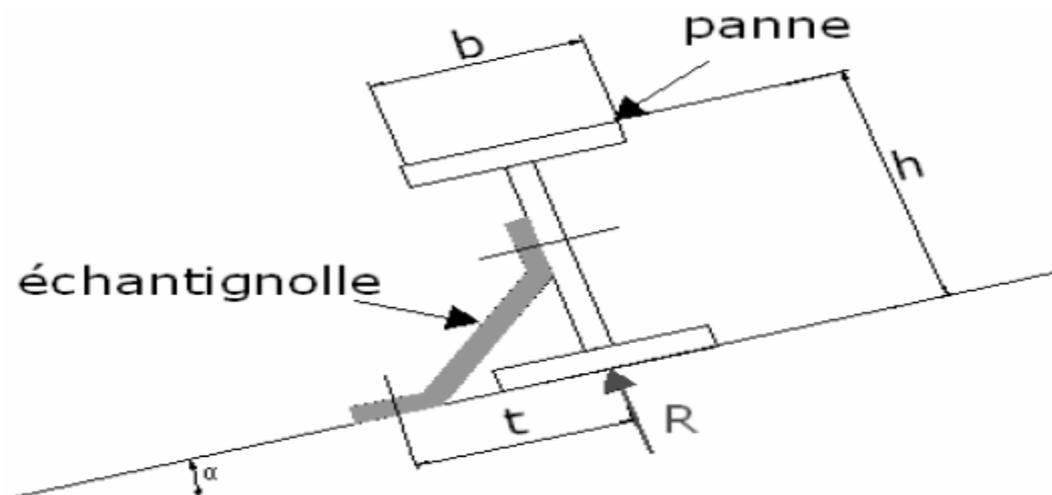


Figure 35: Vue en 3D de l'échantignolle

#### 4.5.2 Dimensionnement de l'échantignolle

##### A. L'excentrement « t » :

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

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

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les pannes sont des IPE 100 avec :

$$b = 5.5 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm on adopte } t = 8 \text{ cm}$$

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

La combinaison la plus défavorable :

### B. Calcul du moment de renversement $M_r$ :

Sous la combinaison de charge :

$$G_z + 1.5W \text{ (c'est la plus défavorable)}$$

$$G = 0.291 \text{ kN/ml}$$

$$G_z = G \cdot \cos \sigma = 0.291 \cos 7.40 = 0.288 \text{ kN}$$

$$P_{uz} = -G_z + 1.5 W_z = 0.291 + 1.5 \cdot (-2.017) = -2.734 \text{ kN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 1.25 \times (-2.734) = -3.418 \text{ kN/ml}$$

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

$$R = q_{uz} \times L = 3.418 \times 3.5$$

$$R = 11.963 \text{ kN}$$

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

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

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

Pour notre cas on a IPE 100.

$$M_R = R \cdot t = 11.963 \times 0.08 = 0.957 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} > M_R \Rightarrow w_{ely} \geq \frac{1.1 \cdot 0.957 \cdot 10^2}{23.5} = 4.479 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$w_{ely} = \frac{b \cdot e^2}{6}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

**Remarque :** la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse. On prend  $b = 7.3 \text{ cm}$

**C. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :**

$$w_{ely} = \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ donc } e = \sqrt{\frac{4.479 \cdot 6}{7.3}} = 1.91 \text{ cm}$$

Donc on adopte une échantignolle de **20.00 mm** d'épaisseur.

**Echantignolle EP 20.00 mm**

### 4.6 CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

#### 4.6.1 Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

#### 4.6.2 Espacement des lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 4.0m.

Espacement des lisses  $e = 1.35 \text{ m}$

Nombre de lisses  $n = 3$

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

#### 4.6.3 Efforts sollicitant la lisse

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :  $W = -0.855 \text{ kN/m}^2$

D'où:  $W = -0.855 \times e = -0.855 \times 1.35 = -1.154 \text{ kN/ml}$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de  $l = 3.50$  m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12.5 Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches.....1.5 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (IPE100).....8.1Kg/m

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

$e$  = espacement entre les lisse  $e = 1.35$  m

$$G_p = [(12.5 + 1.5) \times 1.35] + 10.4$$

$$G = 0.27 \text{ kN/ml}$$

❖ **ELU** :

$$q_y = (1.35G) = 0.364 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = (1.5W) = 1.731 \text{ kN/ml}$$

❖ **ELS** :

$$q_y = G = 0.27 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = W = 1.154 \text{ kN/ml}$$

### 4.6.4 Pré dimensionnement des lisses

#### Vérification à l'ELS (flèche)

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

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

$$f_z = \frac{5 * q_z * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 1.154 * 10^{-2} * 350^3 * 200}{384 * 21000} = 91.35 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 91.35 \text{ cm}^4$  Donc on adopte un **IPE100**

Avec :  $I_y = 171 \text{ cm}^4$  et  $P = 8.1 \text{ kg/m}$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.6.5 Dimensionnement et vérification des lisses

#### 4.6.5.1 Vérification à l'Els (flèche)

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 * q_z * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 1.154 * 10^{-2} * 350^4}{384 * 21000 * 171} = 0.62 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.62 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 * q_y * L^4}{384 * E * I_z} = \frac{5 * 0.27 * 10^{-2} * 350^4}{384 * 21000 * 15.9} = 1.58 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = \frac{350}{200} = 1.75 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.26 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1.75 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

#### 4.6.5.2 Condition de la résistance (ELU)

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

#### 4.6.5.3 Vérification à la flexion déviée

$$\left( \frac{M_{Y,Sd}}{M_{PL,Y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Z,Sd}}{M_{PL,Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \dots$  pour les profile en I.  $\beta = 5n \geq 1, n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

➤ Axe z-z :

$$M_{y.sd} = \frac{q_z * l^2}{8} = \frac{1.731 * 3.5^2}{8} = 2.65 \text{ KN.m}$$

### ➤ Axe Y-Y:

$$M_{z.sd} = \frac{q_y * l^2}{8} = \frac{0.364 * 3.5^2}{8} = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.yrd} = \frac{W_{pl.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{39.4 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.zrd} = \frac{W_{pl.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{9.2 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 1.965 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{2.65}{8.41}\right]^2 + \left[\frac{0.55}{1.965}\right]^1 = 0.37 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

#### 4.6.5.4 Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{z.sd} = \frac{q_z * l}{2} = \frac{1.731 * 3.5}{2} = 3.029 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 5.08 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1.1} = 62.65 \text{ kN}$$

et

$$V_{y.sd} = \frac{q_y * l}{2} = \frac{0.364 * 3.5}{2} = 0.637 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = A - A_{vz} = 10.3 - 5.08 = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 5.22 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1.1} = 64.38 \text{ kN}$$

Donc :

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

$$V_{y.sd} < V_{pl,rd}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc la résistance des pannes au cisaillement est **vérifiée**.

### 4.6.5.5 Vérification au déversement

Calcul de l'élanement réduit :

$$\chi_{LT} = \frac{I/Z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{I/z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} \text{ [Annexe F EC03 partie 1-1]}$$

$$\chi_{LT} = \frac{175/1.45}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{175/1.24}{10/0.57} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 79.07$$

$$M_{y,sd} = \frac{qz * l^2}{2} = \frac{1.731 * 3.5^2}{8} = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{79.07}{93.9} = 0.842$$

$\lambda_{LT}^- = 0.842 > 0.4$  il y a risque de déversement

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha (\lambda_{LT}^- - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\text{D'où : } \phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (0.842 - 0.2) + 0.842^2] = 0.92$$

**Le coefficient de réduction pour le déversement**

$$X_{LT} = \frac{1}{0.92 + [0.92^2 - 0.842^2]^{0.5}} = 0.77$$

$$M_{brd} = X_{LT} * \beta_w * \frac{M_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0.77 * 1 * \frac{39.4 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 6.48 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 2.65 \text{ kN.m} < M_{brd} = 6.48 \text{ kN.m}$$

**Donc : la stabilité au déversement de profilé IPE 100 est vérifiée,**

**Lisses IPE 100**

### 4.8 CALCUL DES POTELETS

#### 4.8.1 Introduction

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.

Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

#### 4.8.2 Le pré dimensionnement du potelet

Le pignon possède 2 potelets la longueur max  $L = 2.7\text{m}$

La porte maximale entre deux potelets  $d = 3.0\text{m}$ .

Les potelets sont en acier S235

La surpression du vent  $W = 0.855 \text{ kN/m}^2$

Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$q_{ws} = W * e$$

$$q_{ws} = 0.855 * 3 = 2.565 \text{ kN/m}$$

$$q_{ws} = 2.565 \text{ kN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm}$$

Avec:

$$f_y = \frac{5 * q_{ws} * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{270}{200} = 1.35\text{cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 * q_{ws} * L^4}{384 * E * f_y} = \frac{5 * 2.565 * 10^{-2} * 270^4}{384 * 21000 * 1.35} = 62.60 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 62.60$  donc **on opte pour un IPE 80**

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### 4.8.3 Vérification de la section à la résistance :

#### 1. Vérification de l'effort tranchant :

Si :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl Rd}$ . → Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{zsd} = 1.5V = 1.5 \times 80.1 = 120.15 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} * l}{2} = \frac{120.15 * 2.7}{2} = 162.20 \text{ dan}$$

$$V_{pl Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{3.58(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 4415.67 \text{ dan}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{pl Rd}} = \frac{162.20}{4415.67} = 0.036 < 0.5$$

→ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée

#### 2. Vérification de l'effort axial

Si  $N_{sd} \leq \min \{0.25 N_{pl rd} ; .5 \frac{A_w * f_y}{\gamma_{m0}}\}$  : Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35G$$

\* Poids bardage .....  $G1 = 12.5 \text{ Kg/m}^2$ .

\* Poids des lisse de bardages .....  $G2 = 8.1 \times 1 = 8.1 \text{ Kg/m}$ .

\* Poids propre de IPE 100 .....  $G3 = 6 \text{ kg /m}$ .

$$G = [(G1 \times d \times l) + (G2 \times d) + (G3 \times l)]$$

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 3.50 \times 2.7] + (8.1 \times 3.50) + (6 \times 2.70) = 176.85 \text{ Kg/m}$$

Donc

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 176.85 = 238.74 \text{ daN}$$

$$N_{pl rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{7.64 * 235}{1.1} = 1632.18 \text{ daN}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$0.25N_{plrd} = 0.25 \times 1632.18 = 408.04 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 7.64 - 2 \times 4.6 \times 0.52 = 2.856$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.5 \times 2.856 \times \frac{235}{1.1} = 305.07 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 238.74 \text{ daN} \leq \min(305.07, 408.04) = 305.07 \text{ daN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

### 3. Vérification de la stabilité au flambement :

Pour la vérification de la stabilité au flambement on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1.0$$

### Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{ysd}}{X_{lt} \cdot M_{plrd}} \leq 1.0$$

### Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{270}{3.24} = 83.33$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{270}{1.05} = 257.14$$

### Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{83.33}{93.9} * \sqrt{1} = 0.88 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{257.14}{93.9} * \sqrt{1} = 2.73 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

### Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement $X_{min}$ :

$$X_{min} = \min(X_y ; X_z)$$

Pour un IPE 80 :

$$h = 80 \text{ mm} ; b = 46 \text{ mm} ; t_f = 5.2 \text{ mm}$$

$$h/b = 1.73 > 1.2 \text{ et } t_f = 5.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe  $\alpha_y = 0.21$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Axe Z-Z : courbe  $\alpha z = 0.34$

**Calcul de Xmin :**

$$Xy = \frac{1}{\varphi y + [\varphi y^2 - \bar{\lambda} y^2]^{0.5}}$$

$$\text{Ou } \varphi y = 0.5 [1 + (\bar{\lambda} y - 0.2) + \bar{\lambda} y^2]$$

$$\varphi y = 0.5 [1 + 0.21 (0.88 - 0.2) + 0.88^2] = 0.958$$

$$Xy = 0.748 < 1$$

$$Xz = \frac{1}{\varphi z + [\varphi z^2 - \bar{\lambda} z^2]^{0.5}}$$

$$\text{Ou } \varphi z = 0.5 [1 + \alpha z (\bar{\lambda} z - 0.2) + \bar{\lambda} z^2]$$

$$\varphi z = 0.5 [1 + 0.34 (1.958 - 0.2) + 1.958^2] = 2.71$$

$$Xz = 0.22 < 1$$

$$X_{\min} = \min (0.74 ; 0.22) = 0.22$$

**Calcul du facteur d'amplification :**

$$Ky = 1 - \frac{\mu y * N_{sd}}{Xy * A * fy} \text{ et } Ky \leq 1$$

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

$$\beta My = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu y = \bar{\lambda} y (2 * \beta My - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu y = 0.88 (2 * 1.3 - 4) + \frac{23.2 - 20}{20} = -1.057 < 0.9$$

$$Ky = 1 - \frac{-1.057 * 238.74}{0.74 * 7.64 * 2350} = 0.98 < 1.0$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} * l^2}{8} = \frac{120.15 * 2.7^2}{8} = 109.48 \text{ dan}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * fy}{\gamma_{m1}} = \frac{23.2 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 495.63 \text{ daN}$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{7.64 * 2350}{1.1} = 1632.18 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * N_{plrd}} + \frac{K_y * M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1.0$$
$$\frac{238.74}{0.22 * 16321.81} + \frac{0.98 * 109.48}{495.63} = 0.28 \leq 1.0 \text{ Vérifiée}$$

La stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée

### 4.8.4 Vérification de la stabilité au déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z * N_{plrd}} + \frac{K_{lt} * M_{ysd}}{X_{lt} * M_{plrd}} \leq 1.0$$

#### Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{Lt}$

$\beta\omega = 1$  (Section de classe 1)

$X_{lt}$  : coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{Lt}$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} * \sqrt{\beta\omega}$$

$\lambda_{lt}$  Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{270/1.05}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{270/1.05}{8/0.52} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.92$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{64.92}{93.9} * \sqrt{1} = 0.69 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement}$$

Profilé laminé  $\alpha_{lt} = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{Lt} > 0.4$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[ 1 + 0.21 (0.69 - 0.4) + 0.69^2 \right] = 0.76$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + \left[ \varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2 \right]^{0.5}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0.76 + \left[ 0.76^2 - 0.69^2 \right]^{0.5}} = 0.92 \leq 1.0$$

## Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\mu_{lt} = 0.15\bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 \times 2.73 \times 1.3 - 0.15 = 0.38 < 0.9.$$

$\beta_{MLT}$  : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{MLT}=1.3$  (Tableau 4)

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} * N_{sd}}{X_z * A * f_y} = 1 - \frac{0.38 * 238.74}{0.22 * 7.64 * 2350} = 0.97$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z * N_{plrd}} + \frac{K_{lt} * M_{y_{sd}}}{X_{lt} * M_{plrd}} \leq 1.0$$

$$\frac{238.74}{0.22 * 1632.18} + \frac{0.97 * 109.48}{0.92 * 495.63} = 0.89 \leq 1.0 \text{ Vérifiée}$$

**Potelets IPE80**

### 4.9 Conclusion

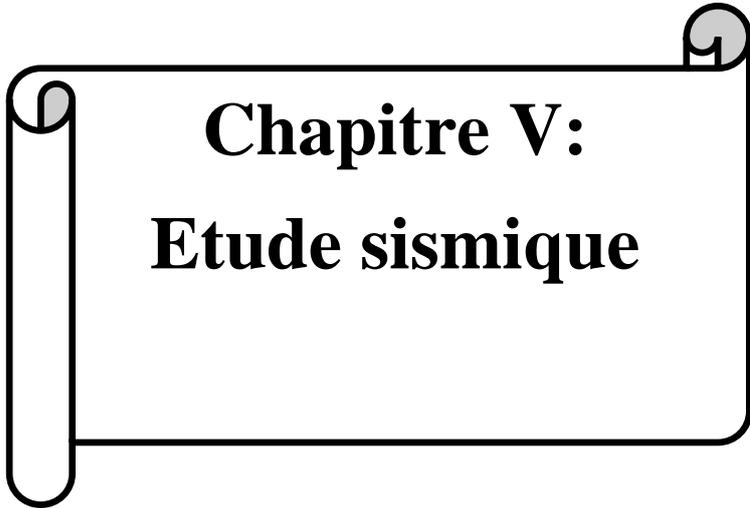
Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous ont permis de déterminer des types de profilés qui sont capables de résister à leurs poids propre et toutes les autres charges.

Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivants :

- ✓ Les pannes : IPE 100 avec des liernes de 10 mm.
- ✓ Les lisses de bardages : IPE 100
- ✓ Les potelets : IPE 80.

---

---



**Chapitre V:**  
**Etude sismique**

---

---

## CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE

### 5.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie cumulée est libérée sous forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées ondes sismiques, celles-ci engendrent d'importantes secousses.

L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines.

### 5.2 Calcul de la force sismique totale :

- La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

#### 1. Définition des différents paramètres selon le RPA. 2003

##### ➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Données par le tableau 4.1 du RPA 99 / version 2003[2] en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya Guelma : RPA 99 / version 2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0.15$$

### ➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

### Périodes caractéristiques T1 ; T2

Pour notre site type : S2T1 = **0.15 s** T2 = **0.40 s** (tab 4.7 RPA 99 / version 2003)

### Coefficient de correction d'amortissement η

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

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

Où ξ(%) est pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 du RPA99 / version 2003, on prend : ξ = 4%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1.07 \geq 0,7 \text{ Vérifiée.}$$

### ➤ Période fondamentale (T)

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09hn/\sqrt{L} \quad \text{Avec}$$

hn : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**hn = 4.20 m**

L : Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

D'où :

$$\checkmark T = 0.09h_n/\sqrt{L_x} \quad \text{avec } L_x = 17.5 \text{ m } T_x = 0.09 \text{ s}$$

$$\checkmark T = 0.09h_n/\sqrt{L_y} \quad \text{avec } L_y = 6.5 \text{ m } T_y = 0.14 \text{ s}$$

On a :  $0 \leq T_x = 0.09 \text{ s} \leq T_2 = 0.40 \text{ s}$

$0 \leq T_y = 0.14 \text{ s} \leq T_2 = 0.40 \text{ s}$

Selon la formule empirique :  $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$

$C_T$  : Coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6. RPA99/ version 2003)

On a :  $C_T = 0.085$

$$T_x = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0.249 \text{ s}$$

$0 \leq T_x = 0.249 \text{ s} \leq T_2 = 0.40 \text{ s}$

Donc :  $D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08$

$$D = 2.70$$

### ➤ Coefficient de comportement R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. On a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

$$R = 4$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P<sub>q</sub> : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non.

Critère q	Observé	N/observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

**Tableau 11** : Valeur du coefficient de qualité

Q = 1

$$Q = 1$$

➤ **Le poids de la structure W**

Poids total de la structure (calculé automatiquement par le logiciel ROBOT)

$$W = 8057.18 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0.15 * 2.7 * 1}{4} * 8057.18 = 915.78 \text{ Kg}$$

### V.3. Modélisation :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone **IIa** (Guelma)
- Groupe d'usage **2**
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 4\%$ )
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ )
- Facteur de qualité ( $Q = 1,15$ )
- Site meuble (**S2**)
- Matériau constitutif : **portique Acier** .

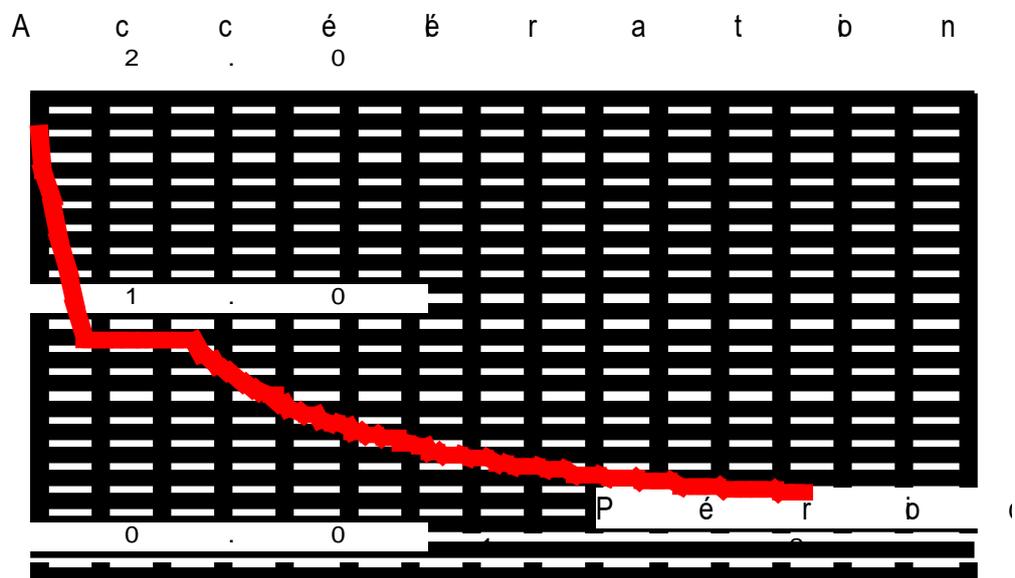
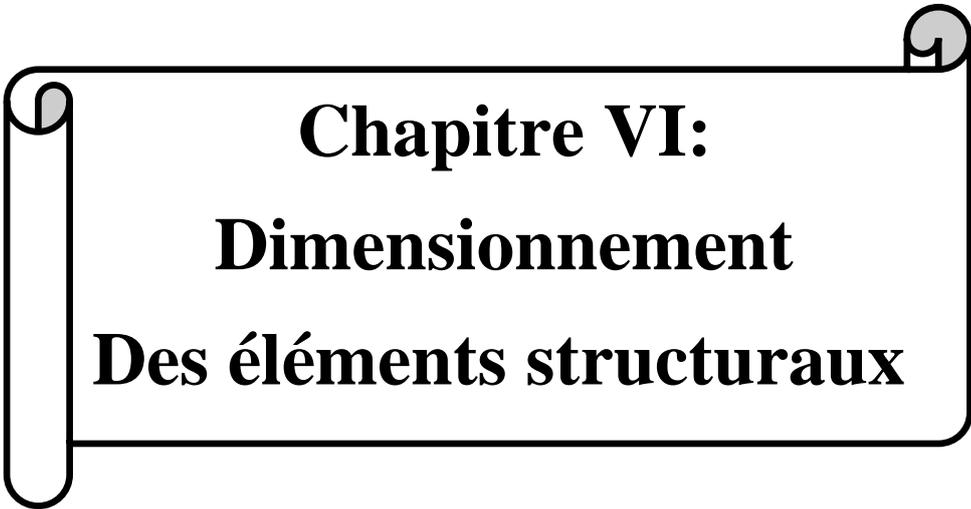


Figure 38 : Spectre de réponse.

---

---



**Chapitre VI:**  
**Dimensionnement**  
**Des éléments structuraux**

---

---

### **6.1 Introduction**

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modalisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2010.

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous devons commencer par la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et qui se traduit par la conception de la structure étudiée en 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément un type de profilé couramment utilisé en réalité.

Après avoir modalisé la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les différents charges à laquelle elle est soumise.

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

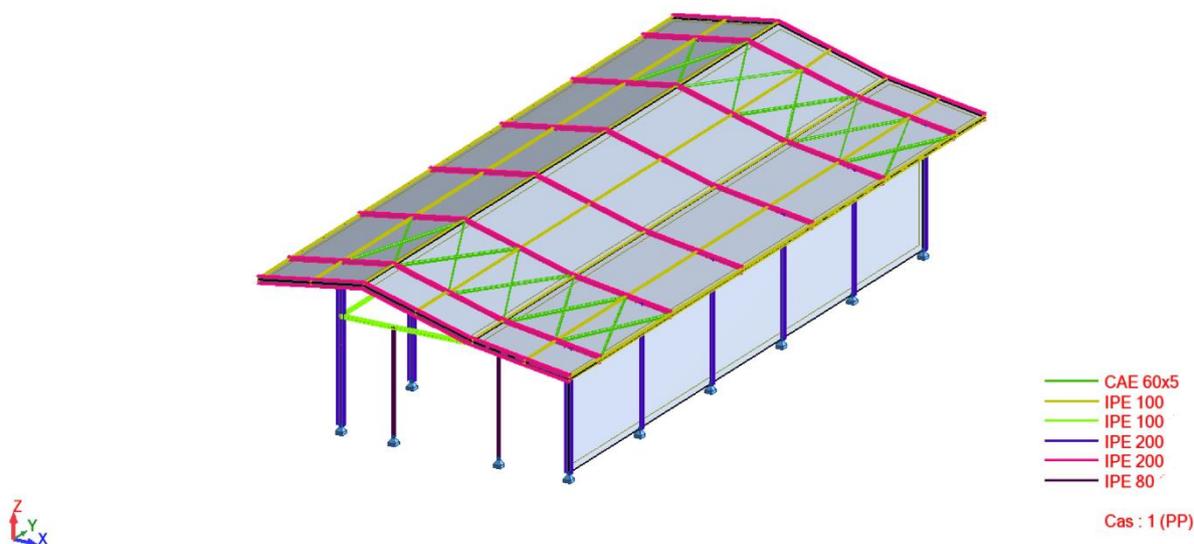
- ✓ Poids propre de la structure
- ✓ Charges permanentes (couverture, accessoires .....
- ✓ Charge d'exploitation
- ✓ Charges climatiques (vent, la neige)
- ✓ Charge sismique

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectuera le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer de pré-dimensionnement des éléments de la structure en procédant comme suite :

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, on sélectionne la liste des profils qu'on veut que le logiciel utilise pour dimensionner notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats celui adopté à notre cas.



**Figure 37:** Modèle de la structure en 3D

### 6.2 JUSTIFICATION DES POTEAUX (IPE200)

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

- ✓  $M_{sdy} = 14.26 \text{ kN.m}$
- ✓  $M_{sdz} = 0.46 \text{ kN.m}$
- ✓  $N_{sd \text{ max}} = 7.63 \text{ kN}$
- ✓  $V_{sd \text{ max}} = 3.56 \text{ kN}$

#### 6.2.3 Vérification :

##### 6.2.3.1 Vérification à la résistance

###### Classe de la section

Classe de la semelle : (comprimée)

$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \epsilon$  donc  $(100 / 2 * 8.5) = 5.88 \leq 10 \epsilon$  Semelle de classe 1

Classe de l'âme : (fléchie)

$d / t_w = 159 / 5.6 = 28.39 < 72 \epsilon$  Ame de classe 1

Les poteaux de section **IPE200** sont de **classe 01**

##### 6.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$$V_{sd} = 3.56 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 14 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1.1} = 172.68 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{plRd} = 86.34 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 3.56 \text{ KN} < 0.5 V_{plRd} = 86.34 \text{ KN}$  vérifiée

##### 6.2.3.3 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier que  $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$N_{sd} = 7.63 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28.5 * 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 7.63 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 608.86 \text{ kN}$  vérifiée

### 6.2.3.4 Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sdy} = 14.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 * 23.5 * 10^{-2}}{1.1} = 47.21 \text{ kN.m}$$

$M_{sdy} = 14.26 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 47.21 \text{ kN.m}$  vérifiée

### 6.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

#### 6.2.4.1 Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{sdy}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z * M_{szd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

✓ **Calcul de  $X_{min}$  :**

$$X_{min} = \min (X_y, X_z)$$

✓ Flambement par rapport à l'axe fort (dans le plan du portique) :

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{0.7L_{ky}}{i_y} = \frac{0.7 * 400}{8.26} = 33.89$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{33.89}{93.9} * \sqrt{1} = 0.36 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

$$\text{Axe Y-Y : courbe b } \alpha_y = 0.21$$

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} < 1$$

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

$$\Phi_y = 0.58$$

$$X_y = 0.966 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{0.7L_{ky}}{i_z} = \frac{0.7 * 400}{2.24} = 125$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{125}{93.9} * \sqrt{1} = 1.33 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 200/100 = 2 > 1,2$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.34$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} < 1$$

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

$$\varphi_z = 1.57$$

$$X_z = 0.415 < 1$$

Donc :  $X_{\min} = 0.415$

✓ Calcul des coefficients  $K_y$  et  $K_z$  :

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 * \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

✓ Calcul des coefficients réducteurs :

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.36 (2 * 1.3 - 4) + \frac{221 - 194}{194} = -0.364 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{X_y * A * f_y} = 1 - \frac{-0.364 * 7.63}{0.966 * 28.5 * 23.5} = 1.004 < 1.5$$

Vérifiée

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_Z = 1.33 (2 * 1.3 - 4) + \frac{44.6 - 28.5}{28.5} = -1.297 < 0.9$$

$$k_Z = 1 - \frac{\mu_Z * N}{XZ * A * f_y} = 1 - \frac{-1.297 * 7.63}{0.415 * 28.5 * 23.5} = 1.03 < 1.5 \quad \text{Vérfiée}$$

$$N_{sd} = 7.63 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 14.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 0.46 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 25.8 * 23.5 / 1.1 = 551.18 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = 221 * 23.5 * 10^{-2} / 1.1 = 47.21 \text{ kN.m}$$

### 6.2.4.2 Verification au flambement:

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{y,Sd}}{M_{pl,Rd}} + \frac{K_z * M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{7.63}{0.415 * 669.75} + \frac{1.004 * 14.26}{47.21} + \frac{1.03 * 0.46}{551.18} = 0.33 \leq 1$$

**Le profilé choisi IPE200 est adéquat comme poteau**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1 :1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

**FAMILLE :** 1 POTEAUX

**PIECE :** 22 Poteaux\_22

**POINT :** 3

**COORDONNEE :** x = 1.00 L = 4.00 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 15 ELU /15/ 1\*1.00 + 7\*2.16

**MATERIAU :**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200**

ht=20.0 cm

bf=10.0 cm

ea=0.6 cm

es=0.9 cm

Ay=17.00 cm<sup>2</sup>

Iy=1943.17 cm<sup>4</sup>

Wely=194.32 cm<sup>3</sup>

Az=11.20 cm<sup>2</sup>

Iz=142.37 cm<sup>4</sup>

Welz=28.47 cm<sup>3</sup>

Ax=28.48 cm<sup>2</sup>

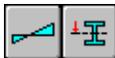
Ix=6.46 cm<sup>4</sup>

**CONTRAINTES :**

SigN = -705.38/28.48 = -2.48 MPa

SigFy = -14.61/194.32 = -75.20 MPa

SigFz = -0.63/28.47 = -22.20 MPa



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z=0.00

ID\_sup=1.30 m

B=1.00

C=1.19

D=1.14

kD=1.00

Sig D=96.53 MPa

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

**FORMULES DE VERIFICATION :**

SigN + kD\*SigFy + SigFz = -2.48 + 1.00\*-75.20 + -22.20 = |-99.87| < 235.00 MPa (3.731)

1.54\*Tauy = 1.54\*0.41 = 0.63 < 235.00 MPa (1.313)

1.54\*Tauz = 1.54\*3.23 = 4.97 < 235.00 MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

### 6.3 JUSTIFICATION DES TRAVERSES (IPE200)

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé IPE200 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

#### 6.3.2 Charges affectées à la traverse

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

#### 6.3.3 Vérification de la section à la résistance :

- ✓ Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité sous la combinaison (G+1.5 V1)

- ✓  $M_{sd,max} = 13.79 \text{ kN.m}$
- ✓  $N_{sd,max} = 5.25 \text{ kN}$
- ✓  $V_{zs,dmax} = 10.41 \text{ kN}$
- ✓ **Classe de la section :**

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b/2 / t_f = 100/2 / 8.5 = 5.88 \leq 10\varepsilon$$

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \left( \frac{N_{sd}}{t_w * f_y} \right) = \left( \frac{5.25}{0.56 * 23.5} \right) = 0.39$$

$$\alpha = \frac{1}{15.9} \left( \frac{15.9 + 0.39}{2} \right) = 0.51 \leq 1$$

$$0.51 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{15.9}{0.56} = 28.39$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \cdot 0.51 - 1)} = 70.33$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \text{ (Classe 01)}$$

La section de IPE200 est de classe 01

### 6.3.4 Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply} (1 - n)}{(1 - 0.5\alpha)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{5.25}{669.75} = 0.007$$

$$a = (A - 2btf) / A \text{ mais } a \leq 0.5$$

$$a = 0.40 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1.1} = \frac{28.5 \cdot 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ kN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{1.1} = \frac{221 \cdot 23.5}{1.1} = 47.213 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply} (1 - n)}{(1 - 0.5\alpha)} = \frac{47.213 (1 - 0.007)}{(1 - 0.5 \cdot 0.4)} = 58.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 13.79 \text{ kN.m} \leq M_{ply,Rd} = 58.60 \text{ kN.m} \quad \text{vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée

### 6.3.5 Vérification de flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

$$\text{On a } M_{zsd} = 0$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + 0 \leq 1$$

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\lambda_y = \frac{L_{cr.y}}{i_y} = \frac{310}{8.26} = 37.53$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr.z}}{i_z} = \frac{310}{2.24} = 138.39$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{37.53}{93.9} * \sqrt{1} = 0.39 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{138.39}{93.9} * \sqrt{1} = 1.47 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Pour un IPE200 :

$$h = 200 \text{ mm}; b = 100\text{mm}; t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$h/b = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 16.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.21$

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.34$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} < 1$$

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

$$\varphi_y = 0.608$$

$$X_y = 0.930 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} < 1$$

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

$$\varphi_z = 1.79$$

$$X_z = 0.355 < 1$$

$$X_{min} = \min(0.930 ; 0.355) = 0.355$$

Facteur d'amplification

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y * N}{X_y * A * f_y} \text{ et } K_y \leq 1$$

$$\beta M_y = \beta m q = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 * \beta M_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.39 (2 * 1.3 - 4) + \frac{221-194}{194} = -0.406 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.406 * 5.25}{0.930 * 28.5 * 23.5} = 1.00 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} * N_{plRd}} + \frac{K_y * M_{y, sd}}{M_{plyRd}} + 0 \leq 1$$

$$\frac{5.25}{0.355 * 608.86} + \frac{1 * 13.79}{58.60} = 0.25 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de flambement est vérifiée

### 6.3.6 Vérification de déversement :

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ( $M_{zsd} = 0$ )

$$\frac{N_{sd}}{X_z * A * f_y} + \frac{K_{lt} * M_{y, sd}}{X_{lt} * W_{ply} * f_y} + 0 \leq 1$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{310 / 2.24}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{310 / 2.24}{20 / 0.85} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 101.195$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{101.195}{93.9} = 1.07$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.07 > 0.4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\text{D'où : } \phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.07 - 0.2) + 1.07^2] = 1.16$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.16 + [1.16^2 - 1.07^2]^{0.5}} = 0.62$$

$$X_z = 0.31$$

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{X_{Z} \cdot A \cdot f_y} \text{ et } K_y \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_y \cdot \beta_M \cdot l_t - 0.15$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \cdot 0.39 \cdot 1.3 - 0.15 = -0.07 \leq 0.9$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{-0.07 \cdot 5.25}{0.31 \cdot 28.5 \cdot 23.5} = 0.998 < 1$$

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{lt} \cdot W_{ply} \cdot f_y} + 0 \leq 1$$

$$\frac{5.25 \cdot 10^3}{0.31 \cdot 28.5 \cdot 10^2 \cdot 235} + \frac{0.998 \cdot 13.79 \cdot 10^6}{0.62 \cdot 221 \cdot 10^3 \cdot 235} = 0.452 \leq 1 \text{ Vérifiée}$$

La condition de déversement est vérifiée

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1 :1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

**FAMILLE :** 2 TRAVERSE

**PIECE :** 19 TRAVERSE\_19

**POINT :** 3

**COORDONNEE :** x = 1.00 L = 3.10 m

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 15 ELU /15/ 1\*1.00 + 7\*2.16

**MATERIAU :**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200**

ht=20.0 cm

bf=10.0 cm

ea=0.6 cm

es=0.9 cm

Ay=17.00 cm<sup>2</sup>

Iy=1943.17 cm<sup>4</sup>

Wely=194.32 cm<sup>3</sup>

Az=11.20 cm<sup>2</sup>

Iz=142.37 cm<sup>4</sup>

Welz=28.47 cm<sup>3</sup>

Ax=28.48 cm<sup>2</sup>

Ix=6.46 cm<sup>4</sup>

**CONTRAINTES :**

SigN = -5.26/28.48 = -1.85 MPa

SigFy = -13.79/194.32 = -70.97 MPa

SigFz = -0.03/28.47 = -0.92 MPa



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z=1.00

lD\_sup=1.51 m

B=1.00

C=2.10

D=1.18

kD=1.00

Sig D=94.54 MPa

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

**FORMULES DE VERIFICATION :**

SigN + kD\*SigFy + SigFz = -1.85 + 1.00\*-70.97 + -0.92 = |-73.73| < 235.00 MPa (3.731)

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

---

$$1.54 * \tau_{uy} = |1.54 * -0.01| = |-0.01| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \tau_{uz} = 1.54 * 9.30 = 14.33 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

---

*Profil correct !!!*

### 6.4 JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:

#### 6.5.1 Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

#### 6.5.2 Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- \* Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme
- \* Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- \* Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- \* Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

#### 6.5.3 Vérification des contreventements:

✓  $N_{sd} = 23.6 \text{ kN}$

On choisit double cornière en CAE 60×5

##### 6.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction :

✓ **Vérification de la section brute**

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{5.82 * 23.5}{1.1} = 124.33 \text{ kN}$$

$N_{sd} < N_{pl.Rd}$  vérifiée

### ✓ Vérification de la section nette

$$A_{nette} = A_{brute} - 2(d \text{ trou} * t_w)$$

$$A_{nette} = 5.82 - 2(2.5 * 0.5) = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = 6.64 \text{ double cm}^2$$

$$N_{plrd} = \frac{A_{nette} * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{6.64 * 23.5}{1.1} = 141.85 \text{ kN}$$

$N_{sd} < N_{pl.Rd}$  vérifiée

### 6.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression :

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

$$N_{c.Rd} = \frac{A * 2 * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{5.82 * 2 * 23.5}{1.1} = 248.67 \text{ kN}$$

$N_{sd} < N_{c.Rd}$  vérifiée

$N_{c.Rd}$  : Résistance au flambement

### 6.5.3.3 Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \frac{x * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_A = \text{classe 1.2 ou 3}$$

✓ Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_f}{i_y} = \frac{381}{1.82} = 209.34$$

✓ Calcul les élancements critique :

On a l'acier utilise est de S235.

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

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✓ Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{209.34}{93.9} * \sqrt{1} = 2.22 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

✓ Calcul de coefficient de réduction :

## Chapitre VI DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$X_{\min} = \min (X_y ; X_z)$$

$$h = 60 \text{ mm}; b = 60 \text{ mm}; t_f = 5 \text{ mm}$$

$$h/b = 1.0 < 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b  $\alpha_y = 0.34$

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

✓ Calcule de  $X_{\min}$  :

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} < 1$$

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

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(2.22 - 0.2) + 2.22^2] = 3.30$$

$$X_y = 0.174 < 1$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49(2.22 - 0.2) + 2.22^2] = 3.45$$

$$X_z = 0.164 \leq 1$$

$$X_{\min} = 0.164$$

$$N_{bl.Rd} = \frac{x * \beta A * A * f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.164 * 1 * 23.5 * 5.82 * 2}{1.1} = 40.78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad \text{vérifiée}$$

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** Eurocode 3 (ENV 1993-1-1 :1992)

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles

**FAMILLE :** 6 contreventements

**PIECE :** 136 Arbalétrier\_CM66\_136  
= 3.81 m

**POINT :** 3 **COORDONNEE :** x = 1.00 L

### CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 ELU /27/ 1\*1.35 + 2\*1.50 + 7\*1.44

### MATERIAU :

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 60x5

ht=6.0 cm

bf=6.0 cm

ea=0.5 cm

es=0.5 cm

Ay=3.00 cm<sup>2</sup>

Iy=19.37 cm<sup>4</sup>

Wely=4.44 cm<sup>3</sup>

Az=3.00 cm<sup>2</sup>

Iz=19.37 cm<sup>4</sup>

Welz=4.44 cm<sup>3</sup>

Ax=5.82 cm<sup>2</sup>

Ix=0.48 cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES :

SigN = -247.36/5.82 = -4.25 MPa

SigFy = -0.37/4.44 = -82.26 MPa

SigFz = 0.03/11.81 = 2.18 MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

### FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + SigFy + SigFz = -4.25 + -82.26 + 2.18 = |-84.32| < 235.00 MPa (3.731)

1.54\*Tauy = |1.54\*-0.05| = |-0.08| < 235.00 MPa (1.313)

1.54\*Tauz = |1.54\*-1.87| = |-2.88| < 235.00 MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

### 6.7 Conclusion

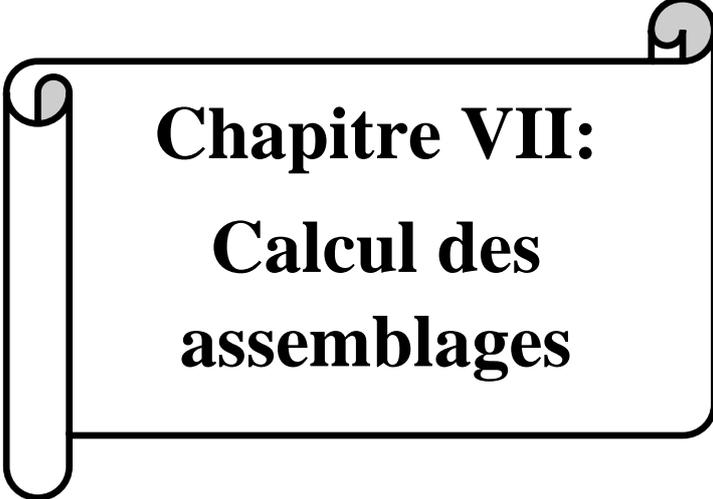
L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, ces sollicitations ont été utilisées dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages.

Après le calcul on a trouvé:

- ✓ Pour les poteaux IPE200
- ✓ Pour les traverses IPE200
- ✓ Pour les contreventements 2CAE 60\*60\*5

---

---



**Chapitre VII:  
Calcul des  
assemblages**

---

---

## CHAPITRE 7 : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### 7.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

### 7.1 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

#### ➤ a) 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 offre sur site.

Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

CLASS	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
Fyb (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
Fub (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau 12** :Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

#### ➤ b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion les pièces de métal à assembler.

#### ➤ c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

7.2 Calcul d'assemblages :

7.2.1. Assemblage traverse – traverse

L'assemblage **traverse - traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

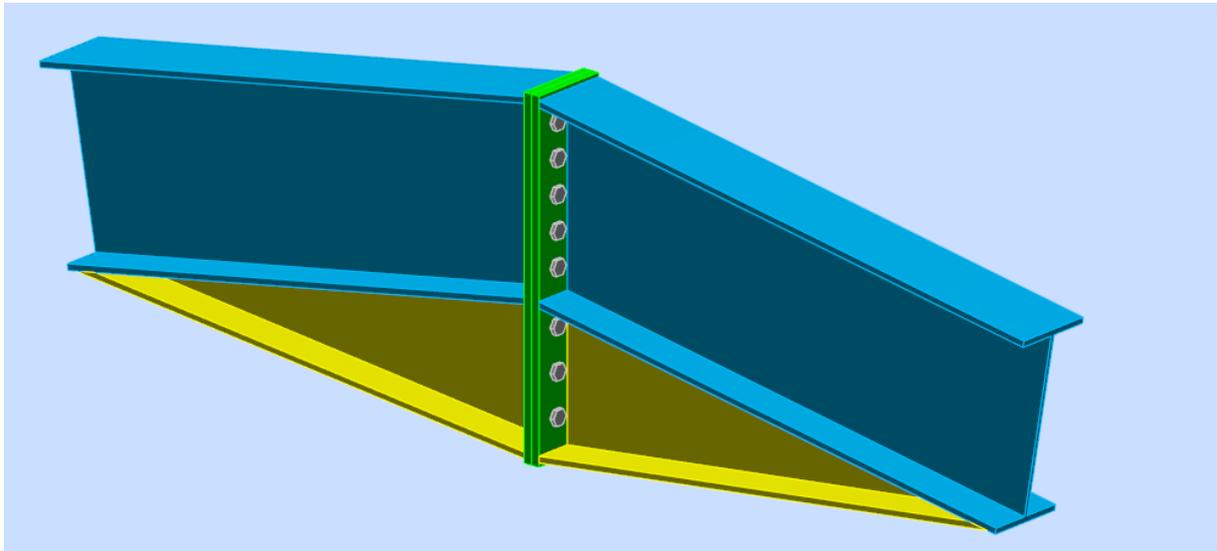
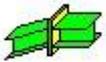
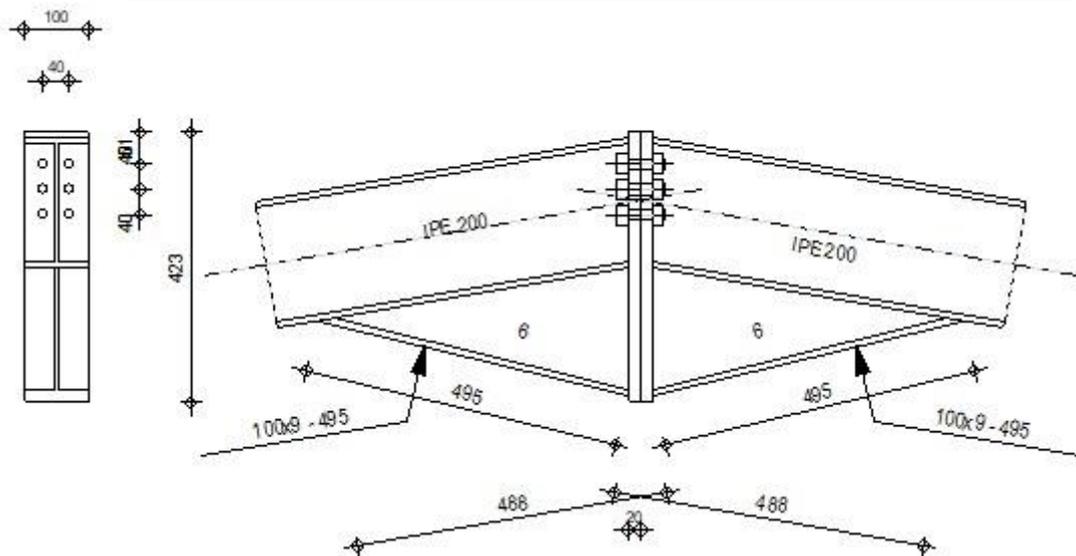


Figure 38. Assemblage traverse- traverse

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b></p> <p>NF P 22-430</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio</p> <p><b>1,00</b></p>
---	---	--



GENERAL

Assemblage N° : 1  
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
Noeud de la structure : 15  
Barres de la structure : 8, 117

### **GEOMETRIE**

---

#### **COTE GAUCHE**

##### **POUTRE**

Profilé : IPE 200  
Barre N° : 8  
 $a = -170,2$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 200$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbl} = 100$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 28,48$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 1943,17$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau : ACIER  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **COTE DROITE**

##### **POUTRE**

Profilé : IPE 200  
Barre N° : 117  
 $a = -9,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 200$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 100$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$a = -9,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $t_{fbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 28,48$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 1943,17$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_b = 8415,20$  [daN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 3$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 51$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 40;40$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 40;40$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 423$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 100$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{epr} = 235,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 100$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 200$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 488$  [mm] Longueur de la platine  
 $a_d = 13,7$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 4$  [mm] Soudure âme

$a_f = 6$  [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas : Calculs manuels

$M_y = 50,00$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,00$  [daN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$  [daN] Effort axial

**RESULTATS**

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intéri eurs	12	17			23	32									
2	Centr aux	12	17													40
3	Centr aux	12	17													40

$x = 36$  [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \ddot{O}(b/e_a)$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	354	16285,90	0,00	11648,49	16285,90	8415,20	>	2963,08	100,00

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
2	314	7815,01	2632,00	3798,17	7815,01	8415,20	>	2627,98	100,00
3	274	7815,01	2632,00	3798,17	7815,01	8415,20	>	2292,89	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 2627,98 < 2632,00 \quad \text{vérifié} \quad (1,00)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |235,91| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

T<sub>1</sub> = 0,00 [daN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 6830,52 [daN] Résistance du boulon au cisaillement

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

F<sub>res</sub> = 15767,89 [daN] Effort de compression F<sub>res</sub> = 2 \* SF<sub>i</sub> - 2 \* N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

N<sub>c adm</sub> = 24701,95 [daN] Résistance de la section de la poutre N<sub>cadm</sub> = A<sub>bc</sub> \* s<sub>e</sub> + N \* A<sub>bc</sub> / A<sub>b</sub>

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 15767,89 < 24701,95 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intéri eurs	12	17			23	32									
2	Centr aux	12	17													40

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
3	Centr aux	12	17													40

x = 36 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	354	16285,90	0,00	11648,49	16285,90	8415,20	>	2963,08	100,00
2	314	7815,01	2632,00	3798,17	7815,01	8415,20	>	2627,98	100,00
3	274	7815,01	2632,00	3798,17	7815,01	8415,20	>	2292,89	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 2627,98 < 2632,00 \quad \text{vérifié} \quad (1,00)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |235,91| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

T<sub>1</sub> = 0,00 [daN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 6830,52 [daN] Résistance du boulon au cisaillement

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

F<sub>res</sub> = 15767,89 [daN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 * SF_1 - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N<sub>c adm</sub> = 24701,95 [daN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c\text{adm}} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\text{adm}} \quad 15767,89 < 24701,95 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

**REMARQUES**

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.

17 [mm] < 27 [mm]

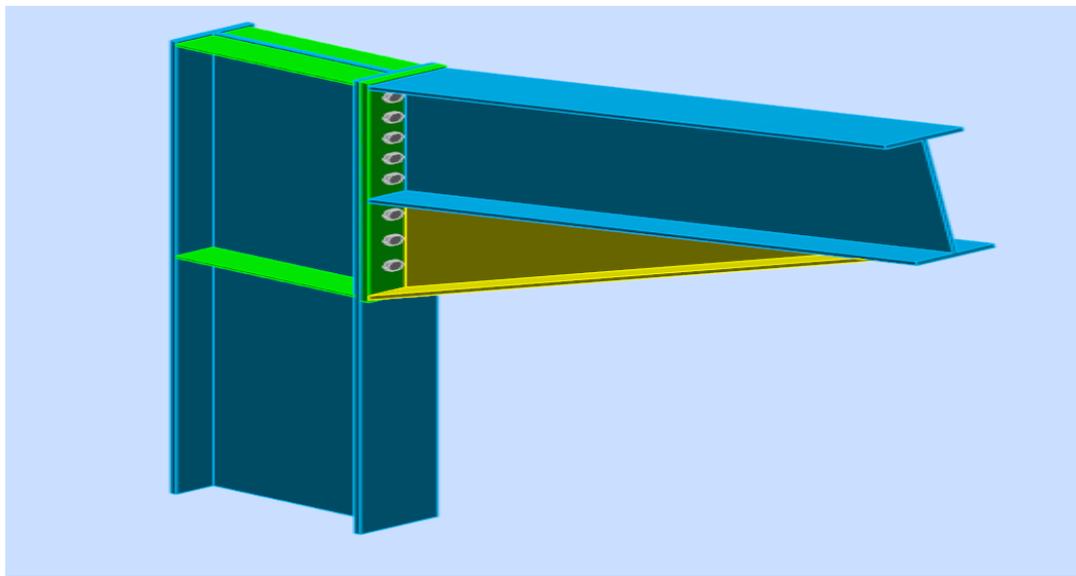
Entraxe des boulons trop faible.

40 [mm] < 54 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	1,00
--	-------	------

**7.2.2 Assemblage poteau - traverse**

- L'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au Poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure 39** Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse

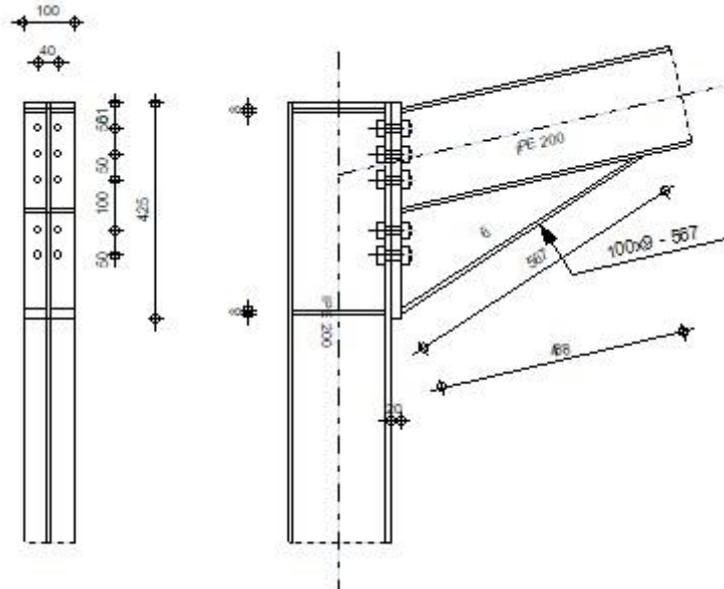


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

**Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau**

NF P 22-430

Ratio

**0,08****GENERAL**

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 4

Barres de la structure : 1, 117

**GEOMETRIE****POTEAU**

Profilé : IPE 200

Barre N° : 1

a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

 $h_c = 200$  [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 100$  [mm] Largeur de la section du poteau

Profilé :	IPE 200
$t_{wc} =$	6 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	12 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	28,48 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	1943,17 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER
$\sigma_{ec} =$	235,00 [MPa] Résistance

**POUTRE**

Profilé :	IPE 200
Barre N° :	117
$a =$	13,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	200 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	100 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	12 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,48 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	1943,17 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa] Résistance

**BOULONS**

$d =$	16 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	10.9 Classe du boulon
$F_b =$	8415,20 [daN] Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2 Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5 Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	51 [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 40;40$  [mm]

Entraxe  $p_i = 50;50;100;50$  [mm]

### PLATINE

$h_p = 425$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 100$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

### JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 100$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 200$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 488$  [mm] Longueur de la platine

$a = 33,1$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### **Supérieur**

$h_{su} = 183$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 47$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$s_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **Inférieur**

$h_{sd} = 183$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 47$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

- $a_w = 4$  [mm] Soudure âme
- $a_f = 6$  [mm] Soudure semelle
- $a_s = 4$  [mm] Soudure du raidisseur
- $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**EFFORTS**

Cas : 15: ELU /93/  $1*1.35 + 2*1.00 + 13*1.80$

$M_y = 2,21$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -417,63$  [daN] Effort tranchant

$F_x = -385,76$  [daN] Effort axial

**RESULTATS**

**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intérieurs	12	17			23	32	5	17			27	32			
2	Centraux	12	17					5	17							50
3	Centraux	12	17					5	17							75
4	Centraux	12	17					5	17							75
5	Centraux	12	17					5	17							50

$x = 36$  [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

**EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	355	16291,72	0,00	12113,80	12475,72	8415,20	>	84,71	100,00
2	305	8315,08	3290,00	4747,72	7844,69	8415,20	>	67,33	100,00
3	255	9090,67	4935,00	7121,58	8576,41	8415,20	>	49,95	100,00
4	155	9090,67	4935,00	7121,58	8576,41	8415,20	>	15,18	100,00
5	105	8315,08	3290,00	4747,72	7844,69	8415,20	>	-2,20	0,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 67,33 < 3290,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i \max} / A_s \leq S_{red} \quad |6,74| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i \max}^2 + 2.36 * T_1^2]} / A_s \leq S_{red} \quad |6,77| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

T<sub>1</sub> = 41,76 [daN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 6830,52 [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 41,76 < 6830,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

**VERIFICATION DE LA POUTRE**

F<sub>res</sub> = 1201,47 [daN] Effort de compression F<sub>res</sub> = 2 \* SF<sub>i</sub> - 2 \* N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

N<sub>c adm</sub> = 24559,59 [daN] Résistance de la section de la poutre N<sub>cadm</sub> = A<sub>bc</sub> \* S<sub>e</sub> + N \* A<sub>bc</sub> / A<sub>b</sub>

$$F_{res} \leq N_{c \text{ adm}} \quad 1201,47 < 24559,59 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

**VERIFICATION DU POTEAU**

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$  1201,47 < 38671,60 **vérifié** (0,03)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 15463,11$  [daN] Effort tranchant dans l'âme  $V_R = 0.47 * A_v * S_e$

$|F_{res}| \leq V_R$  |1201,47| < 15463,11 **vérifié** (0,08)

**REMARQUES**

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 17 [mm] < 27 [mm]

Entraxe des boulons trop faible. 50 [mm] < 54 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,08
--	-------	------

7.2.3 ASSEMBLAGE PIEDS DE POTEAUX

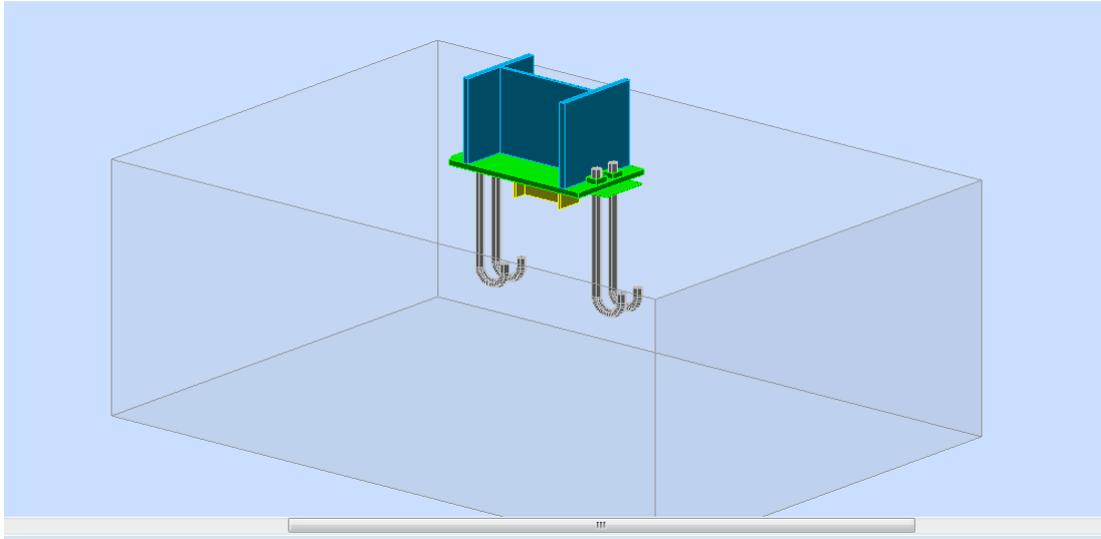
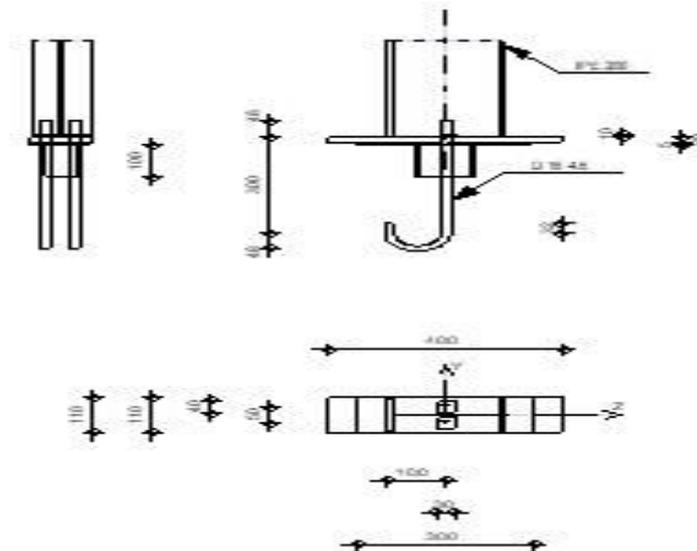


Figure 40: Vue 3D de la jonction poteau-fondation

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p> <p>'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	<p></p> <p>Ratio <b>0,13</b></p>
--	--	---



GENERAL

Assemblage N° : 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Noeud de la structure : 1

Barres de la structure : 6

### **GEOMETRIE**

---

#### **POTEAU**

Profilé : IPE 200

Barre N° : 6

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 200$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 100$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 28,48$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 1943,17$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU**

$l_{pd} = 400$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 110$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

#### **PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pp} = 300$  [mm] Longueur

$b_{pp} = 110$  [mm] Largeur

$t_{pp} = 5$  [mm] Epaisseur



**SOUDURES**

$a_p = 6$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

**EFFORTS**

Cas : Calculs manuels

$N_c = 0,00$  [daN] Effort axial de compression

$N_t = 809,32$  [daN] Effort axial de traction

$Q_y = -0,90$  [daN] Effort tranchant

$Q_z = -153,19$  [daN] Effort tranchant

$N_{(Qy)} = 809,32$  [daN] Effort axial

$N_{(Qz)} = 809,32$  [daN] Effort axial

**RESULTATS****POTEAU**

$s = 50$  [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage

Ame

$$|N| \leq \sigma_{ec} * t_{wc} * \pi * (s - t_{wc}) / 2 \quad |304,39| < 9178,23 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

Soudure âme

$$|N| \leq (s - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p / (k * \sqrt{0.2}) \quad |304,39| < 19998,11 \text{ vérifié} \quad (0,02)$$

Soudure semelle

$$|N| \leq (2 * a_p * (2 * b_{fc} - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p) / (t_{fc} * k * \sqrt{2}) \quad |504,93| < 17855,88 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

**ANCRAGE**

Adhérence

$$|N| \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4) \quad |404,66| < 3904,30 \text{ vérifié} \quad (0,10)$$

Section

$$|N| \leq 0.8 * A_s * \sigma_e \quad |404,66| < 3014,40 \text{ vérifié} \quad (0,13)$$

Transfert des efforts tranchants

$$|t_z| \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36} \quad |76,59| < 2438,57 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

$$|t_y| \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36} \quad |0,45| < 2438,57 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

**PLATINE**

Traction

$$|N| \leq 2 * (1.185/6) * \rho * \sigma_e * t_{pd} * t_{pd} \quad |809,32| < 65045,00 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

Flexion 1-1

$$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * I_{pd} * \sigma_e) / (0.8^2 * (b_{pd} - b_{fc})^2) \quad |0,00| < 6462500,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Flexion 2-2

$$|N| \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * I_{pd} * \sigma_{ep}) / (0.8^2 * 1.22^2 * (I_{pd} - h_c)^2) \quad |0,00| < 10854,78 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Pression diamétrale

$$|t_z| \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e \quad |76,59| < 22560,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e \quad |0,45| < 22560,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

Pression diamétrale

$$|t_z| \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e \quad |76,59| < 5640,00 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|t_y| \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e \quad |0,45| < 5640,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

**BECHE**

Béton

$$|T_z| \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B \quad |-153,19| < 4363,33 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

$$|T_y| \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * H \quad |-0,90| < 7933,33 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Ame

$$|T_z| \leq f * t * h / \sqrt{3} \quad |-153,19| < 4928,61 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

$$|T_y| \leq f * t * h / \sqrt{3} \quad |-0,90| < 8506,97 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Semelle

$$|T_z| \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-153,19| < 14734,50 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|T_y| \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-0,90| < 5128,31 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

Soudure âme

$$|T_z| \leq 2/k^* t^* h / \sqrt{3} \quad |-153,19| < 13738,30 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|T_y| \leq 3*b^*t^*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-0,90| < 10108,04 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

## Semelle

$$|T_z| \leq 2*3*b^*t^*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-153,19| < 20889,95 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|T_y| \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B \quad |-0,90| < 15785,09 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

## Ame poteau

$$|T_z| \leq 3*b^*t^*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-153,19| < 17396,15 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|T_y| \leq 3*b^*t^*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |-0,90| < 12778,09 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,13
--	-------	------

7.2.4 ASSEMBLAGE DES PALLEES DE STABILITES

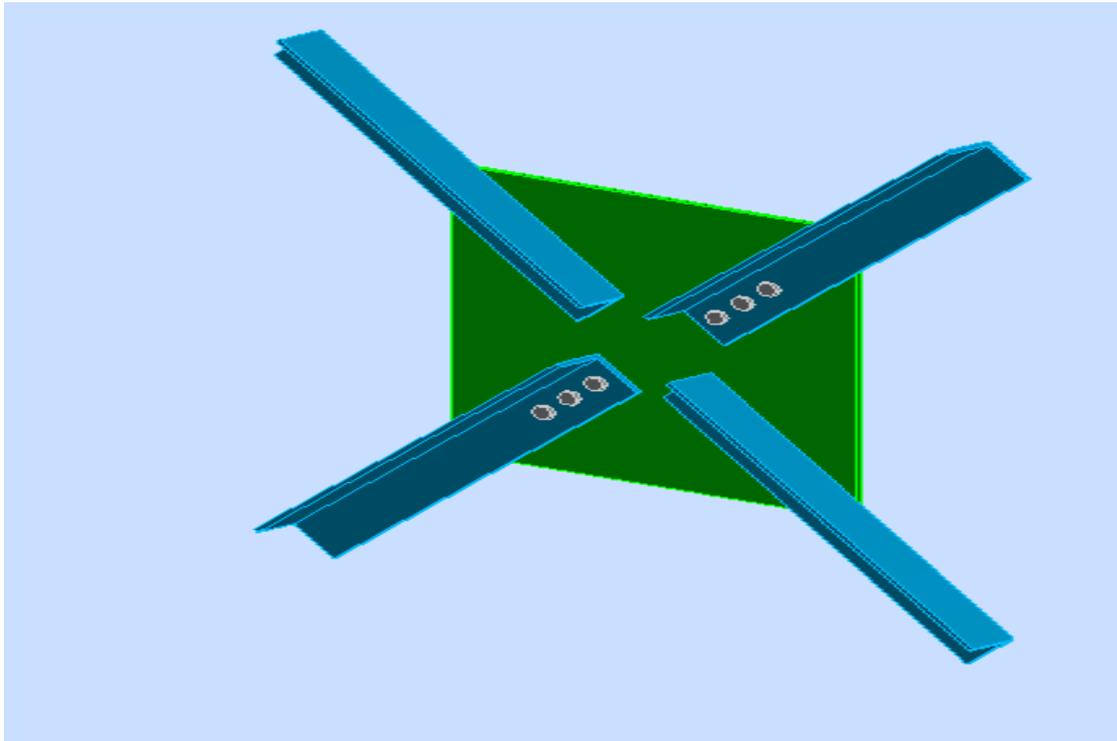
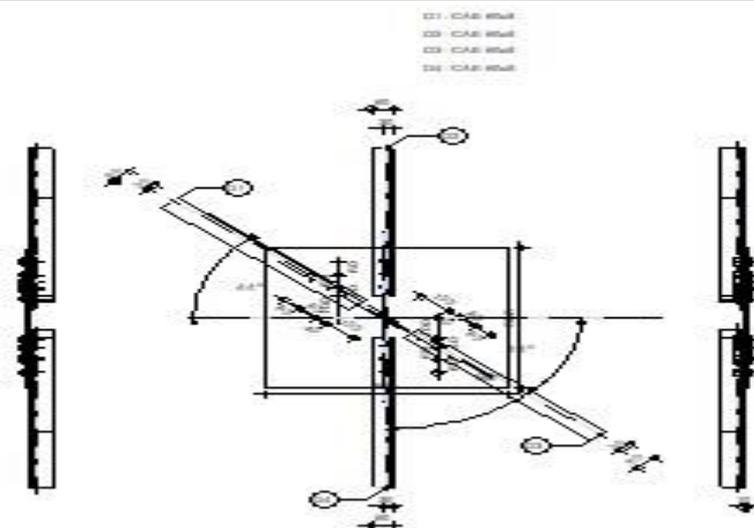


Figure 41: Assemblage de contreventements

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée  <b>Calcul de l'assemblage au gousset</b>                  CM 66</p>	
		<p>Ratio  <b>0,03</b></p>



**GENERAL**

Assemblage N° : 7  
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud intérieur  
 Noeud de la structure : 6  
 Barres de la structure : 31, 4, 26, 7,

**GEOMETRIE****BARRES**

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Barre N° :</b>		31	4	26	7		
<b>Profilé :</b>		CAE 60x5	CAE 60x5	CAE 60x5	CAE 60x5		
	h	60	60	60	60		mm
	b <sub>f</sub>	60	60	60	60		mm
	t <sub>w</sub>	5	5	5	5		mm
	t <sub>f</sub>	5	5	5	5		mm
	r	8	8	8	8		mm
	A	5,82	5,82	5,82	5,82		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	F <sub>e</sub>	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f <sub>u</sub>	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa
<b>Angle</b>	α	43,6	90,0	43,6	90,0		Deg
<b>Longueur</b>	l	1,90	1,90	1,90	1,90		m

**BOULONS****Barre 1**

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon  
 d<sub>0</sub> = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon  
 A<sub>s</sub> = 1,57 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 2**

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]		
$e_1 =$	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	30 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 3**

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction

Classe = 4.8 Classe du boulon

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 30$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

#### **Barre 4**

Classe = 4.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 30$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

#### **GOUSSET**

$l_p = 660$  [mm] Longueur de la platine

$h_p = 660$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

#### **Paramètres**

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$v_1 = 0$  [mm] Grugeage

$h_2 = 0$  [mm] Grugeage

$v_2 = 0$  [mm] Grugeage

$h_3 = 0$  [mm] Grugeage

$v_3 = 0$  [mm] Grugeage

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$h_4 = 0$  [mm] Grugeage

$v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_V = 330$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau ACIE

u : R

$\sigma_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **EFFORTS**

Cas : 15: ELU /25/  $1*1.35 + 2*1.50 + 5*1.44$

$N_1 = 217,91$  [daN] Effort axial

$N_2 = 70,66$  [daN] Effort axial

$N_3 = 191,84$  [daN] Effort axial

$N_4 = 95,91$  [daN] Effort axial

### **RESULTATS**

#### **PLATINE**

Section gousset

$N_1 < N_{res}$   $|217,91| < 104893,35$  **vérifié** (0,00)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$   $|70,66| < 24464827490652598000,00$  **vérifié** (0,00)

#### **BARRES**

$T_1 = 8563,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 11558,87$  [daN] Résistance de la barre

$|N_1| < \min(T_1; N_{c1})$   $|217,91| < 8563,64$  **vérifié** (0,03)

$|N_1| < \min(T_1; N_{c1})$   $|217,91| < 8563,64$  **vérifié** (0,03)

$T_2 = 8563,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 11558,87$  [daN] Résistance de la barre

$ N_2  < \min(T_2; N_{c2})$	$ 70,66  < 8563,64$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

$ N_2  < \min(T_2; N_{c2})$	$ 70,66  < 8563,64$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

$T_3 = 8563,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_3 = 11558,87$  [daN] Résistance de la barre

$ N_3  < \min(T_3; N_{c3})$	$ 191,84  < 8563,64$	vérifié	(0,02)
-----------------------------	----------------------	---------	--------

$ N_3  < \min(T_3; N_{c3})$	$ 191,84  < 8563,64$	vérifié	(0,02)
-----------------------------	----------------------	---------	--------

$T_4 = 8563,64$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 11558,87$  [daN] Résistance de la barre

$ N_4  < \min(T_4; N_{c4})$	$ 95,91  < 8563,64$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

$ N_4  < \min(T_4; N_{c4})$	$ 95,91  < 8563,64$	vérifié	(0,01)
-----------------------------	---------------------	---------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,03
--	-------	------

# Conclusion generale

---

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail consiste à étudier et dimensionner une salle polyvalente, conçue en charpente métallique sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les différents éléments: poteaux, poutres sablières, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément et assemblage de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique ; Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Ce projet constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

# Références bibliographiques

---

## Références bibliographiques

- [1] « Chilton, J. (2018). Structural Elements Design Manual : Working with Eurocodes (2<sup>nd</sup> ed.).
- [2] « David A. Fanella, Structural Engineering Handbook, CRC Press, 2005.  
« W.F. Chen and E.M. Lui, Handbook of Structural Engineering, CRC Press, 2005.
- [3] « Hibbeler, R. C. (2010). Structural analysis. Prentice Hall.
- [4] «<https://www.construiracier.fr/technique/solutions-constructives/structures/poutres-en-treillis-et-les-fermes/>
- [5] « Koen Steemers and Stephen C. Steemers, « Architecture and Energy : Performance and Style », Routledge, 2002.
- [6] « Inflatable Structures : Design, Analysis and Construction », D.S. Kushner, Taylor & Francis, 2005
- [7] DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- [8] DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [9] DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [10]. EUROCODE 3; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
- [11] CCM97, « règles de conception et de calcul des structures en acier », DTR BC 2.44, Centre de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.

## ANNEXES

Zone	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

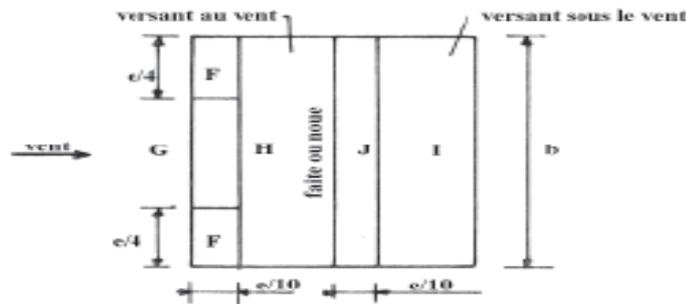
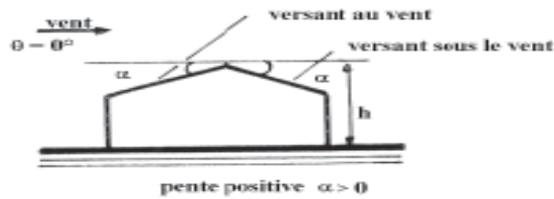
*Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence*

Catégories de terrain	K <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> (m)	z <sub>min</sub> (m)	ε
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,13
<b>II</b> Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

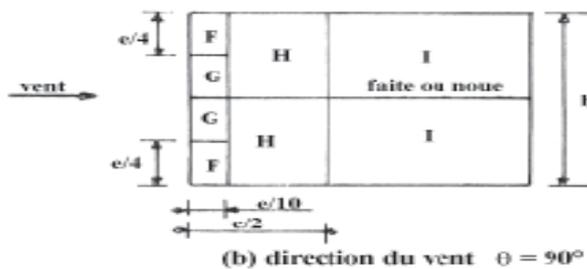
*Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain*

A		B, B'		C		D		E	
C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>								
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

*Tableau 5.1 : C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire*



(a) direction du vent  $\theta = 0^\circ$



(b) direction du vent  $\theta = 90^\circ$

$$e = \text{Min. } [b ; 2h]$$

$b$  : dimension du côté perpendiculaire au vent

Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,3		-0,3	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3		-0,3	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+ 0,2		+ 0,2		+ 0,2					
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	- 0,2		-0,4		-0,5	
	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,4					
45°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,6		-0,2		-0,3	
60°	+ 0,7		+ 0,7		+ 0,7		-0,2		-0,3	
75°	+ 0,8		+ 0,8		+ 0,8		-0,2		-0,3	

Pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,5	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$

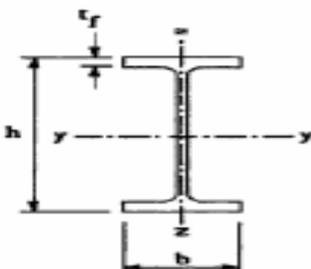
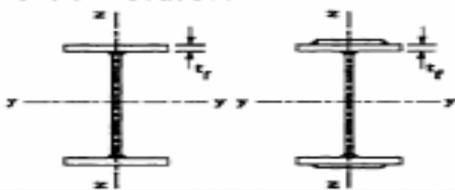
Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération  $\beta$** 

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

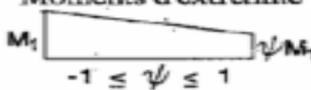
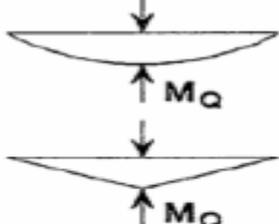
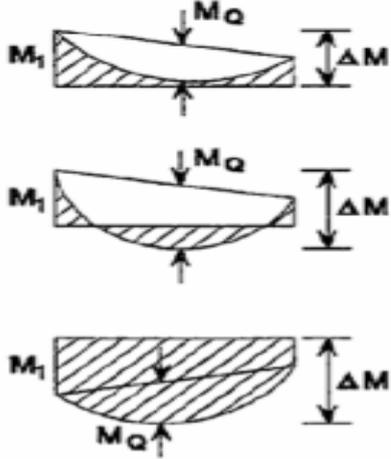
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b>B</b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et	quel qu'il soit	b
	$b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau 2 : Facteurs d'imperfection $\alpha$				
Courbe de flambement	a	b	c	D
Facteur D'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  \text{Max}M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
	G	I <sub>y</sub>	W <sub>ey</sub>	W <sub>ey</sub> *	I <sub>y</sub>	A <sub>w</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ez</sub>	W <sub>ez</sub> *	I <sub>z</sub>	s <sub>x</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	S235	S355	S460	S235	S355			
kg/m	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>									
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓	
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓	
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓	
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓	
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓	
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓

## Poutrelles I européennes

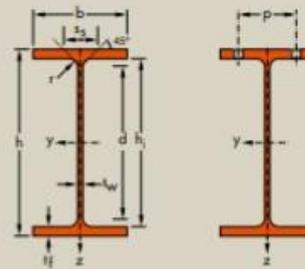
Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM  
 Tolérances: EN 10034: 1993  
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

## European I beams

Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard  
 Tolerances: EN 10034: 1993  
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

## Europäische I-Profile

Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57  
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard  
 Toleranzen: EN 10034: 1993  
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	h <sub>1</sub> mm	d mm	Ø mm	p <sub>fl</sub> mm	p <sub>we</sub> mm	A <sub>f</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>w</sub> m <sup>2</sup> /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220-	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

## Cornières à ailes égales<sup>▼</sup>

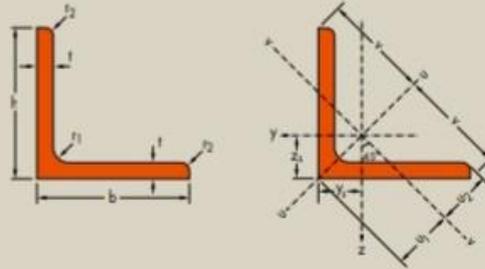
Dimensions: EN 10056-1: 1998  
Tolérances: EN 10056-2: 1993  
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

## Equal leg angles<sup>▼</sup>

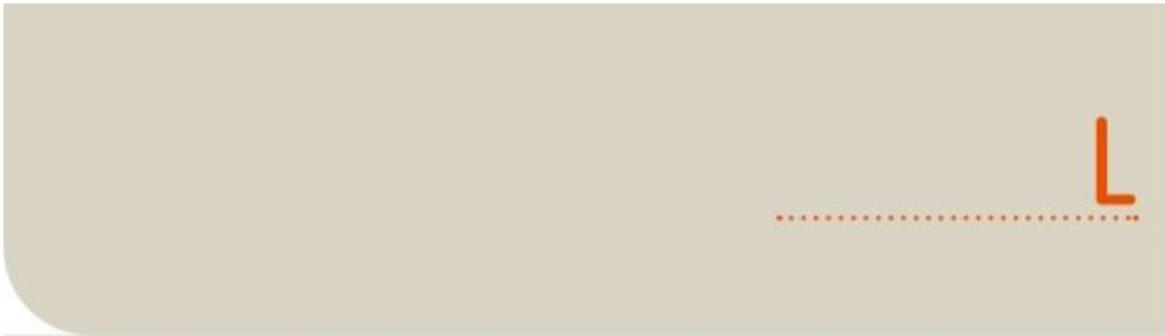
Dimensions: EN 10056-1: 1998  
Tolérances: EN 10056-2: 1993  
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

## Gleichschenkliger Winkelstahl<sup>▼</sup>

Abmessungen: EN 10056-1: 1998  
Toleranzen: EN 10056-2: 1993  
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm		z <sub>1</sub> =y <sub>1</sub> mm x10	v mm x10	u <sub>1</sub> mm x10	u <sub>2</sub> mm x10	A <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>2</sub> m <sup>2</sup> /t	
L 20 x 20 x 3 <sup>-1*</sup>	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40	
L 25 x 25 x 3 <sup>-1*</sup>	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88	
L 25 x 25 x 4 <sup>-1*</sup>	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67	
L 30 x 30 x 3 <sup>-1*</sup>	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87	
L 30 x 30 x 4 <sup>-1*</sup>	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02	
L 35 x 35 x 4 <sup>-1*</sup>	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82	
L 40 x 40 x 4 <sup>-1*</sup>	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07	
L 40 x 40 x 5 <sup>-1*</sup>	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07	
L 45 x 45 x 4 <sup>-1*</sup>	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46	
L 45 x 45 x 4,5 <sup>-1*</sup>	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83	
L 45 x 45 x 5 <sup>-1*</sup>	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51	
L 50 x 50 x 4 <sup>-1*</sup>	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49	
L 50 x 50 x 5 <sup>-1*</sup>	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46	
L 50 x 50 x 6 <sup>-1*</sup>	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41	
L 50 x 50 x 7 <sup>-1*</sup>	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66	
L 55 x 55 x 5 <sup>-1*</sup>	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05	
L 55 x 55 x 6 <sup>-1*</sup>	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04	
L 60 x 60 x 4 <sup>-1*</sup>	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07	
L 60 x 60 x 5 <sup>-1*</sup>	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04	
L 60 x 60 x 6 <sup>-1*</sup>	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99	
L 60 x 60 x 8 <sup>-1*</sup>	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89	
L 65 x 65 x 6 <sup>-1*</sup>	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70	
L 65 x 65 x 7 <sup>-1*</sup>	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95	
L 65 x 65 x 8 <sup>-1*</sup>	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,64	



Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kernwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225: 2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression		S235	S355			
	G kg/m	$I_y=I_z$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$W_{el,y}=W_{el,z}$ mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	$I_y=I_z$ mm	$I_x$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$I_x$ mm	$I_y$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	$I_y$ mm	$I_{pl}$ mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>					
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓		
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓		
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓		
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓		
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓		
L 60 x 60 x 4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓		
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓		
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓		
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓		
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓		
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓		
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓		