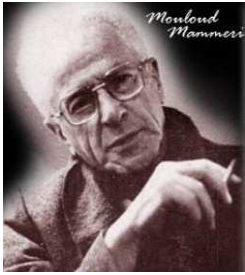


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



## Mémoire de fin d'études

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de MASTER En Génie Civil

Option : Construction Métallique

*Thème*

**Etude d'un hangar en  
charpente métallique à usage  
commercial**

Présenté par

Mr CHEBALLAH Aghiles

Mr KACI Nabil

Encadré par

Pr. DAHMANI Lahlou

Promotion 2018/2019

## **Remerciements**

*Nous tenons à remercier le professeur **Mr. DAHMANI Lahlou**, d'abord pour avoir accepté de nous encadrer et d'être toujours présent à chaque sollicitation, aussi nous le remercions pour tous ses efforts fournis pour la spécialité de la charpente métallique.*

*Nous remercions aussi les membres du jury **Mr. BOUDJEMIA** et **Mr. IDIR**, d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

*Nous ne nous manquerons pas aussi de remercier vivement toute l'équipe pédagogique du département de génie civil pour leurs engagements afin d'assurer une bonne qualité de formation à tous les étudiants de ce département.*

*Un merci bien particulier à tous les fonctionnaires de l'université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou et à tous ceux qui ont veillé à l'amélioration des conditions socio-pédagogiques de notre chère et noble université.*

*Enfin nous remercions tous ceux et celles qui nous ont aidé de près ou de loin afin de concrétiser notre projet de fin d'étude.*

# **Dédicaces**

***A ma très chère mère,***

***Quoi que je fasse ou quoi que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.***

***A mon très cher père,***

***Tu as toujours été à mes côtés, pour m'encourager et m'apprendre le sens de responsabilité à mon très jeune âge, ton éducation est juste exemplaire.***

***A ma sœur Sylia et mon frère Smail, à qui je souhaite au passage beaucoup de bonheurs et un avenir brillant.***

***A toute ma famille et tous mes proches.***

***A mon binôme Nabil et sa famille.***

***A la structure syndicale (CDGC) dans laquelle je me suis forgée ainsi que tous ses membres et à tous les syndicalistes et militants que j'ai connue à l'UMMTO ou ailleurs.***

***Enfin je dédie ce travail à toute la famille universitaire (étudiants, enseignants, ATS ...)***

**AGHILES**

## **Dédicaces**

*Je dédie ce travail à,  
Mes très chers parents pour leur soutien et aide durant  
toute ma période d'étude, que dieu les gardes.  
Tous mes frères et sœurs Mes adorables mamar et  
milila.  
Tous mes amis qui m'ont toujours encouragé :  
Younes, bilal, ghilas et toute ma promotion de  
charpente métallique.  
Mon binôme Aghiles et sa famille et tous Les membres  
de (CDGC)  
Enfin je le dédie à tous ceux qui ont contribué de près  
ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

**NABIL**

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure I.1 : panneau sandwich

### CHAPITRE II

Figure II.1 : Direction du vent  $V_1$ .

Figure. II.2 : Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent

Figure. II.3: Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction  $V_1$  du vent

Figure II. 4 : coefficient de pression intérieure

Fig. II.5: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent.

Figure II. 6 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction  $V_1$  du vent.

Figure II.7 : Direction du vent  $V_2$

Figure. II .8 : Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent.

Figure II.9 : Valeurs de  $C_e$  pour la toiture Direction  $V_2$  du vent

Figure II.10 : répartition des pressions sur les parois verticales - direction du vent  $V_2$

Figure. II.11: Dimensions du hangar

Figure II.12 : représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol

Figure II.13 : Charges de neige sans redistribution par le vent

Figure II.14: aire de frottement

Figure II.15 : surfaces tributaires de chaque zone

Figure. II.16: stabilité longitudinale

Figure. II.17: Stabilité transversale

### CHAPITRE III

Figure. III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Figure. III.2: Orientation des charges sur les pannes

Figure.III.3 : Charges permanentes sur la panne.

Figure III. 4 : Surcharges d'entretien (E) :

Fig.III.5. Surcharges de vent

Figure III. 7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Figure.III.8 : Panne de toiture en flexion.

Figure III. 9 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Figure. 10 : Diversement de la panne.

Figure.III.11 : Vérification de la flèche.

Figure III. 12 : Déposition des liernes.  
Figure III.13 : Efforts dans les liernes.  
Figure. III.14 : Déposition des échantignolles.  
Figure III.15 : disposition des lisses de bardages  
Figure III.16. : Disposition des lisses et les liernes sur le long-pan  
Figure. III.17 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.  
Figure. III.18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur  
Figure III.19: flèche de la lisse.  
Figure III.20 : Flèche horizontale.  
Figure III. 21 : Flèche verticale.  
Figure III.22 : efforts de traction dans le tronçon de lierne  
Figure III.23 : disposition des lisses et les liernes sur le long pan  
Figure III. 24 : flèche horizontale.  
Figure III. 25 : flèche verticale.  
Figure III. 26 : Efforts de traction dans le tronçon de lierne.  
Figure III.27 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet

#### **CHAPITRE IV**

Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.  
Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.  
Figure IV.3 : efforts horizontaux en tête des potelets  
Figure IV.4 : L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité.  
Figure. IV.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

#### **CHAPITRE V**

Figure V.1 : Vue du portique en 3D.  
Figure V .2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire-direction du vent V1  
Figure V.3: efforts internes  
Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.  
Figure V.5: charges verticaux vers le haut (efforts internes)  
Figure V.6 : vent horizontal (pression)  
Figure V.7 : vent horizontal (dépression)  
Figure.V.8 : Imperfection géométrique.  
Figure.V.9 : Effort horizontale en tête du poteau  
Figure V.10 : Moments sous la combinaison  $1.35G + 1.5N$ .

Figure V.11 : Moments sous la charge équivalente totale.

Figure V.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU.

Figure V.13: Calcul du moment au point quelconque P.

Figure V.14 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

Figure V.15 : Moments en tête et en pied du poteau.

Figure V.16 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé

## **CHAPITRE VII**

Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

Fig. VII.2 : Détails d'assemblage.

Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

Figure. VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

Figure. VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure .VII.6 : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure.VII.7 : Assemblage traverse-traverse.

Figure.VII.8 : Détails sur l'assemblage de faitage.

Figure VII.9 : Base des poteaux.

Figure VII.10 : pied de poteau articulé

Figure VII.11 : Pieds de poteaux encastrés

FigureVII.12 : Détails sur l'assemblage

Figure VII.14 : assemblage de la platine.

Figure : VII.15: Types de tiges d'ancrage.

Figure.VII.16 : Tige d'ancrage.

## **CHAPITRE VIII**

Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Figure VIII.2 : Ferrailage des semelles isolées.

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II

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

Tableau II.2 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

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

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

Tableau II.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction V3

Tableau II.6: Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.

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

### CHAPITRE III

Tableau III. 1 : Evaluation des efforts dans les liernes.

Tableau III. 2 : Evaluation des efforts dans les liernes

Tableau III. 3: Evaluation des efforts dans les liernes.

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 200

### CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Coefficients min orateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

### CHAPITRE V

Tableau.V.1 : Pressions sur les parois verticales - Direction V

Tableau.V.2 : Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.

Tableau.V.3 : Réactions d'appuis sous charge unitaire.

Tableau.V.4 : Valeurs des Moments sous charge unitaire.

Tableau V.5 : réactions d'appuis sous charges réelles

Tableau V.6 : valeurs des moments sous charges réelles

Tableau V.7 : combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau V.8 : combinaisons à l'ELU pour les moments

Tableau. V.9 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Tableau. V.10 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau. V.11 : Efforts équivalent en tête poteaux.

Tableau.V.12 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

Tableau.V.13 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de  $H_{eq}$

## **CHAPITRE VI**

Tableau VI.1 : valeurs des pénalités  $P_q$

Tableau VI.2 : charges permanentes  $W_{Gi}$  de la structure

## **CHAPITRE VIII**

Tableau. VIII.1 : effort normal

Introduction générale : .....	1
-------------------------------	---

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

<u>1</u> <u>Présentation du projet</u> .....	2
<u>2</u> <u>Zone d'implantation</u> .....	2
<u>3</u> <u>Données géométriques</u> .....	2
<u>4</u> <u>Ossature et stabilité de la structure</u> .....	2
<u>4.1</u> <u>Toiture</u> .....	2
<u>4.2</u> <u>Les façades</u> .....	3
<u>4.3</u> <u>Bardage</u> .....	3
<u>4.4</u> <u>Contreventement</u> .....	3
<u>4.5</u> <u>Portique</u> .....	3
<u>4.6</u> <u>Palée de stabilité verticale</u> .....	4
<u>5</u> <u>Matériaux utilisés</u> .....	4
<u>5.1</u> <u>Acier</u> .....	4
<u>5.2</u> <u>Béton armé</u> .....	4
<u>6</u> <u>Normes et Règlements utilisés</u> .....	4

## CHAPITRE II : Etude climatique

<u>1</u> <u>Introduction</u> .....	5
<u>2</u> <u>Données relatives au site</u> .....	5
<u>3</u> <u>Etude de vent</u> .....	5
<u>3.1</u> <u>Calcul de la pression dynamique de pointe <math>q_h</math></u> .....	5
<u>3.2</u> <u>Coefficient de pression extérieure <math>C_e</math></u> .....	7
<u>3.3</u> <u>Coefficient de pression intérieure <math>C_i</math></u> .....	9

3.4	<u>Calcul de la pression statique au vent :</u> .....	11
3.5	<u>Coefficients de pression extérieure <math>C_e</math></u> .....	15
3.6	<u>Calcul de la pression statique au vent</u> .....	16
4	<u>Actions de la neige :</u> .....	20
4.1	<u>Applicabilité du règlement :</u> .....	20
4.2	<u>Charges de neige sur le sol</u> .....	20
4.3	<u>Charges de neige sur la toiture:</u> .....	21
4.4	<u>Coefficient de forme de la toiture :</u> .....	22
4.5	<u>Disposition de charge avec accumulation :</u> .....	22
5	<u>Forces de frottements</u> .....	23
5.1	<u>Calcul des Forces de frottements <math>FFR</math>:</u> .....	23
5.2	<u>Coefficient de Frottement de frottements <math>C_{fr}</math></u> .....	23
5.3	<u>Aire de frottements <math>A_{fr}</math>:</u> .....	24
5.4	<u>Action d'ensemble :</u> .....	24
5.5	<u>Direction du vent <math>V_1</math> :</u> .....	25
5.6	<u>Direction du vent <math>V_2</math></u> .....	25
5.7	<u>Direction du vent <math>V_3</math></u> .....	26
5.8	<u>Direction du vent <math>V_4</math></u> .....	26
6	<u>Calcul de la stabilité d'ensemble :</u> .....	27
6.1	<u>Stabilité longitudinale :</u> .....	27
6.2	<u>Moment de renversement :</u> .....	27
6.3	<u>Moment de stabilité</u> .....	28
7.	<u>Stabilité transversale</u> .....	28
6.4	<u>Moment de renversement :</u> .....	28
6.5	<u>Moment de stabilité</u> .....	29

## CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

1	<u>Introduction</u> .....	30
2	<u>Etude des pannes</u> .....	30
2.1	<u>Définition</u> .....	30

2.2	<b><u>Les données :</u></b> .....	30
2.3	<b><u>Principe de dimensionnement</u></b> .....	31
2.4	<b><u>Evaluation des charges :</u></b> .....	31
2.4.1	<b><u>Charges permanentes :</u></b> .....	31
2.4.2	<b><u>Surcharges du vent (V) :</u></b> .....	32
2.4.3	<b><u>Surcharges de la neige (N) :</u></b> .....	33
2.4.4	<b><u>Combinaisons des charges les plus défavorables</u></b> .....	33
2.5	<b><u>Vérification à l'état limite ultime (ELU) :</u></b> .....	34
2.5.1	<b><u>Vérification a la flèche :</u></b> .....	34
2.5.2	<b><u>Vérification à la flexion</u></b> .....	34
2.5.3	<b><u>Vérification au cisaillement :</u></b> .....	37
2.5.4	<b><u>Vérification au déversement :</u></b> .....	38
2.6	<b><u>Vérification a l'ELS :</u></b> .....	41
	<b><u>Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).</u></b> .....	41
2.7	<b><u>Conclusion :</u></b> .....	42
3	<b><u>Etude des liernes de la toiture :</u></b> .....	42
3.1	<b><u>Définition :</u></b> .....	42
3.2	<b><u>Dimensionnement des liernes :</u></b> .....	43
4	<b><u>Etude de l'échantignole :</u></b> .....	45
4.1	<b><u>Définition :</u></b> .....	45
4.2	<b><u>Calcul des charges revenant à l'échantignolle</u></b> .....	45
4.3	<b><u>Dimensionnement de l'échantignolle :</u></b> .....	46
5	<b><u>Etude des lisses de bardages</u></b> .....	46
5.1	<b><u>Définition</u></b> .....	46
5.2	<b><u>Principe de dimensionnement</u></b> .....	47
5.3	<b><u>Vérification de la lisse de long-pan :</u></b> .....	47
5.3.1	<b><u>Les données :</u></b> .....	47
5.3.2	<b><u>Evaluation des charges et surcharges</u></b> .....	48
5.3.3	<b><u>Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)</u></b> .....	48
5.3.4	<b><u>Combinaison de charges les plus défavorables :</u></b> .....	48
5.3.5	<b><u>Vérification à l'état limite ultime (ELU) :</u></b> .....	49
5.3.6	<b><u>Vérification à la résistance en section :</u></b> .....	49
5.3.7	<b><u>Vérification à l'état limite de service (ELS) :</u></b> .....	50

5.3.8	<u>Calculs des liernes de long-pan :</u> .....	52
5.4	<b><u>Vérification de la lisse de pignon</u></b> .....	53
5.4.1	<b><u>Les données</u></b> .....	53
5.4.2	<b><u>Evaluation des charges et surcharges</u></b> .....	54
5.4.3	<u>Vérification à la résistance en section :</u> .....	54
5.4.4	<u>Vérification à l'état limite de service (ELS) :</u> .....	56
5.4.5	<u>Calculs des liernes de pignon :</u> .....	57
6	<b><u>Etude des potelets</u></b> .....	58
6.1	<b><u>Définition</u></b> .....	58
6.2	<b><u>Les données</u></b> .....	59
6.3	<b><u>Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)</u></b> 59	
6.3.1	<b><u>Charges permanents G</u></b> .....	59
6.4	<b><u>Dimensionnement du potelet :</u></b> .....	60
6.4.1	<u>Sous la condition de la flèche :</u> .....	60
6.5	<b><u>Vérification de la section à la résistance :</u></b> .....	60
6.6	<b><u>Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement):</u></b> .....	62
➤	<b><u>Le flambement</u></b> .....	64
➤	<b><u>Le déversement :</u></b> .....	64
7	<b><u>CONCLUSION</u></b> .....	64

## **CHAPITRE IV : Calcul des contreventements**

1	Introduction : .....	65
2	Dispositions des contreventements : .....	65
3	Calcul de la poutre au vent en pignon : .....	65
3.1	Effort du vent sur les pignons : .....	65
3.2	Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets .....	66
3.2.1	Calcul des efforts horizontaux $F_i$ : .....	67
3.2.2	Effort de traction dans les diagonales : .....	67
3.2.3	Section de la diagonale : .....	68
3.2.4	Vérification à la résistance ultime de la section nette : .....	68

3.3	Conclusion .....	69
4	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance : .....	69
4.1	Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire : .....	69
4.1.1	Flexion déviée : .....	69
4.1.2	Compression : (voir le calcul de contreventement).....	69
4.1.3	Combinaison de charge : .....	70
4.2	Incidence de l'effort normal : .....	70
4.2.1	La formule de vérification est suivante : .....	70
5	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :.....	71
5.1	Combinaison à l'ELU : .....	71
5.2	Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes : .....	71
5.2.1	Flexion déviée composée avec risque de flambement .....	71
5.3	Vérification au flambement : .....	74
5.4	Vérification au déversement : .....	74
6	Calcul de la palée de stabilité en long pan : .....	74
6.1	Par la méthode des coupures : .....	75
6.2	Vérification à la résistance ultime de la section nette : .....	76

## CHAPITRE V : Etude du portique

### Table des matières

1	<a href="#">INTRODUCTION</a> .....	77
2	<a href="#">Caractéristiques du portique étudié</a> .....	77
3	<a href="#">Efforts sollicitant le portique :</a> .....	77
3.1	<a href="#">Charges permanentes :</a> .....	78
3.2	<a href="#">V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)</a> .....	78
3.2	<a href="#">Effet du vent : (voir CH.2)</a> .....	79
4	<a href="#">Calcul des efforts internes</a> .....	81
4.1	<a href="#">Charges verticales vers le bas (G;N):</a> .....	82
4.2	<a href="#">Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :</a> .....	83
4.3	<a href="#">Vent horizontal (pression) :</a> .....	84
	.....	84
4.4	<a href="#">Vent horizontal (dépression)</a> .....	85

5	<u>Tableaux récapitulatifs :</u> .....	85
6	<u>Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb)</u> .....	88
	<b>6.1</b> <u>Modélisation avec les imperfections :</u> .....	89
	<b>6.2</b> <u>Calcul des efforts internes additionnels</u> .....	90
	<b>6.3</b> <u>Combinaisons aux ELU avec prise en compte de <i>Heq</i> :</u> .....	91
7	<u>Choix de la méthode d'analyse</u> .....	92
	<b>7.1</b> <u>Détermination du facteur d'éloignement critique minimum <i>acr</i></u> .....	92
8	<u>Pré-dimensionnement de la traverse</u> .....	93
	<b>8.1</b> <u>Vérification de la traverse a l'ELS :</u> .....	95
	<b>8.1.1</b> <u>Vérification de la flèche :</u> .....	95
	<b>8.2</b> <u>Vérification de l'IPE 330 pour la traverse a (l'ELU)</u> .....	95
	<b>8.2.1</b> <u>Vérification de la section à la résistance</u> .....	96
	<b>8.2.2</b> <u>Vérification de l'élément aux instabilités</u> .....	98
9	<u>Pré-dimensionnement du poteau</u> .....	107
	<b>9.1</b> <u>Vérification de l'élément aux instabilités</u> .....	107
	<u>Conclusion</u> .....	113

## CHAPITRE VI : Etude sismique

### Table des matières

1	<u>Introduction</u> .....	114
2	<u>Méthode statique équivalente</u> .....	114
	2.1 <u>Principe</u> .....	114
	2.2 <u>Caractéristiques du hangar étudié</u> .....	115
	2.3 <u>Calcul de l'effort tranchant V à la base :</u> .....	115
	2.3.1 <u>Détermination du coefficient d'accélération A :</u> .....	115
	2.3.2 <b><u>Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :</u></b> .....	115
	2.3.3 <b><u>Calcul du facteur de correction d'amortissement <math>\eta</math> :</u></b> .....	116
	2.3.4 <u>Facteur de qualité (Q) :</u> .....	117
3	<u>Calcul du poids de la structure (W)</u> .....	118
	3.1 <u>Calcul des charges permanentes <math>W_{Gi}</math> de tous les éléments qui constituent notre hangar</u> ..	118
	3.2 <u>Détermination de la force sismique totale :</u> .....	120
4	<u>Conclusion :</u> .....	121

## CHAPITRE VII: Calcul des Assemblages

### Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b> .....	122
<b>2</b>	<b>Calcul des assemblages par boulons</b> .....	122
<b>3</b>	<b>Avantages des boulons HR</b> .....	123
<b>4</b>	<b>Assemblage de rive (Poteau-Traverse)</b> .....	123
4.1	<b>La disposition constructive des boulons</b> .....	123
4.2	<b>Efforts de calcul</b> .....	123
4.3	<b>Calcul de la hauteur de la partie comprimée</b> .....	124
4.4	<b>Calcul du moment résistant :</b> .....	125
4.5	<b>L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons</b> .....	126
4.6	<b>Le moment résistant effectif de l'assemblage</b> .....	126
4.7	<b>Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant</b> .....	126
4.8	<b>Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :</b> .....	127
4.9	<b>Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :</b> .....	128
<b>5</b>	<b>Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée</b> .....	131
<b>6</b>	<b>Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)</b> .....	131
6.1	<b>La disposition constructive des boulons</b> .....	132
6.2	<b>Vérification à la résistance de l'assemblage</b> .....	133
6.3	<b>L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut</b> .....	133
6.4	<b>Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :</b> .....	133
<b>7</b>	<b>Calcul des bases des poteaux</b> .....	134
7.1	<b>Définition :</b> .....	134
7.2	<b>Estimation de l'aire de la plaque d'assise :</b> .....	136
7.3	<b>Choix du type de la plaque d'assise</b> .....	136
7.4	<b>Les tiges d'ancrage</b> .....	139
7.5	<b>Dimensionnement des bûches de cisaillement</b> .....	141
7.6	<b>Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :</b> .....	141
7.6.1	<b>Résistance des tiges d'ancrage</b> .....	142
7.6.2	<b>Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence</b> .....	142
	<b>Conclusion</b> .....	143

## CHAPITRE VIII : Calcul des fondations

<b>1</b>	<b><u>Introduction</u></b> .....	<b>144</b>
<b>2</b>	<b><u>Les types des fondations</u></b> .....	<b>144</b>
<b>3</b>	<b><u>Choix des fondations</u></b> .....	<b>144</b>
<b>4</b>	<b><u>Etude du sol</u></b> .....	<b>145</b>
<b>5</b>	<b><u>Etude d’ancrage</u></b> .....	<b>145</b>
<b>6</b>	<b><u>Platine d’extrémité</u></b> .....	<b>145</b>
<b>7</b>	<b><u>Fondation de la structure</u></b> .....	<b>146</b>
<b>7.1</b>	<b><u>Caractéristiques des matériaux</u></b> .....	<b>146</b>
<b>7.2</b>	<b><u>Choix du type de fondation</u></b> .....	<b>146</b>
<b>7.3</b>	<b><u>Dimensionnement des fondations :</u></b> .....	<b>146</b>
<b>8</b>	<b><u>Etude des semelles</u></b> .....	<b>147</b>
<b>8.1</b>	<b><u>Dimensionnement de la semelle</u></b> .....	<b>147</b>
<b>8.2</b>	<b><u>Calcul du ferrailage :</u></b> .....	<b>148</b>
<b>9</b>	<b><u>Calcul des longrines</u></b> .....	<b>149</b>
<b>9.1</b>	<b><u>Dimensionnement des longrines :</u></b> .....	<b>149</b>
<b>10</b>	<b><u>Calcul du ferrailage</u></b> .....	<b>149</b>
<b>10.1</b>	<b><u>Vérification de condition de non-fragilité :</u></b> .....	<b>150</b>
<b>10.2</b>	<b><u>Calcul d’armatures transversales :</u></b> .....	<b>150</b>
<b>10.3</b>	<b><u>Calcul d’espacement des cadres :</u></b> .....	<b>150</b>

## VERIFICATION AVEC ROBOT

1	Introduction .....	151
2	structure .....	151
3	Vérification des barres d’acier .....	157
4	Vérification des assemblages .....	162

CONCLUSION GENERALE .....	181
---------------------------	-----

## Introduction générale

La charpente métallique est un domaine très vaste dans le milieu de la construction Métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, est d'une grande simplicité.
- La possibilité du transport. En raison de sa légèreté. qui permet de transporter loin.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- Possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien.

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil spécialité construction métallique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude dont le but 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.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un hangar à usage commercial qui sera réalisé en charpente métallique.

## **1 Présentation du projet**

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un hangar à usage commercial en charpente métallique de forme rectangulaire avec une toiture à deux versants d'une surface de 1008 m<sup>2</sup>

## **2 Zone d'implantation**

L'ouvrage est implanté à la daïra de Bordj Menail wilaya de BOUMERDES qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone II<sub>b</sub>) selon le règlement parasismique algérien RPA99 versions 2003.

## **3 Données géométriques**

Notre hangar est d'une surface de  $S = 1008 \text{ m}^2$  caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale (long pan) : 56 m
- Largeur totale (pignon) : 18 m
- Hauteur totale : 7.5 m
- Hauteur des poteaux : 6 m
- Hauteur de la toiture : 1.5 m
- Angle d'inclinaison de la toiture :  $\alpha = 9.46^\circ$
- L'altitude de l'ouvrage : 30 m

## **4 Ossature et stabilité de la structure**

La structure est constituée de 10 portiques métalliques qui ont comme rôle principal, l'assurance de la stabilité transversale de l'ossature. Quant à la stabilité longitudinale elle est assurée par des palées de stabilité.

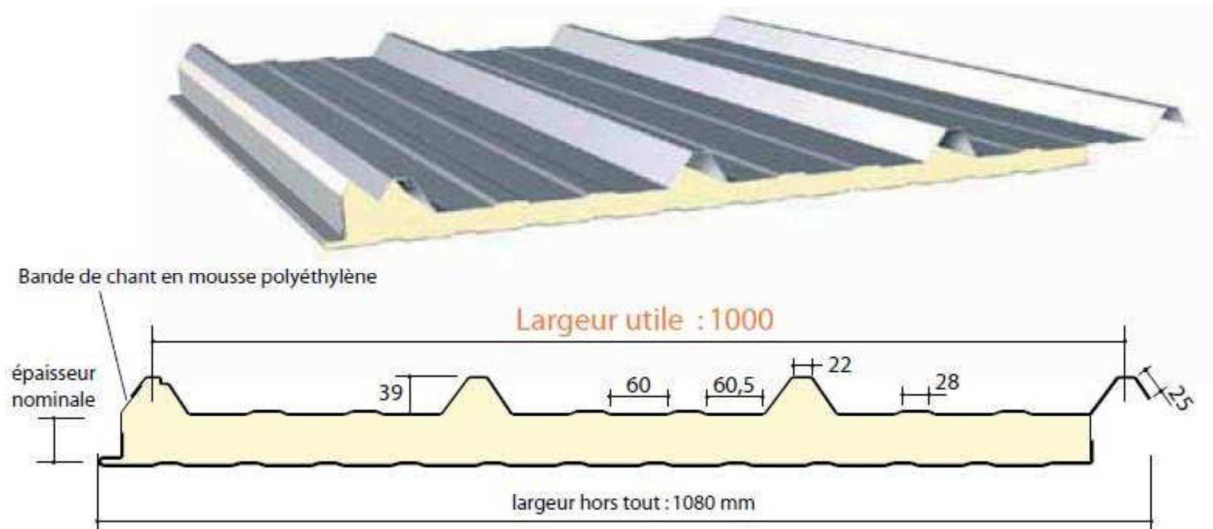
### **4.1 Toiture**

La toiture est en charpente métallique à deux versants, composée de panneaux sandwichs qui sont fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leurs tours sur les fermes avec des échantignoles.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages dont :

- L'isolation et l'étanchéité.

- Une bonne capacité portante.
- Rapidité de la mise en œuvre.



**Figure I.1 : panneau sandwich**

## 4.2 Les façades

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

## 4.3 Bardage

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux Droits des ouvertures.

## 4.4 Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les deux extrémités du hangar ainsi qu'une poutre au vent horizontal de toiture installé sous les fermes.

## 4.5 Portique

Structures hyperstatiques est composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres). Assure la stabilité transversale les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques, il assure la stabilité transversale de la structure.

#### **4.6 Palée de stabilité verticale**

Structure treillis composé de deux diagonales en X et une sablière, leur rôle est de transmettre les actions agissant sur le pignon (vent, séisme) Elle Assure la stabilité longitudinale de la structure. de la structure. C'est un système porteur qui reprend

### **5 Matériaux utilisés**

#### **5.1 Acier**

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S235 qui présente la caractéristique suivante :

- Résistance limite d'élasticité :  $f_y=235\text{MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinale :  $E=210000\text{ MPa}$ .
- Module de cisaillement :  $G=81000\text{ MPa}$ .
- Poids volumique :  $\rho=7850\text{ Kg/m}^3$ .

#### **5.2 Béton armé**

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale :  $\rho= 2500\text{ Kg /m}^3$
- La résistance à la compression :  $f_{c28}= 25\text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1\text{ MPa}$

### **6 Normes et Règlements utilisés**

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- RNV 2013 : pour l'étude climatique.
- RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.
- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique
- BAEL
- DTR

## 1 Introduction

L'objectif de ce chapitre c'est de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent ( **RNV 2013**)

## 2 Données relatives au site

Le site de notre projet se situe dans la wilaya de BOUMERDES, les données relatives au projet sont les suivantes :

- Coefficient de topographie :  $C_t = 1$  (site plat)
- Facteur de terrain :  $K_T = 0,22$  (Catégorie IV)
- Paramètre de rugosité :  $H_o = 0.3m$  (Catégorie IV)
- Hauteur minimale :  $H_{min} = 8 m$  (Catégorie IV)
- Pression dynamique de référence :  $q_{réf} = 37,5 daN/m^2$  (zone I)

## 3 Etude de vent

La pression due au vent  $P_h$  qui s'exerce sur notre hangar de hauteur  $h=7.5$  est donnée par la formule suivante :

$$p_h = cd \times q_h(c_e - c_i) \quad [daN/m^2]$$

Avec :

- $C_d$  : Coefficient dynamique du hangar.
- $q_h$  : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $H$  considérée.
- $C_e$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_i$  : Coefficient de pression intérieure.

### 3.1 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_h$ :

La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $H$  est donnée comme suis :

$$q_h = q_{réf} \cdot C_{ex} \quad [daN/m^2]$$

Où :

- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $C_{ex}$  : Coefficient d'exposition au vent.

### a) Coefficient de rugosité

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

On a:  $h_{min} > h$

$$\Rightarrow C_r = K_T \cdot \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0,72$$

### b) Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de rugosité du terrain, de coefficient topographique du site ainsi que de la hauteur au-dessus du sol.

Dans notre cas, notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, ainsi on écrit :

$$C_{ex} = C_t^2 \cdot C_r^2 \left(1 + \frac{7KT}{C_r \times C_t}\right)$$

Avec

- $C_r$  : Coefficient, de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $kt$  : facture du terrain.

Le coefficient d'exposition sera donc:  $C_{ex} = 1 \times 0.72^2 \left(1 + \frac{7 \times 0.22}{0.72 \times 1}\right) = 1.627$

Avec  $C_t = 1.0$  coefficient de topographie (site plat)

### c) Valeur de la pression dynamique :

$$q_h = q_{réf} \cdot C_{ex} = 37.5 \times 1.627 = 61.01 [daN/m^2]$$

### 3.2 Coefficient de pression extérieure $C_e$ :

Les coefficients de pression externe  $C_e$  des constructions base à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $10 \text{ m}^2$ .

- **Vent perpendiculaire au long-pan**

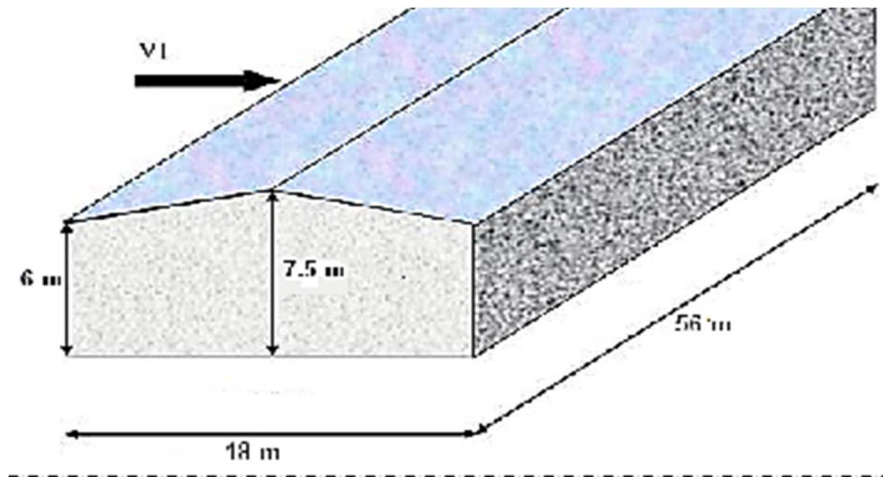


Figure II.1 : Direction du vent  $V_1$ .

- **Parois verticales :**

Pour cette direction de vent  $V_1$  (voir figure ci-dessus)

$$b = 56 \text{ m} , \quad d = 18 \text{ m} , \quad h = 7.5 \text{ m}$$

$$e = \min ( b ; 2h ) = \min ( 56 ; 2 \times 7.5 ) = 15 \text{ m}$$

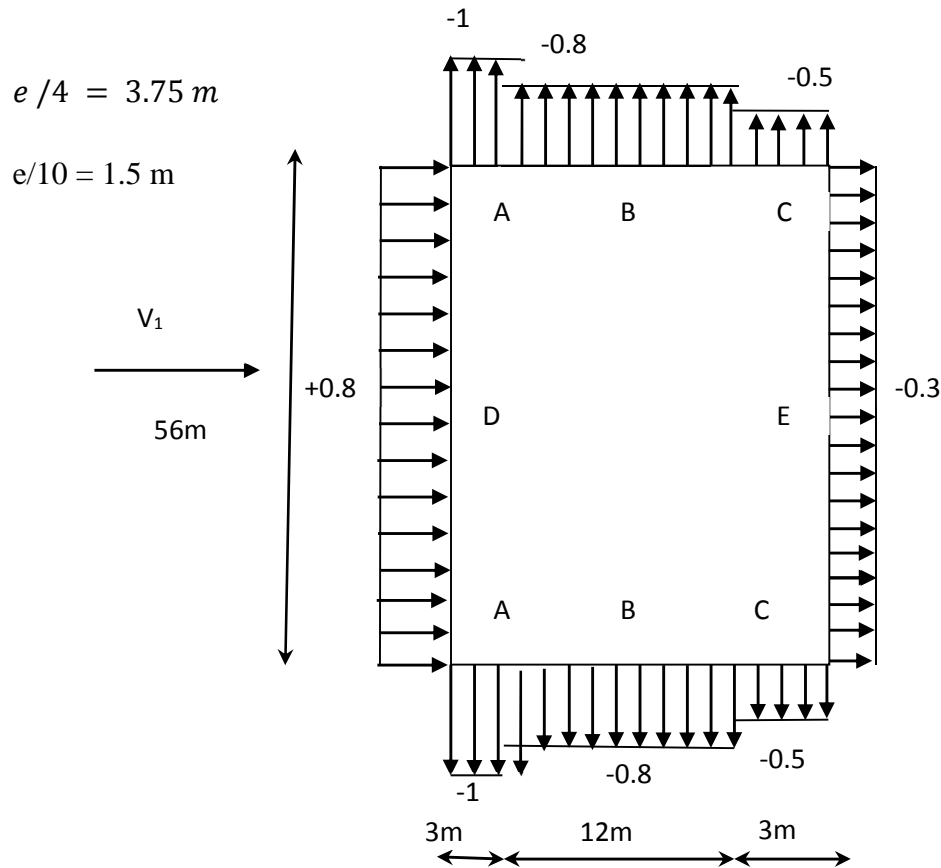


Figure. II.2 : Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$  du vent

- **Versants de toiture**

- Direction du vent  $V_1(\theta = 0^\circ)$
- La pente est de 20% :  $\tan \frac{1.5}{9} = 0,166 \Rightarrow \alpha = 9,46^\circ$

**Action vers haut**

Les valeurs intermédiaires s’obtiennent par interpolation linéaire :

Zone F ; la surface de la zone F et de ;  $A_f = 5.25 \text{ m}^2$

Pour  $\alpha = 5^\circ$

$$C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log A = -2.5 + (-1.7 - (-2.5)) \log 5.625 = -1.9$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$

$$C_e = -2 + (-0.9 - (-2)) \log 5.625 = -1.174$$

Pour 9.4°

$$C_e = -1.9 + \frac{-1.74 - (-1.9)}{15 - 5} \times (9.4 - 5) = -1.58$$

Zone G La surface de la zone G et de ;  $A_g = 72.15m^2$

$$\text{Zone G} = -1.2 + (-0.8 - (-1.2)) \times 0.44 = -1.024$$

$$\text{Zone H} = -0.6 + (-0.3 - (-0.6)) \times 0.44 = -0.468$$

$$\text{Zone I} = -0.3(-0.4 - (-0.3)) \times 0.44 = -0.344$$

$$\text{Zone j} = -0.3 + (-1 - (-0.3)) \times 0.44 = -0.608$$

**Action vers le bas ↓**

$$\text{Zone F.G .H} : C_e = 0 + 0.2 \times 0.44 = 0.088$$

$$\text{Zone I.E.T.J} : C_e = 0$$

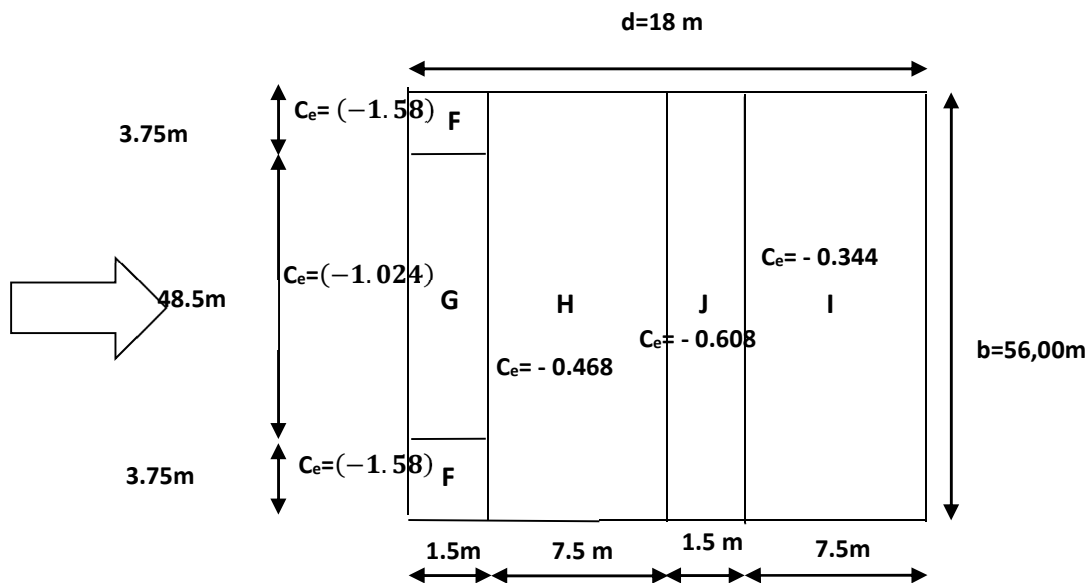


Figure. II.3: Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction V1 du vent

### 3.3 Coefficient de pression intérieure $C_i$

Le coefficient de pression intérieure  $C_i$  des structures sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{somme des ouvertures sous et parallèle au vent}}{\Sigma \text{des ouvertures}}$$

Alternativement la valeur du coefficient de pression intérieure peuvent être données par les relations suivantes :

$$C_i = +0.8 \quad \rightarrow \text{Si } \mu_p \leq 0.1$$

$$C_i = 0.8 - 1.625(\mu_p - 0.1) \quad \rightarrow \text{Si } 0.1 < \mu_p < 0.9$$

$$C_i = -0.5 \quad \rightarrow \text{Si } \mu_p \geq 0.9$$

**Pignon au vent gauche** →

$$\mu_p = \frac{30(1.9 \times 0.8)}{32(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)} = 0.67 \quad \rightarrow C_i = -0.126$$

**Pignon au vent droit** ←

$$\mu_p = \frac{2(3.4 \times 2.8) + 28(1.9 \times 0.8)}{32(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)} = 0.91 \quad \rightarrow C_i = -0.5$$

**Grand face nord** ↓

$$\mu_p = \frac{2(3.4 \times 2.8) + 18(1.9 \times 0.8)}{32(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)} = 0.685 \quad \rightarrow C_i = -0.15$$

**Grand face sud** ↑

$$\mu_p = \frac{20(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)}{32(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)} = 0.73 \quad \rightarrow C_i = -0.22$$

$$\mu_p = \frac{0}{32(1.9 \times 0.8) + 2(3.4 \times 2.8)} = 0 \quad \rightarrow C_i = +0.8$$

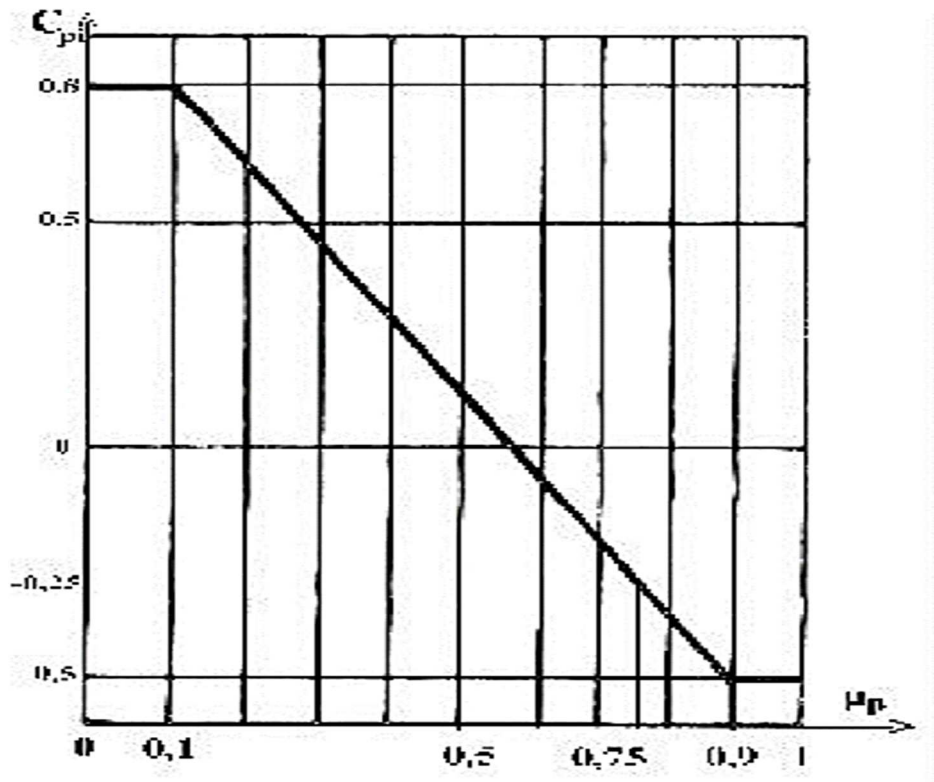


Figure II. 4 : coefficient de pression intérieure

3.4 Calcul de la pression statique au vent :

$$p_h = q_h(c_e - c_i) \text{ [daN/m}^2 \text{]}$$

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 01 pour les parois verticales et le tableau 02 pour les versants de toitures.

- **Parois verticales : (grand face nord↑)**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	q <sub>h</sub> [daN/m <sup>2</sup> ]	C <sub>e</sub>	C <sub>i</sub>	C <sub>e</sub> - C <sub>i</sub>	p <sub>h</sub> daN/m <sup>2</sup>
D	61.01	+0,8	-0.15	0,95	57,95
A	61.01	-1	-0.15	-0,85	-51,85
B	61.01	-0,8	-0.15	-0,65	-39,65
C	61.01	-0,5	-0.15	-0,35	-21,35
E	61.01	-0,3	-0.15	-0,15	-9,15

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

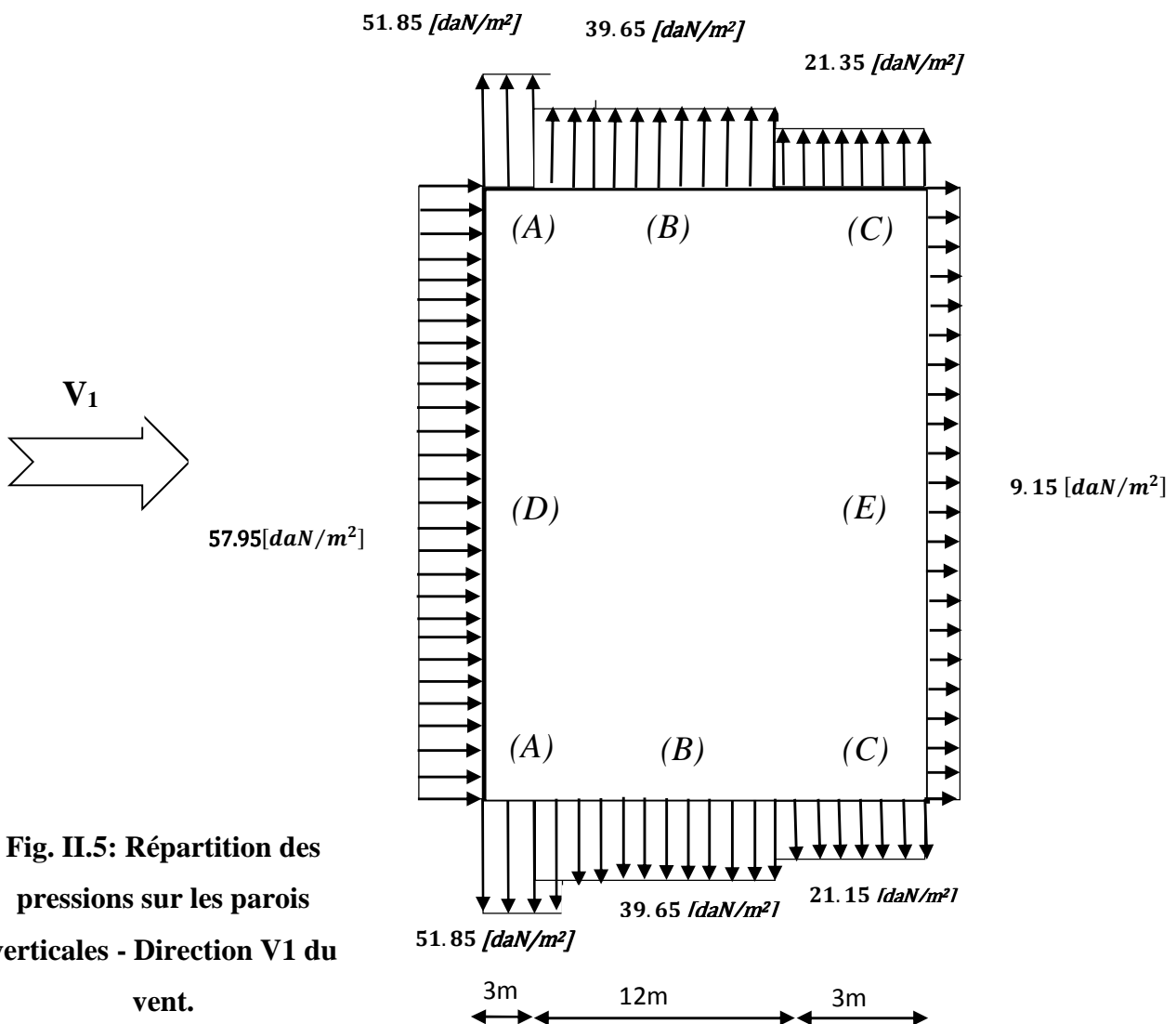
• Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	61.01	-1.58	-0,15	-1.43	<b>-87.24</b>
G	61.01	-1.024	-0,15	-0.874	-53.32
H	61.01	0.468	-0,15	0.618	37.7
I	61.01	-0,344	-0,15	-0.194	-11.83
J	61.01	-0.608	-0,15	-0.458	-27.94

**Tableau II.2** : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

La figure II.5 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent V<sub>1</sub>



**Fig. II.5:** Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

La figure II.6 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent  $V_1$  :

(F):  $87.24 [daN/m]$

(G):  $53.32[daN/m]$

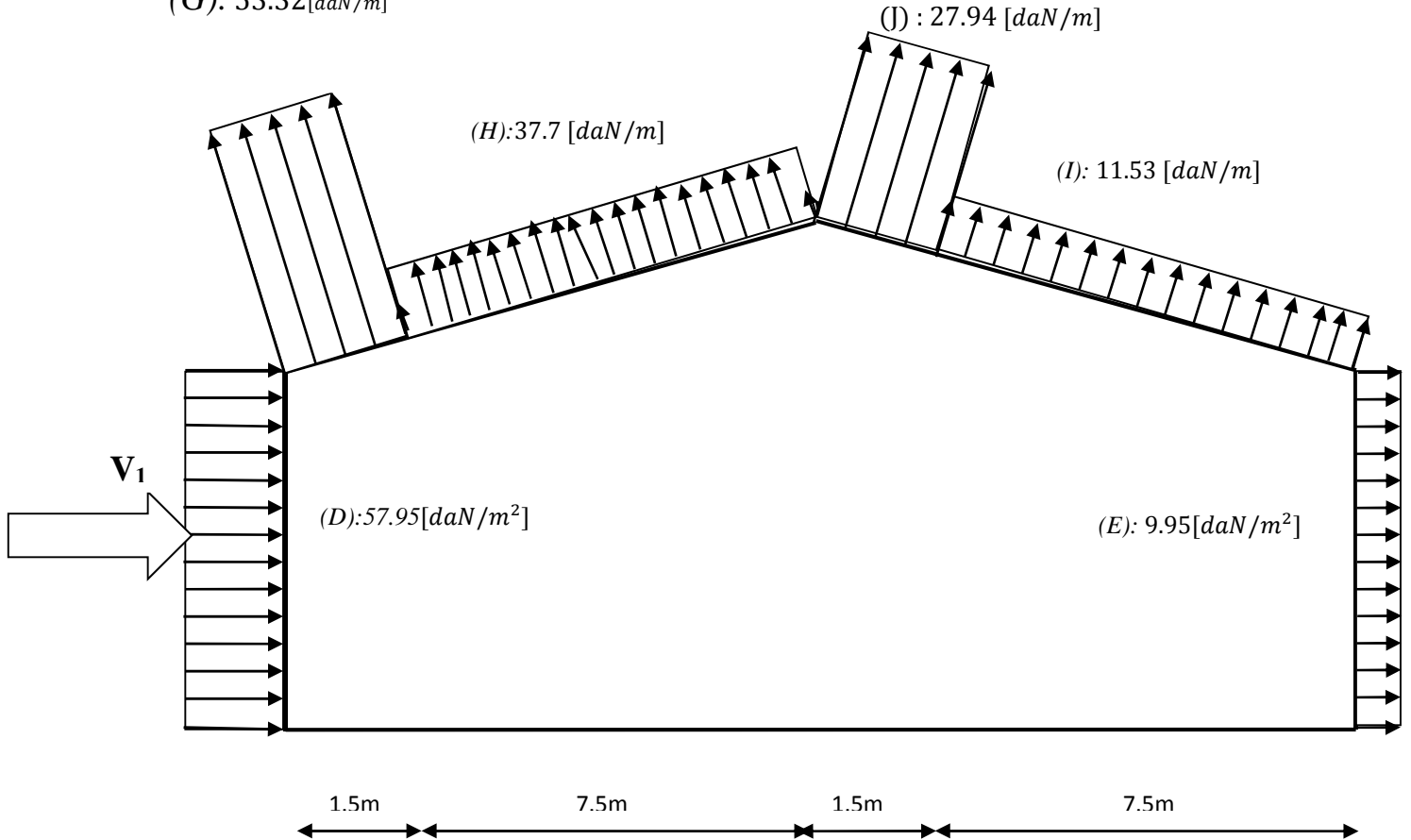


Figure II. 6 : Répartition des pressions sur la toiture

- Direction  $V_1$  du vent.

**Remarque :**

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon

- **Vent perpendiculaire au pignon :**

Pour cette direction du vent ( $V_2$ , voir figure 7) :  $b = 18m$ ,  $d = 56 m$ ,  $h = 7.5 m$

$e = \text{Min. } [18 ; 2 \times 7.5] = 15 m$

$\frac{e}{4} = 7.75m$     et     $\frac{e}{10} = 1.5m$

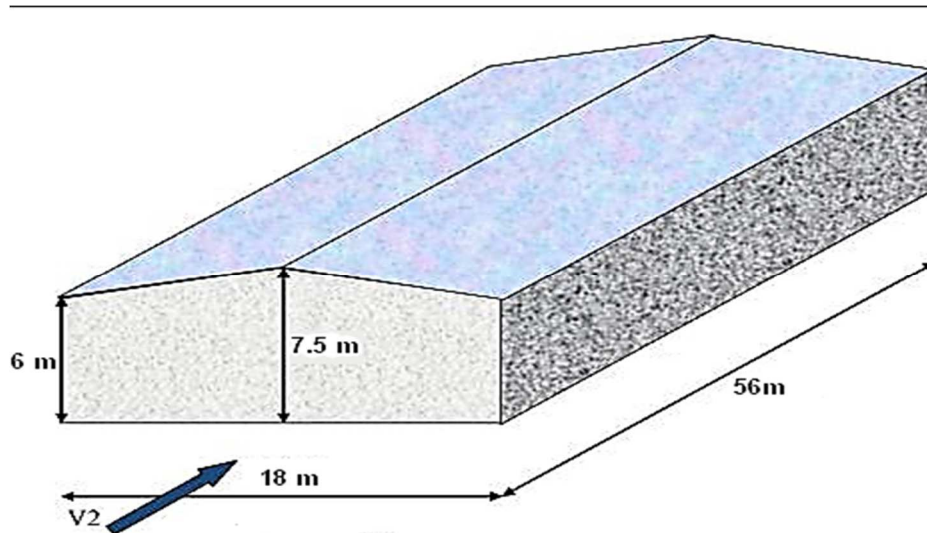


Figure II.7 : Direction du vent  $V_2$

• **Parois verticales :**

. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure II.8

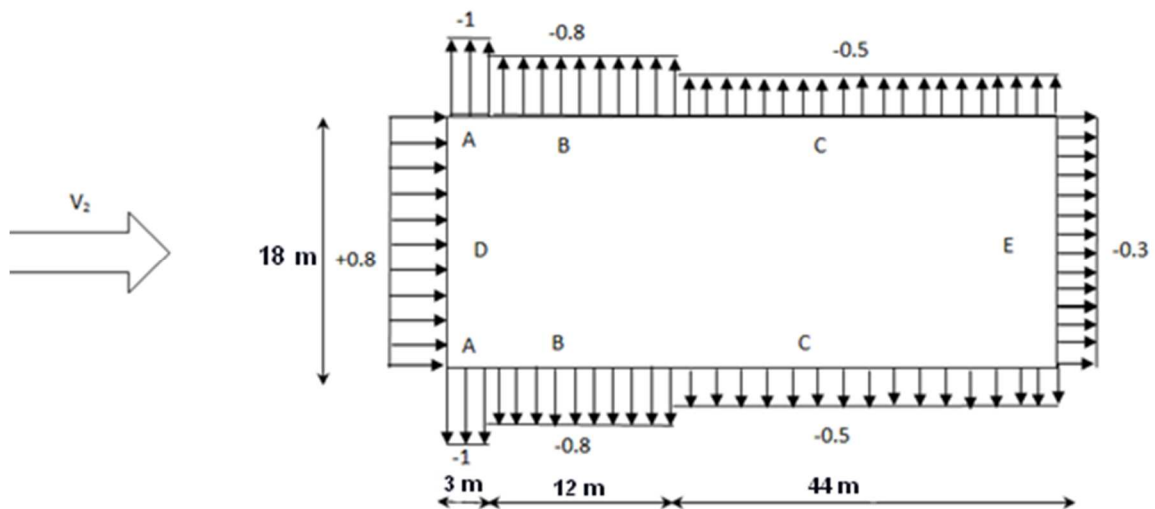


Figure. II .8 : Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_2$  du vent.

• **Versants de toiture**

➤ Direction du vent  $V_1 (\theta = 90^\circ)$

➤ La pente est de 20% :  $\tan \frac{1.5}{9} = 0,166 \Rightarrow \alpha = 9.46^\circ$

### 3.5 Coefficients de pression extérieure $C_e$ .

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire :

**Zone F** : la surface de la zone F et de ;  $A_f = 5.25 \text{ m}^2$

Pour  $\alpha = 5^\circ$

$$C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log A = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \log 5.25 = -1.8$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$

$$C_e = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \log A = -2 + (-1.6 - (-2)) \log 5.25 = -1.5$$

$$\text{Pour } \alpha = 9.46^\circ : C_e = -1.8 + \frac{-1.5 - (-1.8)}{15 - 5} (9.46 - 5) = -1.66$$

**Zone G :**

$$C_e = -1.3$$

**Zone H :**

$$C_e = -0.7 + ((-0.6 - (-0.7)) \times 0.44) = 0.656$$

**Zone I :**

$$C_e = -0.5$$

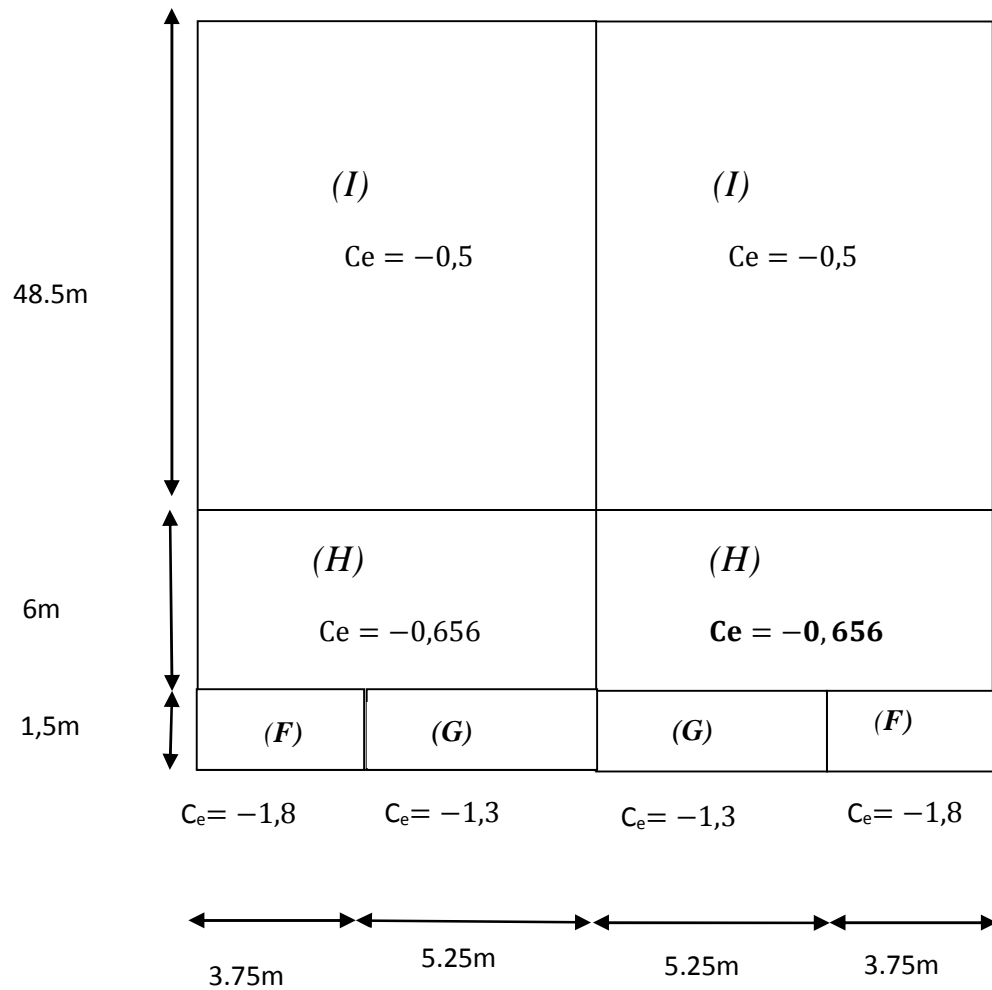


Figure II.9 : Valeurs de  $C_e$  pour la toiture Direction V2 du vent

### 3.6 Calcul de la pression statique au vent

$$p_h = q_h(c_e - c_i) \quad [daN/m^2]$$

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 03 pour les parois verticales et le tableau 04 pour les versants de toitures.

- **Parois verticales pignon au vent droit :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

<b>Zone</b>	<b>q<sub>h</sub></b> [daN/m <sup>2</sup> ]	<b>C<sub>e</sub></b>	<b>C<sub>i</sub></b>	<b>C<sub>e</sub> - C<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>h</sub></b> [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>D</b>	61.01	0,8	-0.5	1,3	79.313
<b>A</b>	61.01	-1	-0.5	-0,5	-30.50
<b>B</b>	61.1	-0,8	-0.5	-0,3	-18.30
<b>C</b>	61.01	-0,5	-0.5	0	0
<b>E</b>	61.01	-0,3	-0.5	0,2	12.202

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

**Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

<b>Zone</b>	<b>q<sub>h</sub></b> [daN/m <sup>2</sup> ]	<b>C<sub>e</sub></b>	<b>C<sub>i</sub></b>	<b>C<sub>e</sub> - C<sub>i</sub></b>	<b>p<sub>h</sub></b> [daN/m <sup>2</sup> ]
<b>F</b>	61.01	-1,8	-0,5	-1.3	-79,31
<b>G</b>	61.01	-1,3	-0,5	-0,8	-48.80
<b>H</b>	61.01	-0,656	-0,5	-0,156	-9.51
<b>I</b>	61.01	-0,5	-0,5	0	<b>0</b>

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

La figure 10 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans direction du vent  $V_2$  : .....

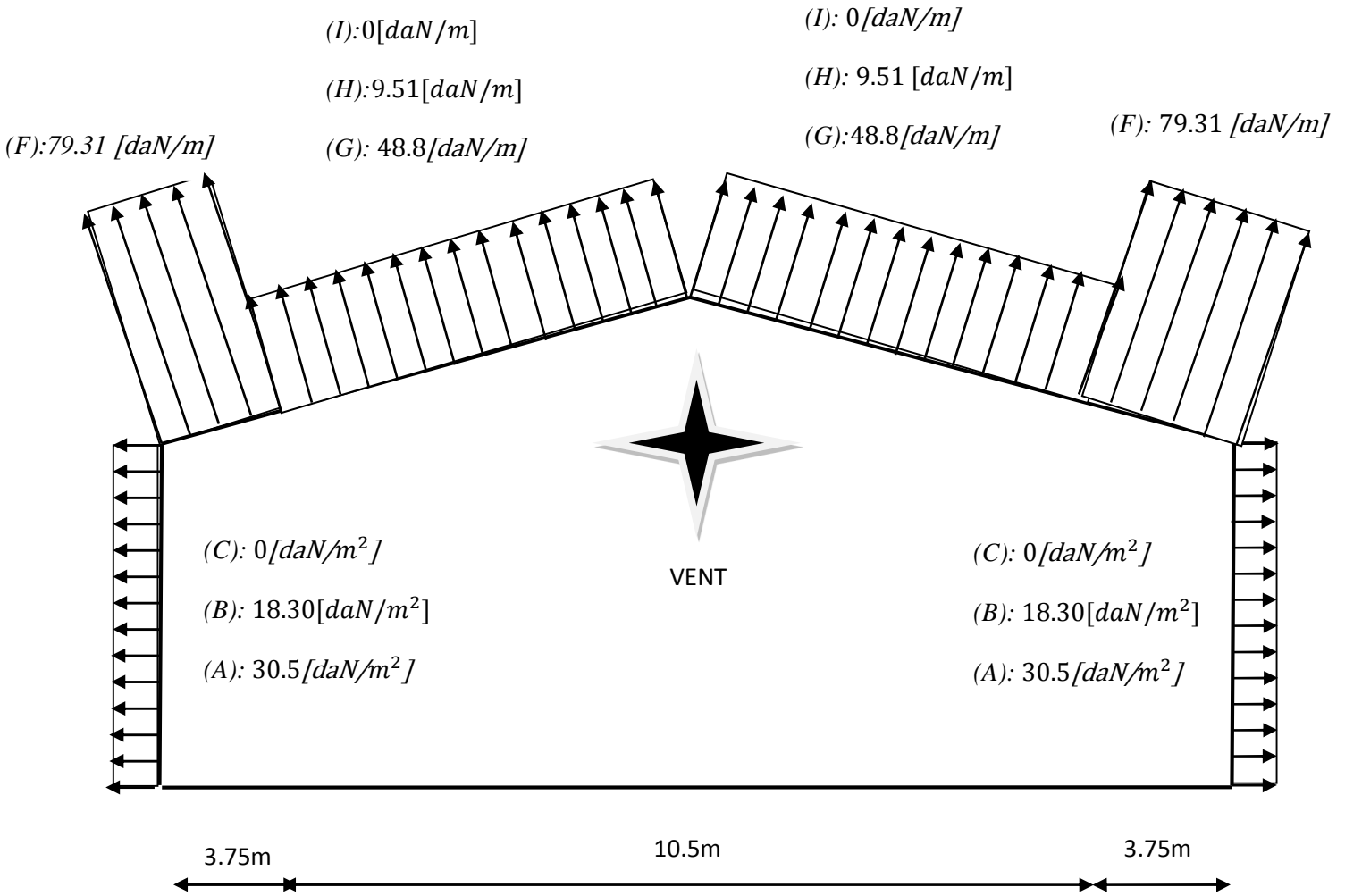


Figure II.10 : répartition des pressions sur les parois verticales dans direction du vent  $V_2$

- Vent perpendiculaire à la grande face ;

Parois verticales : (grand face sud↓)

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
D	61.01	+0,8	-0.22	1.02	62.23
A	61.01	-1	-0.22	-0,78	-47.58
B	61.01	-0,8	-0.22	-0,58	-35.38
C	61.01	-0,5	-0.22	-0,28	-17.08
E	61.01	-0,3	-0.22	-0,08	-4,88

Tableau II.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction  $V_3$

**Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	61.01	-1.58	-0,22	-1.36	-82.97
G	61.01	-1.024	-0,22	-0.804	-49.05
H	61.01	0.468	-0,22	0.688	41.97
I	61.01	-0,344	-0,22	-0.124	-7.56
J	61.01	-0.608	-0,22	-0.388	-23.67

**Tableau II.6: Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.**

- **Vent perpendiculaire au pignon :**

**Parois verticales pignon au vent gauche:**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
D	61.01	0,8	-0.126	0.926	56.49
A	61.01	-1	-0.126	-0,874	-53.32
B	61.1	-0,8	-0.126	-0,674	-41.12
C	61.01	-0,5	-0.126	-0.374	-22.81
E	61.01	-0,3	-0,126	0,174	10.61

**Tableau II.6: Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.**

**Toiture:**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]
F	61.01	-1,8	-0,126	-1.274	-77.73
G	61.01	-1,3	-0,126	-1.174	-71.62
H	61.01	-0,656	-0.126	-0,53	-32.33
I	61.01	-0,5	-0,126	-0.374	-22.81

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

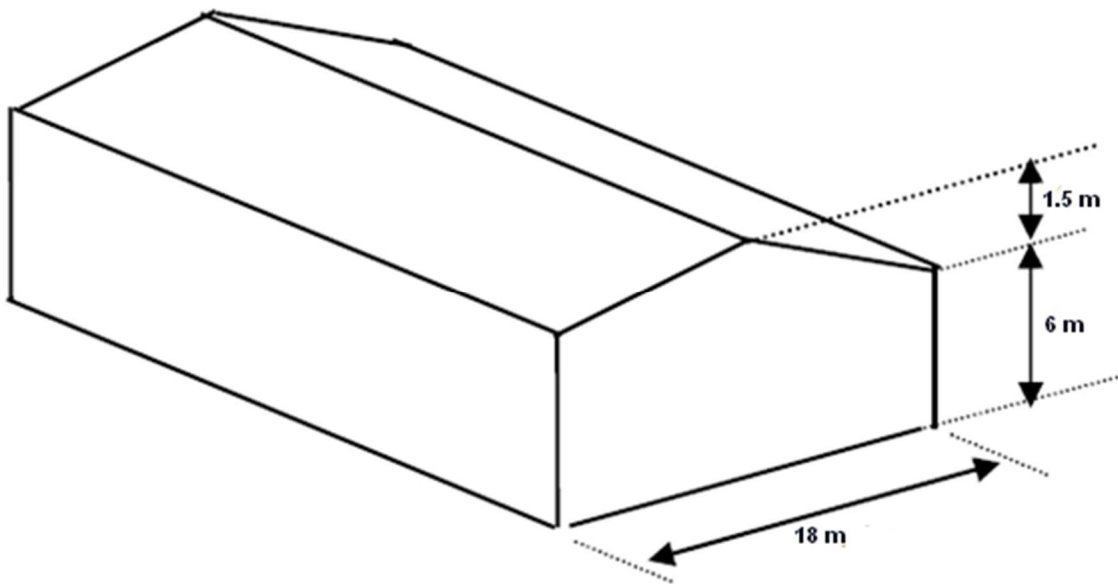
#### 4 Actions de la neige :

Le règlement neige et vent algérien (**RNV 2013**) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

##### 4.1 Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel situé à une altitude inférieure à 2000m, ce qui est incluse dans le domaine d'application du règlement.

##### Données :



**Figure. II.11:** Dimensions du hangar

- $\alpha = 9.46^\circ$
- Zone B
- Altitude :30 m

#### 4.2 Charges de neige sur le sol

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

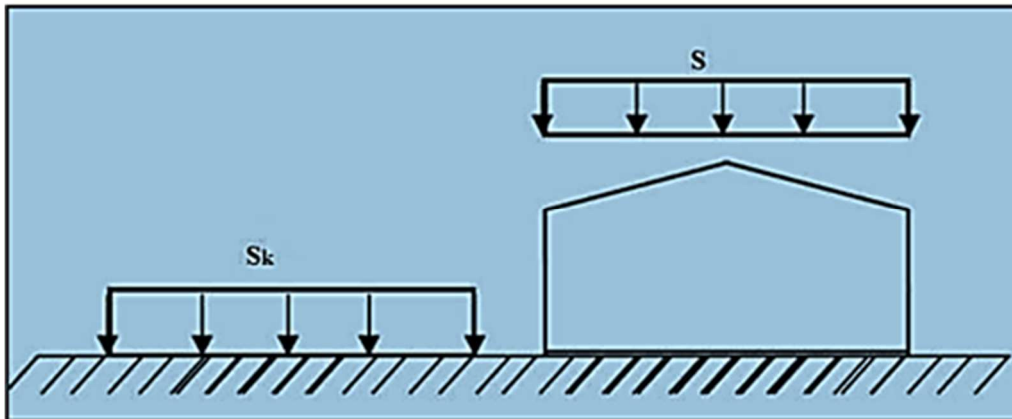


Figure II.12 : représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sure le sol

La charge de neige sur le sol est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

**Dans notre cas :**

- Le projet est implanté à Boumerdes qui est classée en zone B selon la Classification de (L'annexe 1 RNV2013).
- L'altitude du projet est d'environ 30m.
- Donc :  $S_k$  est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{A.N : } S_k = \frac{0.04 \times 30 + 10}{100} = 0.112 [\text{kN/m}^2]$$

#### 4.3 Charges de neige sur la toiture:

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

$$S = \mu S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

Avec :

- $S$  : Charge de neige sur la toiture.  $[\text{kN/m}^2]$

- $\mu$  : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.
- $S_k$  : Charge caractéristique sur le sol. [ $kN/m^2$ ]

#### 4.4 Coefficient de forme de la toiture :

- Il EST en fonction de la forme de la toiture.
- Dans notre cas le hangar a une toiture a deux versants avec une pente  $\alpha=9.46^\circ$
- D'où  $0 \leq \alpha = 9.46^\circ \leq 15^\circ$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$  . (Selon le tableau 6. 2, RNV 2013)

$\Rightarrow S = 0,8 \times 0,112 = 0.0896$  [ $kN/m^2$ ] : Par projection horizontale.

$S = 0,0896 \cos 9,46^\circ = 0,088$  [ $kN/m^2$ ] : Suivant rampant.

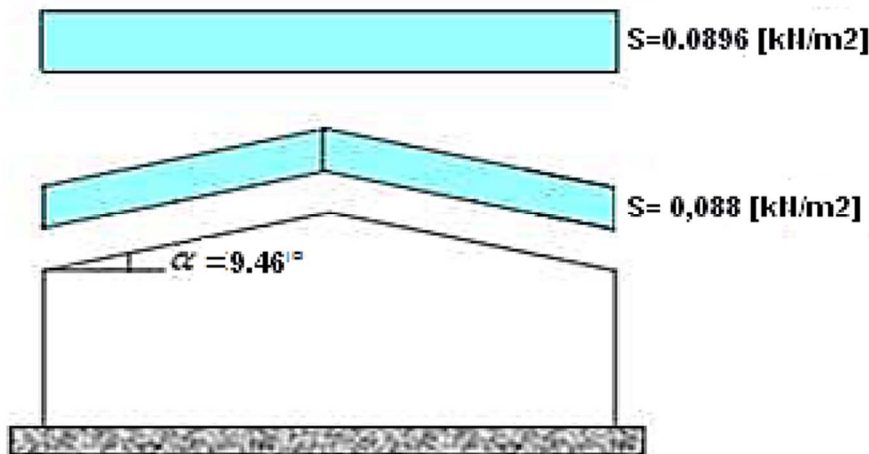


Figure II.13 : Charges de neige sans redistribution par le vent

#### 4.5 Disposition de charge avec accumulation :

On a deux versants symétriques :

$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9.46^\circ \leq 15^\circ$  ;  $\mu = 0,8$

- ❖  $S = 0.8 \times 0.112 = 0.0896$  kN/m<sup>2</sup>
- ❖  $0.5 \times S = 0.5 \times 0.0896 = 0.0448$  kN/m<sup>2</sup>

## 5 Forces de frottements

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de

Catégorie I (cf. § 1.1.3) pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles

À la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont

Celles pour lesquelles soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$  où b (en m) est la dimension

De la construction perpendiculaire au vent, h (en m) est la hauteur de la construction, et d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

Avec

- ❖ D : dimension (en m) de la construction parallèle au vent
- ❖ B : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent
- ❖ H : hauteur (en m) de la construction

Dans notre cas :

$$56 / 18 = 3.11 \geq 3$$

La condition est vérifiée .il y a lieu de considérer les forces de frottement

### 5.1 Calcul des Forces de frottements $F_{FR}$ :

$$F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times A_{fr} \quad [daN]$$

Avec :

- $q_h$  : Pression dynamique de pointe en  $[daN/m^2]$
- $A_{fr}$  : L'aire de l'élément de surface balayé par le vent en  $[m^2]$
- $C_{fr}$ : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considéré

### 5.2 Coefficient de Frottement de frottements $C_{fr}$

Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents.

Etat de surface : bardage en toiture, ondulations des parois verticales perpendiculaire à la direction du vent  $\Rightarrow C_{fr} = 0,04$

5.3 Aire de frottements  $A_{fr}$ :

L'aire de frottement est déterminée selon la nature de paroi qui est dans notre cas une toiture à deux versants et vent parallèle aux génératrices.

$$\Rightarrow A_{fr} = \text{longueur développée de la toiture } ABC \times d$$

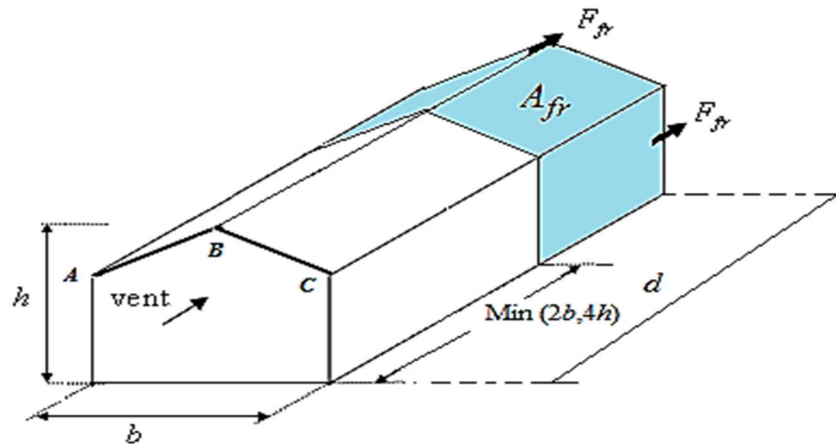


Figure II.14: aire de frottement

Avec :

- (d) = 56m : dimension de la construction parallèle au vent.
- (b) = 16m : dimension de la construction perpendiculaire au vent. [m] \*

$$\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(32, 30) = 30\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{fr} = [(18/\cos 9.46) + (6 \times 2)] \times [56 - 30] = 786.45 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow F_{fr} = 61.01 \times 0,04 \times 786.45 = 1919.25 [\text{daN}]$$

5.4 Action d'ensemble :

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$R = C_d \sum (P_{hi} \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$$

Où :

- $C_d$ : Coefficient dynamique.

$$\text{On a : } h = 7.5 < 15\text{m} \Rightarrow C_d = 1$$

- $A_{ref}$ : Aire de référence de la surface élémentaire.

### 5.5 Direction du vent V1 :

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V<sub>1</sub> et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
D	$57.95 \times 6 \times 56 = 19471,2 \rightarrow$	0
E	$9.15 \times 6 \times 56 = 3074.4 \rightarrow$	0
F	$87.24 \times 1.5 \times 3.75 \tan(9.46) = 81,76 \leftarrow$	$81.76 / \tan 9.46 = 508.68 \uparrow$
G	$53.32 \times 48.5 \times 1.5 \tan(9.46) = 646.34 \leftarrow$	$646.34 / \tan 9.46 = 3879.009 \uparrow$
H	$37.7 \times 56 \times 7.5 \tan(9.46) = 2638.34 \leftarrow$	$2638.34 / \tan 9.46 = 15833.99 \uparrow$
I	$11.83 \times 56 \times 7.5 \tan(9.46) = 827.89 \rightarrow$	$827.89 / \tan 9.46 = 4968.58 \uparrow$
J	$27.94 \times 56 \times 1,5 \tan(9.46) = 391.06 \rightarrow$	$391.06 / \tan 9.46 = 2346.94 \uparrow$
<b>Total</b>	<b>R<sub>x</sub> = 20398.11 <math>\rightarrow</math></b>	<b>R<sub>z</sub> = 27537.199 <math>\uparrow</math></b>

**Tableau II.9 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V<sub>1</sub>.

### 5.6 Direction du vent V2

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V<sub>2</sub> et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
D	$79.313 \times 121.5 = 966.52 \rightarrow$	0
E	$12.202 \times 121.5 = 1482.54 \leftarrow$	0
F	0	$79.31 \times 3.75 \times 1,5 \cos 9.46 = 440.05 \uparrow$
G	0	$48.80 \times 5.25 \times 1,5 \cos 9.46 = 379.07 \uparrow$
H	0	$9.51 \times 9 \times 6 \cos 9.46 = 506,55 \uparrow$
I	0	0 $\uparrow$
F <sub>fr</sub>	1919.25 $\rightarrow$	0
<b>Total</b>	<b>R<sub>x</sub> = 1403.23 <math>\rightarrow</math></b>	<b>R<sub>z</sub> = 1325.67 <math>\uparrow</math></b>

**Tableau II.10 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V<sub>2</sub>

### 5.7 Direction du vent V3

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V<sub>3</sub> et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
------	------------------------------	---------------------------

<b>D</b>	$62.23 \times 6 \times 56 = 20909.2 \rightarrow$	0
<b>E</b>	$4.88 \times 6 \times 56 = 1639.68 \rightarrow$	0
<b>F</b>	$82.97 \times 1.5 \times 3.75 \tan(9.46) = 77.76 \leftarrow$	$\frac{77.76}{\tan 9.46} = 466.56 \uparrow$
<b>G</b>	$49.05 \times 48.5 \times 1.5 \tan(9.46) = 594.58 \leftarrow$	$\frac{594.58}{\tan 9.46} = 3568.16 \uparrow$
<b>H</b>	$41.97 \times 56 \times 7.5 \tan(9.46) = 2937.16 \leftarrow$	$\frac{2937.16}{\tan 9.46} = 17627.12 \uparrow$
<b>I</b>	$7.56 \times 56 \times 7.5 \tan(9.46) = 529.06 \rightarrow$	$\frac{529.06}{\tan 9.46} = 3175.10 \uparrow$
<b>J</b>	$23.67 \times 56 \times 1.5 \tan(9.46) = 331.29 \rightarrow$	$\frac{331.29}{\tan 9.46} = 1988.27 \uparrow$
<b>Total</b>	<b><math>R_x = 19799.73 \rightarrow</math></b>	<b><math>R_z = 26825.21 \uparrow</math></b>

**Tableau II.11 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_3$ .

### 5.8 Direction du vent $V_4$

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent  $V_4$  et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale [daN]
<b>D</b>	$56.49 \times 121.5 = 6863.53 \rightarrow$	0
<b>E</b>	$10.61 \times 121.5 = 1289.11 \leftarrow$	0
<b>F</b>	0	$102.13 \times 3.75 \times 1.5 \cos 9.46 = 566.66 \uparrow$
<b>G</b>	0	$71.62 \times 5.25 \times 1.5 \cos 9.46 = 556.33 \uparrow$
<b>H</b>	0	$32.33 \times 9 \times 6 \cos 9.46 = 1722.07 \uparrow$
<b>I</b>	0	$22.81 \times 9 \times 48.5 \cos 9.46 \uparrow = 9821.16$
<b>F<sub>fr</sub></b>	$1919.25 \rightarrow$	0
<b>Total</b>	<b><math>R_x = 7493.67 \rightarrow</math></b>	<b><math>R_z = 12666.22 \uparrow</math></b>

**Tableau II.12 :** Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent  $V_4$ .

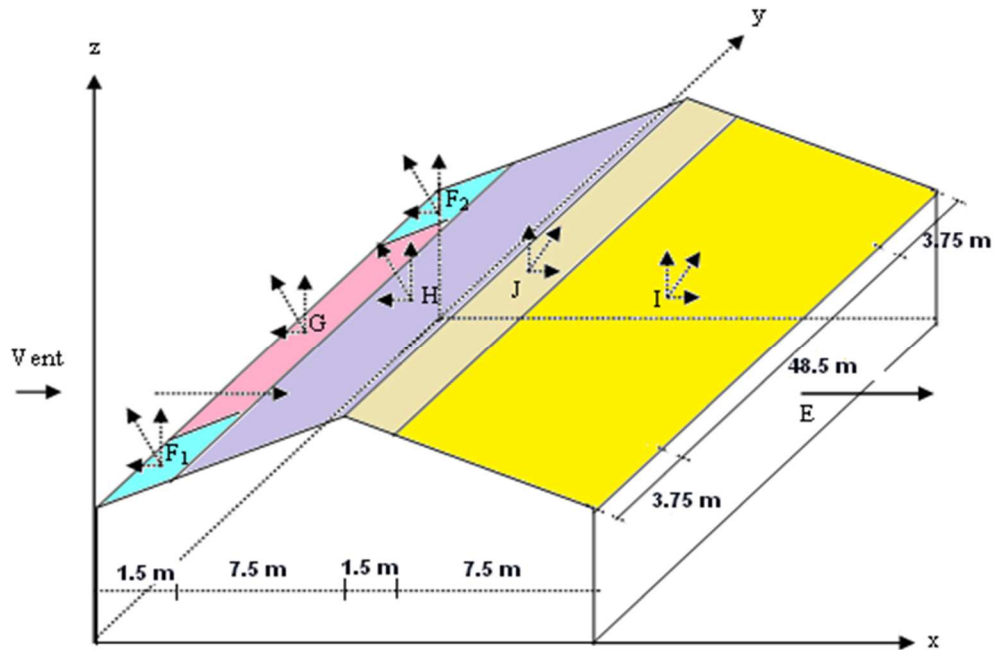


Figure II.15 : surfaces tributaires de chaque zone

6 Calcul de la stabilité d'ensemble :

6.1 Stabilité longitudinale :

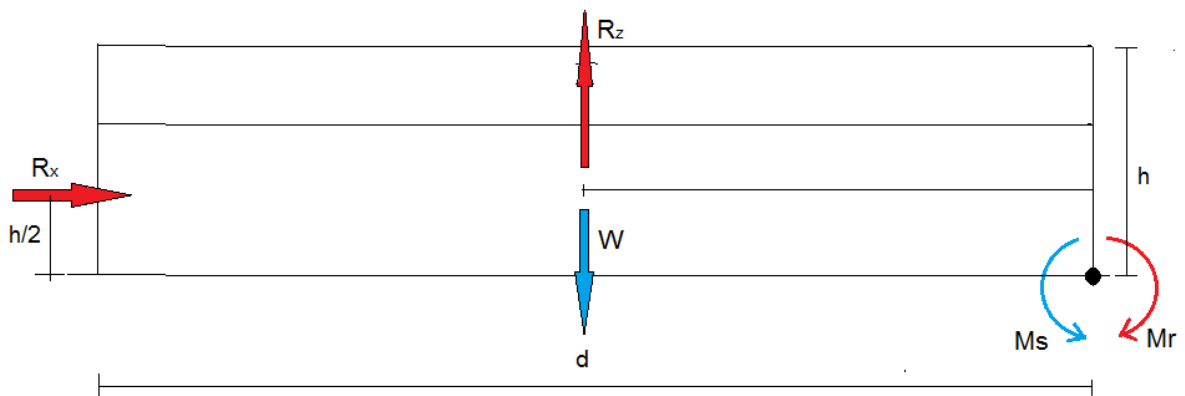


Figure. II.16: stabilité longitudinale

6.2 Moment de renversement :

$$M_r = \left[ R_x \frac{h}{2} \right] + \left[ R_z \frac{d}{2} \right]$$

$$M_r = [7493.67 \times 3.75] + [12666.22 \times 28] = 382755.42 \text{ daN} = 3827.55 \text{ KN}$$

6.3 Moment de stabilité

$$M_s = W \frac{d}{2}$$

Avec :

- $W$ : poids approximatif de la surface du hangar (plachers non inclus).

$$W = 0,50 \times 18 \times 56 = 504KN$$

$$M_s = 504 \times 28 = 14112KNm$$

On a :

$$M_r \ll M_s \Rightarrow \text{Stabilité longitudinale vérifiée.}$$

-Stabilité transversale

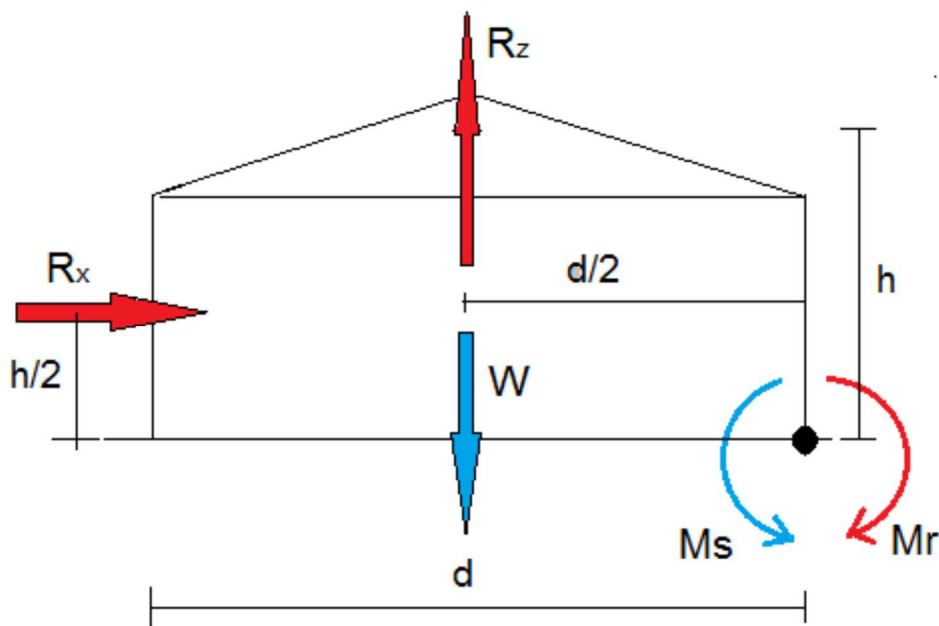


Figure. II.17: Stabilité transversale

6.4 Moment de renversement :

$$M_r = \left[ R_x \frac{h}{2} \right] + \left[ R_z \frac{d}{2} \right]$$

$$M_r = [ 2038.81 \times 3.75 ] + [ 27537.19 \times 9 ] = 296428 \text{ daN} = 2964,28 \text{ KN}$$

## 6.5 Moment de stabilité

$$M_s = W \frac{d}{2}$$

Avec :

- *W*: poids approximatif de la surface du hangar (plachers non inclus).

$$W = 0,50 \times 18 \times 56 = 504 \text{ KN}$$

$$M_s = 504 \times 9 = 4536 \text{ KNm}$$

On a:

$$M_r < M_s \Rightarrow \text{Stabilité transversale vérifiée.}$$

## 1 Introduction

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de *l'Eurocode 03 et de l'ouvrage Calcul des éléments* de (Mr DAHMANI).

## 2 Etude des pannes

### 2.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

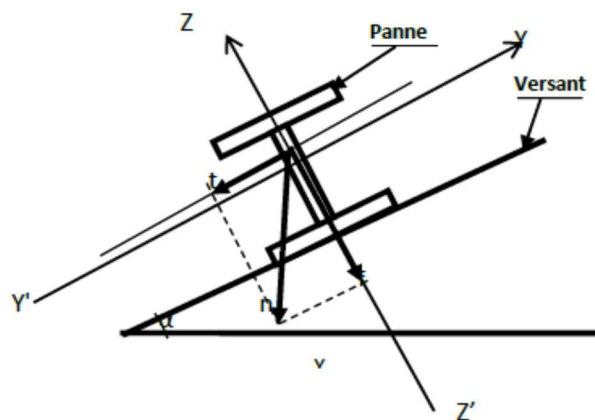


Figure. III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

### 2.2 Les données :

- Espacement entre chaque panne  $e = 1.52\text{m}$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6\text{m}$ .
- On dispose de 6 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha = 9.46^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12kg/m<sup>2</sup>

- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (estimé).....12kg/ml
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (la limite d'élasticité de l'acier)

**2.3 Principe de dimensionnement**

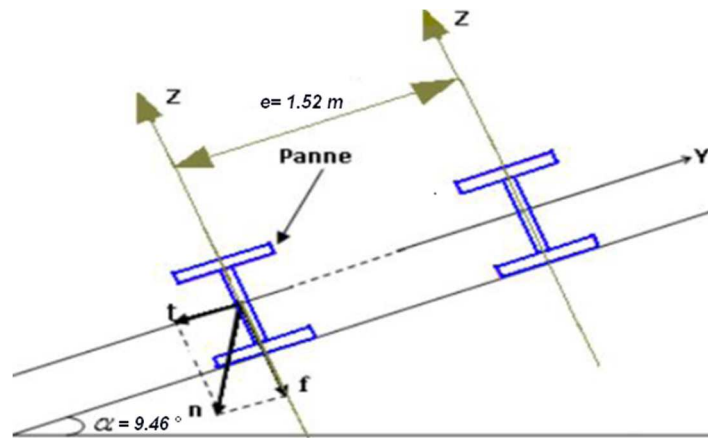
Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle  $\alpha$ , qui est égale à la pente des versants de la toiture.

Elles sont en effet soumises à :

- Une charge verticale : le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante parallèle à l'âme de la panne et une autre composante  $t$  parallèle aux semelles.
- Une charge oblique : due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de *résistance* (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Aux conditions de déversement (ELU : déversement) ;
- Aux conditions de la flèche (ELS).



**Figure. III.2:** Orientation des charges sur les pannes.

**2.4 Évaluation des charges :**

**2.4.1 Charges permanentes :**

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + (P_{\text{Panne}})$$

$$G = [(17 \times 1,52) + 12] = 37,84 \text{ (Kg) / ml} \quad \downarrow$$

$$G = 37,84 \text{ Kg/ml}$$

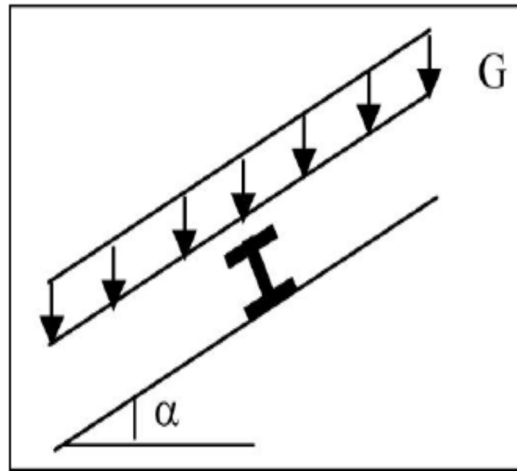


Figure.III.3 : Charges permanentes sur la panne.

**b) Surcharges d'entretien (E) :**

D'après les *Eurocodes EN 1991 – 1 – 1 et 1 – 3*, pour les

Couvertures dont la pente est inférieure à  $30^\circ$  on prend

Comme charge minimale  $40 \text{ daN/m}^2$  de la surface de la couverture.

$$E = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 40 \times 1.52$$

$$E = 60.8 \text{ daN/ml}$$

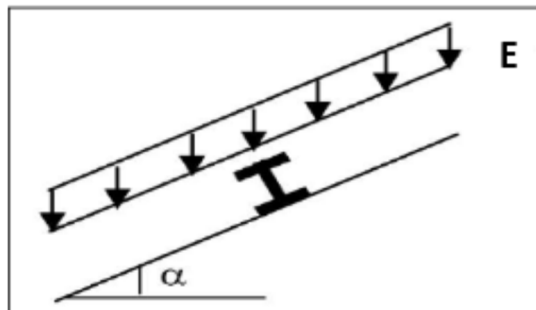


Figure III. 4 : Surcharges d'entretien (E) :

**2.4.2 Surcharges du vent (V) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent

(Zone F : vent de soulèvement)

$$V = -82.97 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{chapitre II, tableau. 6}).$$

$$V = -82.97 \times 1.52$$

$$V = -126.11 \text{ daN/ml}.$$

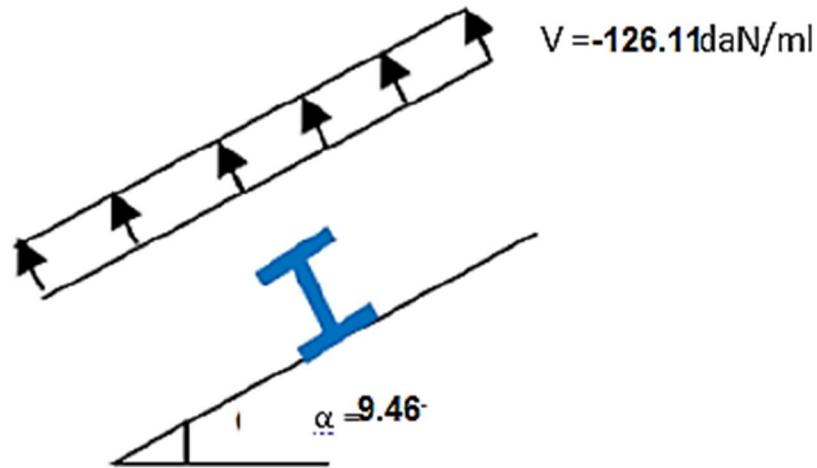


Fig.III.5. Surcharges de vent

2.4.3 Surcharges de la neige (N) :

La surcharge de neige est en fonction de site d’implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$N = 8.96 \text{ daN/m}^2$ .....(chapitre II.3 étude de la neige). )

$N = 8.96 \times 1.5$ ..... (  $1.52 \times \cos 9.46 = 1.5\text{m}$  )

$N = 13.44 \text{ daN/ml}$

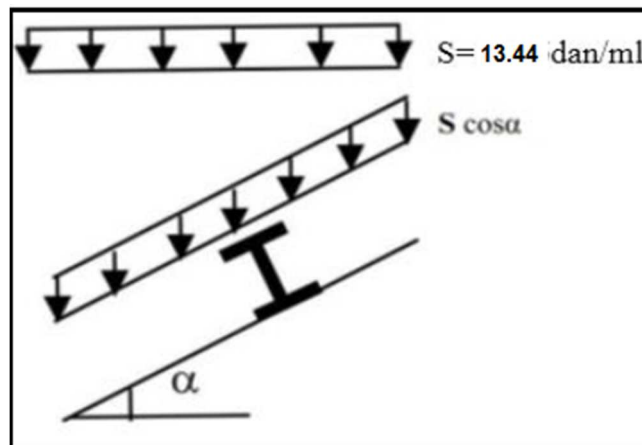


Figure III.6 : schema statique des surcharges de la neige sur les pannes

2.4.4 Combinaisons des charges les plus défavorables

$G = 37.84 \text{ daN/ml.}$
$E = 60.8 \text{ daN/ml.}$
$V = -126.11 \text{ daN/ml.}$
$N = 13.44 \text{ daN/ml}$

**Action vers le bas**

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 51.084 + 91.2 = 142.28 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 51.084 + 20.16 = 71.244 \text{ daN/ml.}$$

**Action vers le haut :**

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 37.84 \times \cos(9.46) - 1.5 \times 126.11 = -151.84 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 37.84 \times \sin(9.46) = +6.21 \text{ daN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}) Q_{sd} = -142.28 \text{ daN/ml.}$$

**2.5 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

**2.5.1 Vérification a la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge :

$$I_y \geq \frac{5 Q_{zsd} x L^4}{384 E F_{ad}} = \frac{5 \times 142.28 \times 10^{-2} \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times \frac{6}{200}} = 4 \text{ mm}^4$$

Donc : nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE140 de classe 1** selon la classification **ENV 1991-1-1**.

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	d mm	W <sub>pl, y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl, z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>vy</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>
IPE 140	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	8.76	44.9	2.45	1.98

**2.5.2 Vérification à la flexion**

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

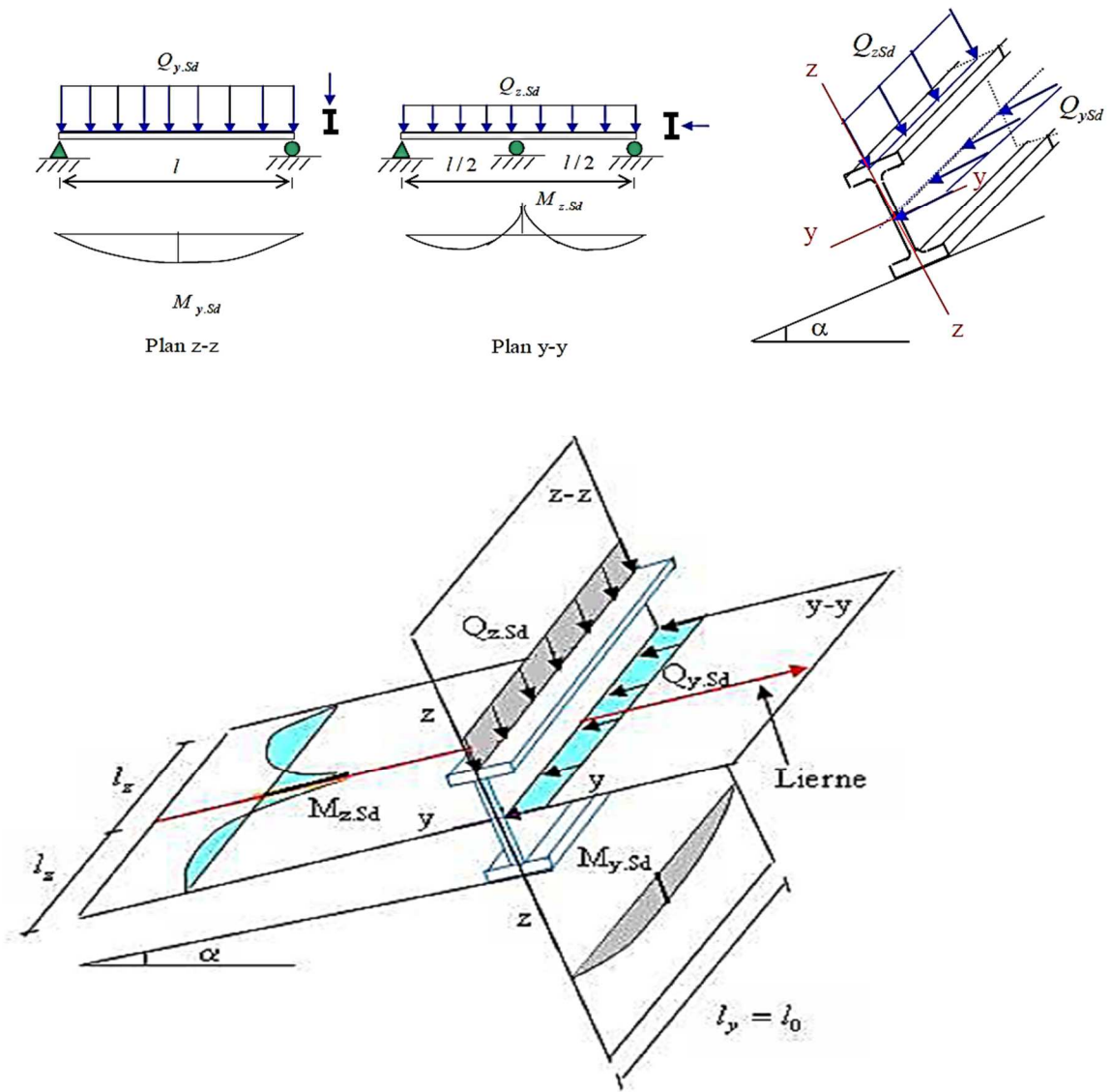


Figure III. 7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

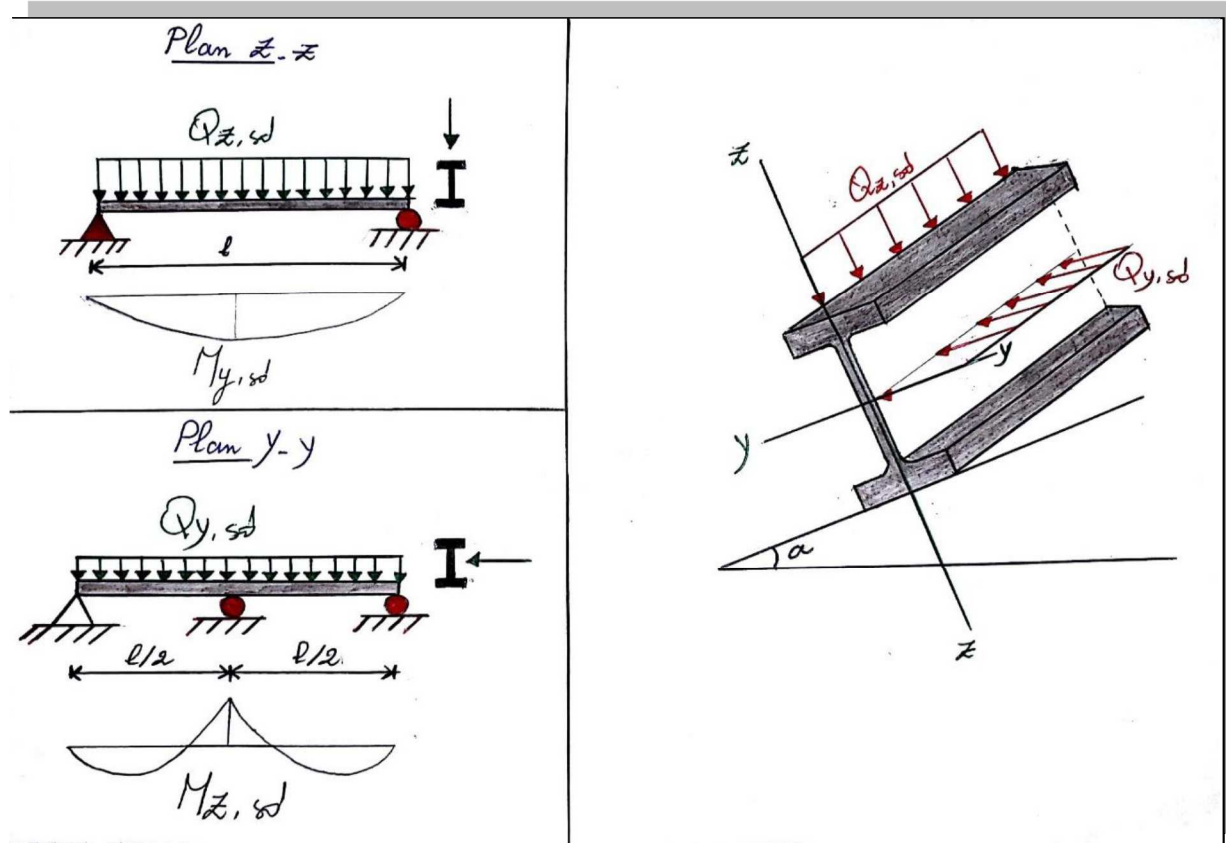


Figure.III.8 : Panne de toiture en flexion.

La panne travaille en flexion déviée ce qui nous amène à vérifier la formule (5-35) de l'Eurocode 03 (Page 163), pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2 :

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

$M_{y.sd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge  $Q_{zsd}$  .

$M_{z.sdd}$  : Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge  $Q_{y.sd}$ .

$M_{plyRd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plzRd}$  : Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_y$ : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_z$ : Charge appliquée dans le plan de l'âme.

$W_{ply}$ : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

$W_{plz}$ : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

On a choisie une section en I :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$  avec  $n = N/N_{pl}$

Dans notre cas l'effort normal  $N = 0$  donc  $\beta = 1$

$Q_{sd} = -142.28 \text{ daN/ml}$  ..... (Combinaison de charge maximale)

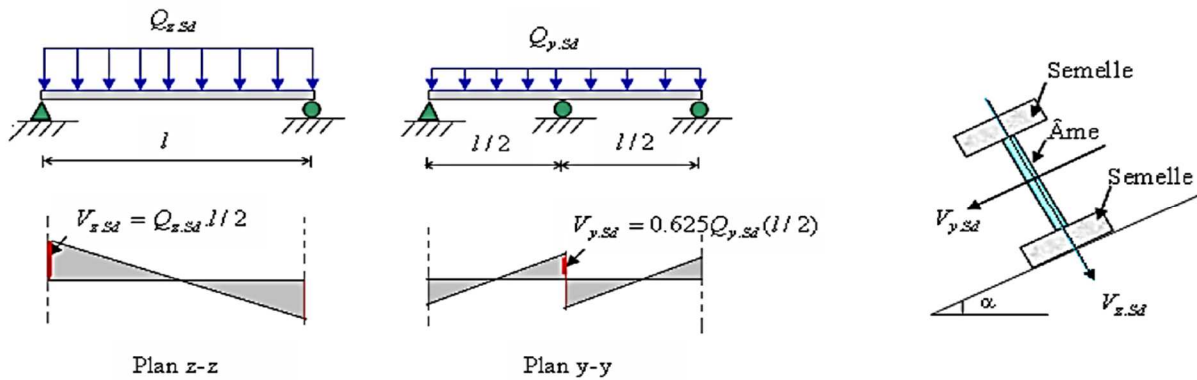
- $Q_{z.sd} = -142.28 = 140.34 \text{ daN/ml}$
- $Q_{y.sd} = -142.28 \sin(9.46) = -23.38 \text{ daN/ml}$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{y.sd} &= \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{140.28 \times (6)^2}{8} = 631.26 \text{ daN.m (Plan de chargement z-z (panne sur 02 appuis).)} \\ M_{z.sd} &= \frac{Q_{y.sd} (l/2)^2}{32} = \frac{23.38 \times (3)^2}{8} = 26.30 \text{ daN.m (Plan de chargement y-y (panne sur 03 appuis avec le lierne).)} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{ply.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(88.3)(2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m} \\ M_{plz.Rd} &= \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(19.3)(2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{6381.26}{1886.41} \right)^2 + \left( \frac{26.30}{412.41} \right)^1 = 0.17 \leq 1 \dots \dots \text{ vérifié}$$

**2.5.3 Vérification au cisaillement :**



**Figure III. 9 : Panne de toiture en cisaillement sous les différent plans de chargement.**

**La vérification est donnée par les formules suivantes :**

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \text{ Et } V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$V_{y.sd}$  : Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z.sd}$  : Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply.Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz.Rd}$  : Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  : Aire de cisaillement (profilé IPE120) en  $cm^2$

$\gamma_{M0}$ : facteur de résistance en section ( $\gamma_{M0} = 1.1$ )

$f_y$ : Limite d'élasticité d'acier ( $f_y = 2350 \text{ dan/cm}^2$ )

On a:  $A_{vz} = 6,31cm^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{140.28 \times 6}{2} = 420.84 \text{ daN} \\ V_{y.sd} = 0,625 \frac{Q_{y.sd} l/2}{2} = 0,625 \frac{23.38 \times 3}{2} = 21.92 \text{ daN} \\ V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 9423.41 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 10804.85 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{z.sd} = 420.84daN \leq V_{plz.Rd} = 9423.41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ V_{y.sd} = 21.92daN \leq V_{ply.Rd} = 9423.41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**$\Rightarrow$  La section en IPE140 est vérifiée**

**2.5.4 Vérification au déversement :**

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

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

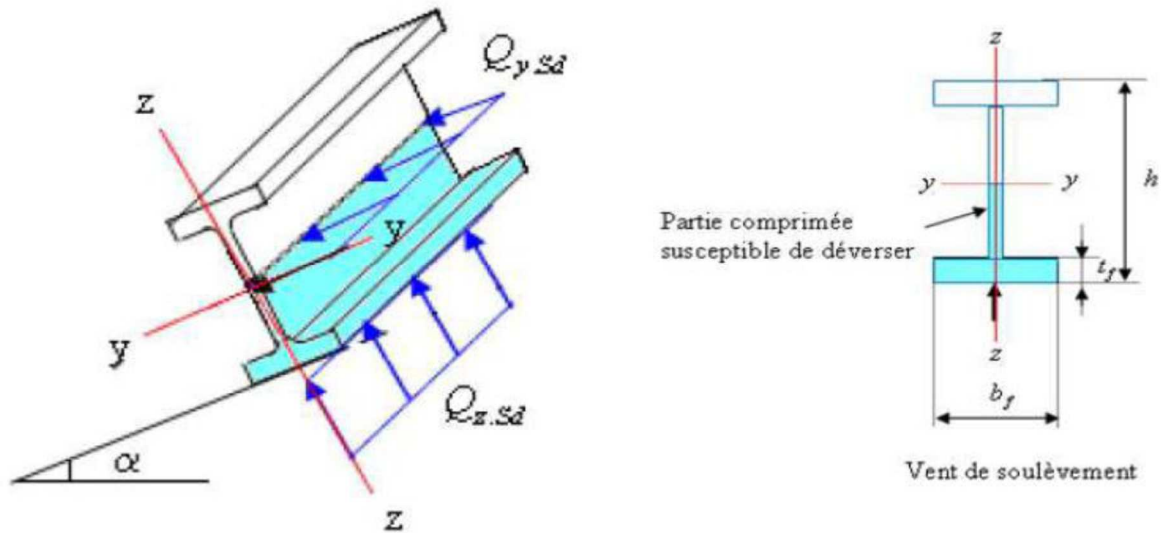


Figure. 10 : Diversement de la panne.

L'Eurocode 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \leq 1$$

Avec :

$M_{b.Rd}$ : Moment résistant au déversement.

• **Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :**

➤  $Q_{z, sd} = - 151.84 \text{ daN/ml}$

➤  $Q_{y, sd} = 6.21 \text{ daN/ml}$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{y.sd} &= \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{151.84 \times 36}{8} = 683.28 \text{ daN.m} \\ M_{z.sd} &= \frac{Q_{y.sd} l^2}{32} = \frac{6.21 \times 9}{8} = 6.99 \text{ daN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{ply.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(88.3)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1886.4 \text{ daN.m} \\ M_{plz.Rd} &= \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(19.3)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 412.31 \text{ daN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd} \quad (\text{Formule 5,48 de l'eurocode3})$$

$M_{b, Rd}$ : Le moment résistant de déversement-

$\chi_{LT}$ : C'est le coefficient de réduction pour le déversement, qui est donné en fonction de l'élançement réduite

$\lambda_{LT}$ : Et coefficient d'imperfection  $\alpha_{LT}$ . La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profilés laminés.

$\beta_w = 1$ : Section de classe 01.

L'élançement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

• **Calcul du moment critique du déversement élastique  $M_{cr}$  :**

On supposera que la charge est appliquée au centre de gravité de la section, ainsi on écrit :

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

Avec :

- $I_t = 2.45 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie de torsion.
- $I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^6$  : Facteur de gauchissement.
- $I_z = 44.9 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie autour de l'axe Z.
- $C_1 = 1,132$  : Facteur sans dimension qui dépend de la nature de diagramme des moments.
- $l = 6 \text{ m}$ : Longueur de flambement latérale.

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 44,9}{600^2} \left[ \frac{1980}{44,9} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 2,45}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 44,9} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{9306049,99}{600^2} \left[ \frac{1980}{44,9} + \frac{7056 \times 10^6}{9306049,99} \right]^{0,5} = 828,86 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 8,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{88,3 \times 23,5}{828,86}} = 2,50$$

Pour une section en I, on a aussi :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Où :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec : } i_z = 1,65 \text{ cm ; } h = 14 \text{ cm ; } t_f = 0,69 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,65}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/1,65}{14/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = 114,19$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{168,17}{93,9} = 1,21 \geq 0,4 \quad \rightarrow \text{Il ya risque de deversment}$$

On prendra  $\overline{\lambda}_{LT_{min}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,21$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{14}{7,3} = 1,91 < 2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élanement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,21 - 0,2) + 1,21^2] = 1,33$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,03 + [2,03^2 - 1,66^2]^{0,5}} = 0,53$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise les tableaux de l'annexe 6, courbe de flambement(a).

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,21 \rightarrow \chi_{LT} = 0,5237$$

$$\chi_{LT} = 0,5237$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd} = 0,5237 \times 1886,40 = 987,9 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,sd}} = \frac{683,28}{987,9} + \frac{6,99}{412,31} = 0,71 < 1 \dots \dots \dots \text{déversment vérifié.}$$

**$\Rightarrow$  Le profilé laminé choisi (IPE140) est vérifié a l'état limite ultime.**

### 2.6 Vérification a l'ELS :

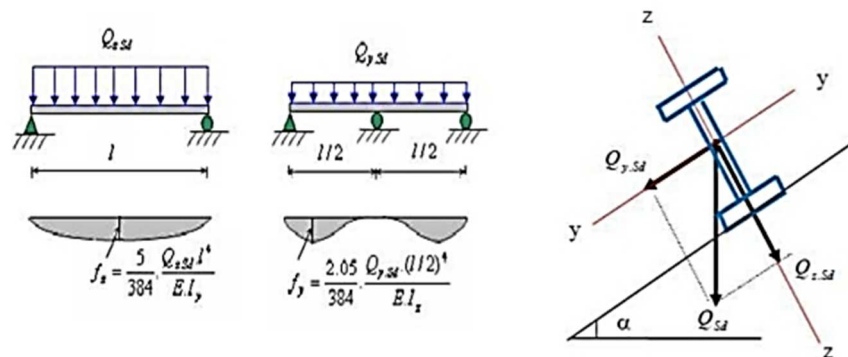


Figure.III.11 : Vérification de la flèche.

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{sd1} = G + N = 37.84 + 13.44 = 51.28 \text{ Kg/ml} \quad \downarrow \\ Q_{sd2} = G + P = 37.84 - 126.11 = -88.27 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{sd} = \max(Q_{sd1} ; Q_{sd2}) = -88.27$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos(9.46) = [88.27 \cos(9.46)] = -87.07 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin(9.46) = [88.27 \sin(9.46)] = -14.50 \text{ Kg/ml}$$

**• Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = \frac{l}{200}$

**Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{0.8707 \times (600)^4}{(2.1 \times 10^6)(541)} = 1.29 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :**

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{y.sd} \cdot (l/2)^2}{E \cdot I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{0,1450 \times (300)^4}{(2,1 \times 10^6)(44.9)} = 0,006 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Le profilé laminé (**IPE140**) est vérifié a l'état limite de service.

**2.7 Conclusion :**

Le profilé laminé choisi (**IPE140**) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme panne de toiture.

**3 Etude des liernes de la toiture :**

**3.1 Définition :**

Les liernes sont des tirants passant au milieu des pannes, travaillent en traction. Ce sont généralement des barres en fer rond, des cornières ou des tubes.

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.

– En phase d’exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

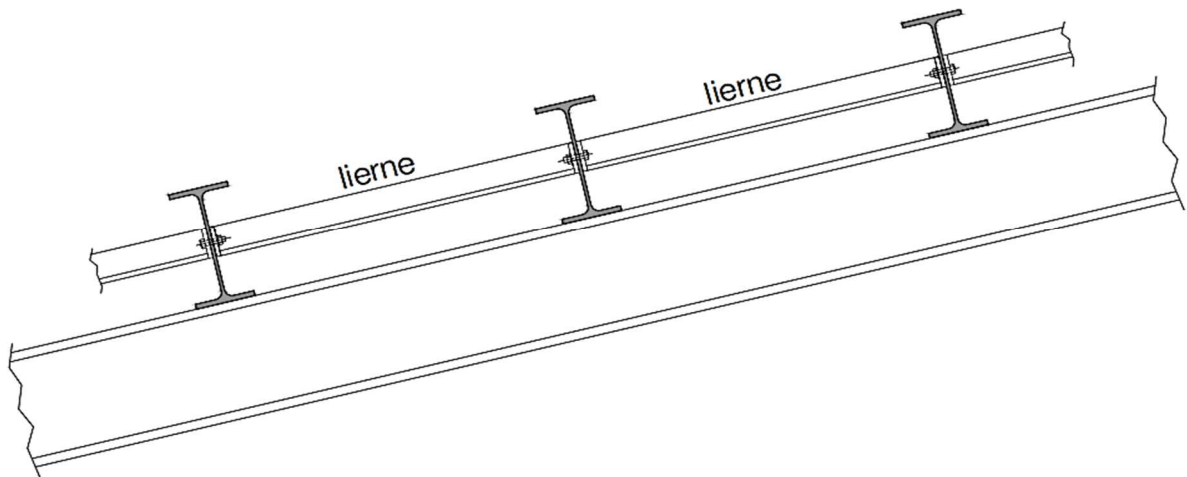


Figure III. 12: Déposition des liernes.

3.2 Dimensionnement des liernes :

Dimensionnement des liernes : (d’après le livre de M. Dahmani)

La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 1,25 \times 24.95 \times 3 = 93.56 \text{ daN}$$

Avec :  $Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 24.95 \text{ daN/ml}$ .

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{93.56}{2} = 46.78 \text{ daN}$$

Evaluation des efforts dans les liernes

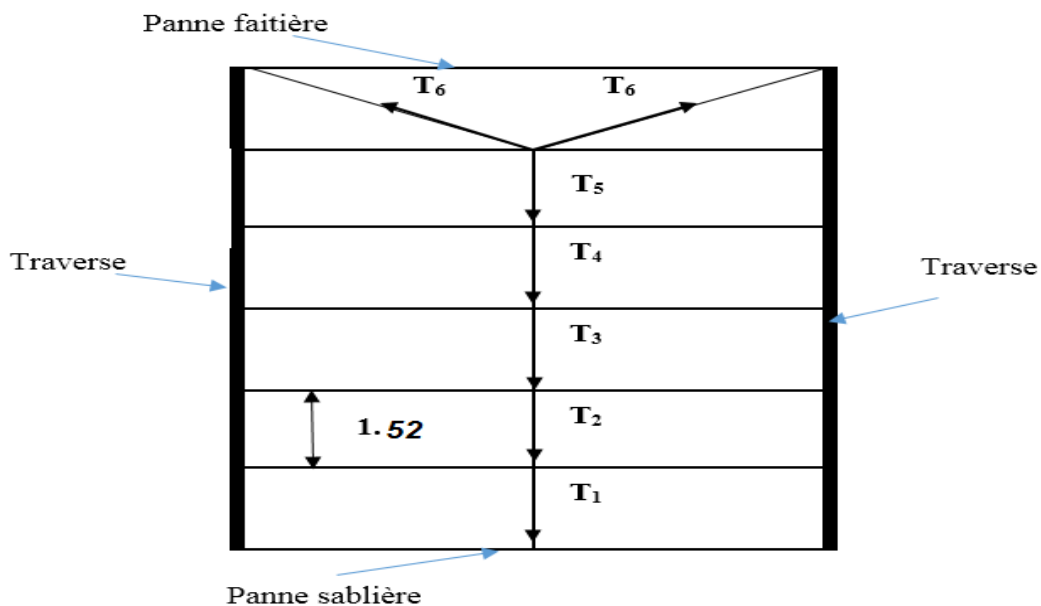


Figure III.13 : Efforts dans les liernes.

Effort dans les tronçons L2,L3,L4,L5.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 93.56 + 46.78 = 140.34 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 93.56 + 140.34 = 233.9 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 93.56 + 233.9 = 327.46 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 93.56 + 327.46 = 421.02 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L6

$$\varphi = \arctg \frac{1,52}{3} = 26.86^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_5}{2 \sin 26.86} = \frac{421.02}{2 \sin(26.86)} = 465.92 \text{ daN}$$

Effort de traction	sa valeur (daN)
T <sub>1</sub>	46.78
T <sub>2</sub>	140.23
T <sub>3</sub>	233.9
T <sub>4</sub>	327.46
T <sub>5</sub>	421.02
T <sub>6</sub>	465.92

**Tableau III. 1 : Evaluation des efforts dans les liernes.**

**Dimensionnement des liernes**

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :  $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$N_{sd} = 465.92 \text{ daN}$  Car le lierne le plus sollicité est L<sub>7</sub>.

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{465.92 \times 1,1}{2350} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \geq 0,21 \text{ cm}^2 ; \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,21}{\pi}} = 0,51 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

## 4 Etude de l'échantignole :

### 4.1 Définition :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

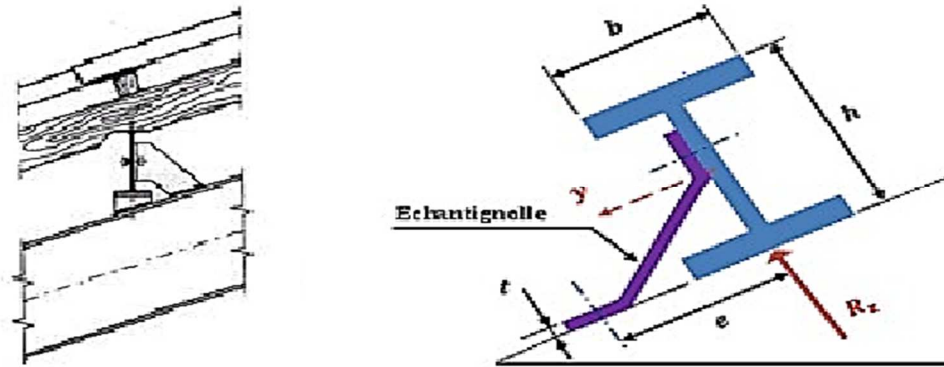


Figure. III.14 : Déposition des échantignolles.

### 4.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 37.84 \times \cos(9.46) - 1.5 \times 126.11 = -151.84 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant

$$Q_{y, sd} = G \times \sin(\alpha) = 37.84 \times \sin(9.46) = +6.21 \text{ daN/ml.}$$

L'excentrement « e » est limité par la condition suivante :

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

On a un IPE140 :  $b = 7.3 \text{ cm}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$

$$7.3 \leq e \leq 10.95 \text{ cm} \Rightarrow e = 9 \text{ cm}$$

#### ❖ Echantignolle de rive

$$R_z = Q_{z, sd} \cdot \frac{l}{2} = 151.84 \times \frac{6}{2} = 455.52 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \cdot \frac{l}{2} = 6.21 \times \frac{6}{2} = 18.63 \text{ daN}$$

#### ❖ Echantignolle intermédiaire

$$\text{➤ } R_z = 2 \times 455.52 = 911.04 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } R_y = 2 \times 18.63 = 37.26 \text{ daN}$$

### ❖ Calcul du moment de renversement

$$M_R = (R_z \cdot e) + \left( R_y \cdot \frac{h}{2} \right) = (911.04 \times 9) + (37.26 \times 7) = 8460.18 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

### 4.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03.

Selon l'*Eurocode* 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

Où :

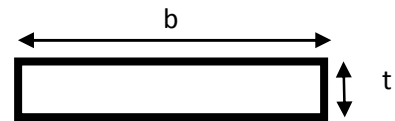
- $M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$  : Moment de résistance élastique de la section.
- $M_{sd} = M_R$  : Moment sollicitant.

#### ➤ Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{8460.18 \times 1,1}{2350} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$w_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} \text{ Pour une section rectangulaire}$$



La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle

Traverse IPE330

$$b = 160 \text{ mm.}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.96}{16}} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 1.6 \text{ cm}$$

## 5 Etude des lisses de bardages

### 5.1 Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axes courants, portant sur les poteaux de

portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

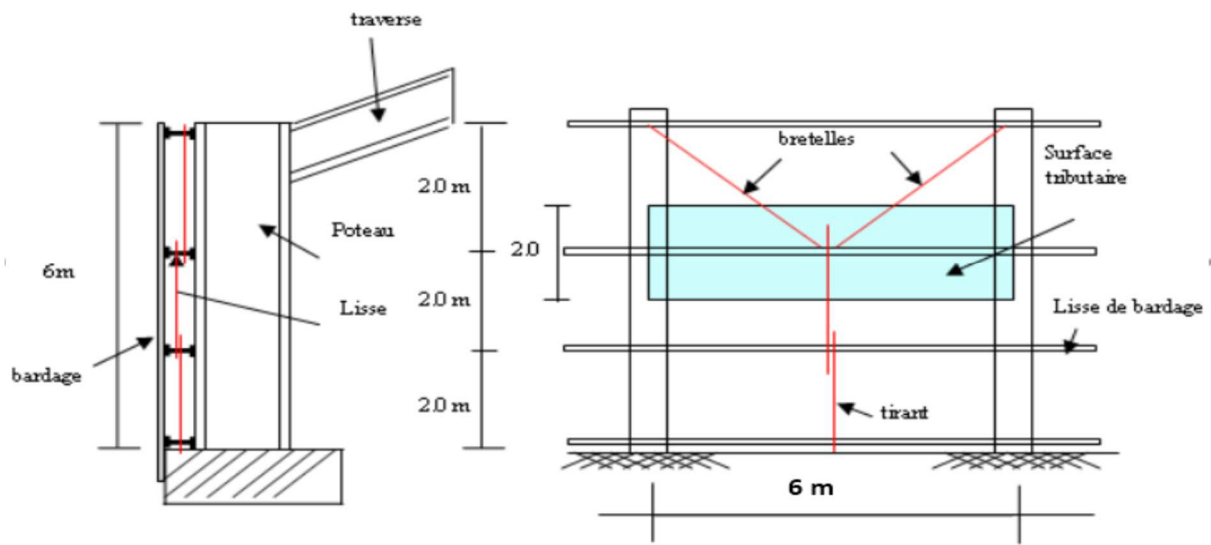


Figure III.15 : disposition des lisses de bardages

## 5.2 Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à la flexion autour de Z et autour de Y.

De ce fait, elles fonctionnent en flexion (bi-axiale).

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

Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU : flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU : déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

## 5.3 Vérification de la lisse de long-pan :

### 5.3.1 Les données :

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée  $L = 6\text{m}$ .
- L'entre axe des lisses  $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ( $n=3$ )
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'isolants .....5kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m<sup>2</sup>

- Poids propre de la lisse estimé (IPE120) ..... 10.4kg/ml

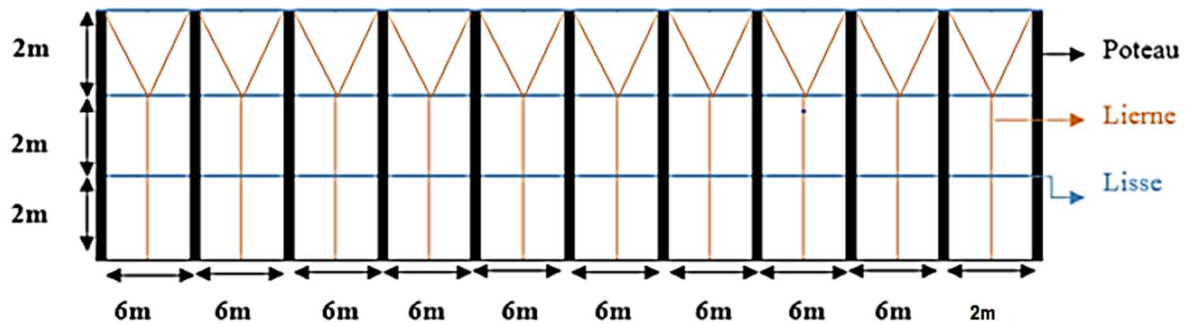


Figure III .16 . : Disposition des lisses et des liernes sur le long-pan

**5.3.2 Evaluation des charges et surcharges**

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{Couverture} + P_{isolants} + P_{Accessoires}) \times e + P_{lisse}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 10.4$$

$$G = 54.4kg/ml$$

$$G = 54.4 daN/ml$$

**5.3.3 Surcharges climatiques du vent : (suivant le plan de l'âme)**

$$V = 62.23 daN/m^2 \dots\dots\dots(\text{tableau II.5 chapitre 2})$$

$$V = 62.23 \times 2$$

$$V = 124.46 daN/ml \text{ (pression)}$$

**5.3.4 Combinaison de charges les plus défavorables :**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(54.4)$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(124.46)$$

$$Q_{y, sd} = 73.44 daN/ml$$

$$Q_{z, sd} = 186.69 daN/ml$$

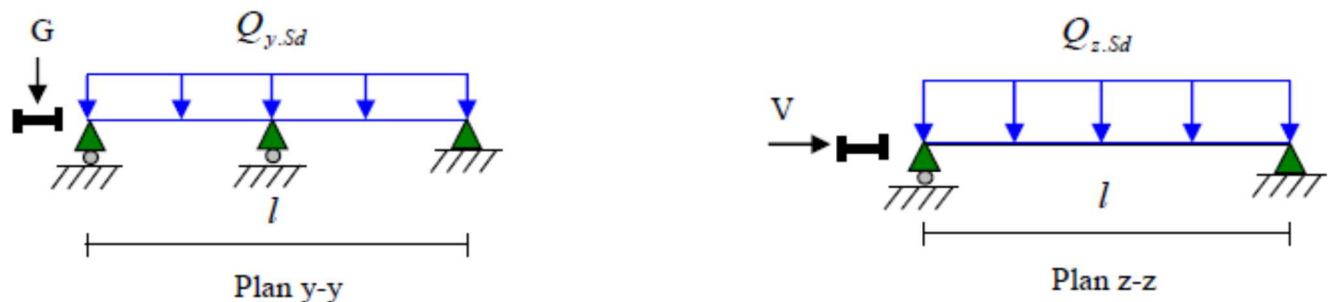


Figure. III.17 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

**5.3.5** Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit l'IPE 120 → **la section est de classe 1 (d'après la classification ENV1993-1-1).**

**5.3.6** Vérification à la résistance en section :

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

a) **Vérification à la flexion :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en **I** donc  $\alpha = 2$  et l'effort normal  $N_{sd} = 0$  donc :  $\beta = 1$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{y.sd} &= \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{(1,5V)l^2}{8} = \frac{(186.69)6^2}{8} = 840.105 daN.m \\ M_{z.sd} &= \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{(1,35G)(l/2)^2}{8} = \frac{(73.44)3^2}{8} = 82.62 daN.m \end{aligned} \right.$$

Nous avons :  $W_{ply} = 60.73 cm^3$  ;  $W_{plz} = 13.58 cm^3$  ;

$G = 10.4 Kg/ml$  ... .. IPE120

$$\left\{ \begin{aligned} M_{ply.Rd} &= \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(60.73)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1296.8 daN.m \\ M_{plz.Rd} &= \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(13.58)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 290.54 daN.m \\ \Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta &= \left( \frac{840.105}{1296.8} \right)^2 + \left( \frac{82.62}{290.6} \right)^1 \\ &= 0.70 < 1 \dots \dots \dots \text{section vérifiée en flexion bi - axiale} \end{aligned} \right.$$

b) **Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

On a:  $A_{vz} = 6.3 cm^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.3 = 6.9 cm^2$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z.sd} &= \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{186.69 \times 6}{2} = 560.07 daN \\ V_{y.sd} &= 0.625 \times Q_{y.sd} \left( \frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 66.912 \times 3 = 125.46 daN \end{aligned} \right.$$

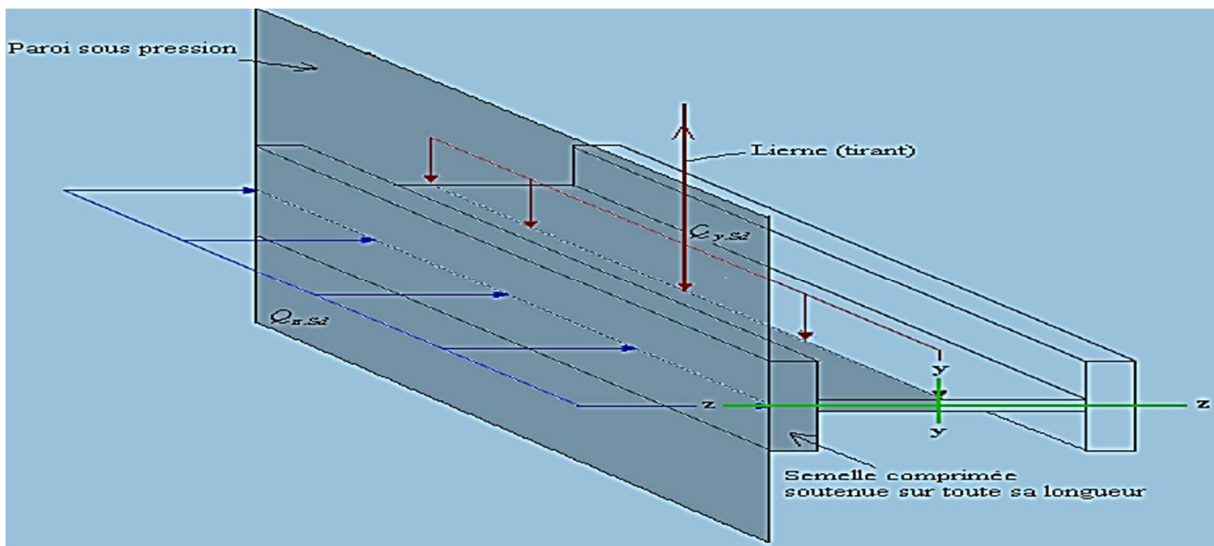
$$\left\{ \begin{aligned} V_{plz.Rd} &= \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6.3 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 7771 \text{ daN} \\ V_{ply.Rd} &= \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6.9 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 8510.66 \text{ daN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z.sd} &= 560.07 \text{ daN} \lll V_{plz.Rd} = 7771 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ V_{y.sd} &= 125.46 \text{ daN} \lll V_{ply.Rd} = 8510.66 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

⇒ La section en **IPE120** est vérifiée.

**c) Vérification au déversement**

Il n'y a pas le risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est Soutenue latéralement sur toute sa longueur (cas de vent de pression).



**Figure. III.18 :** Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

**5.3.7 Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

➤ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

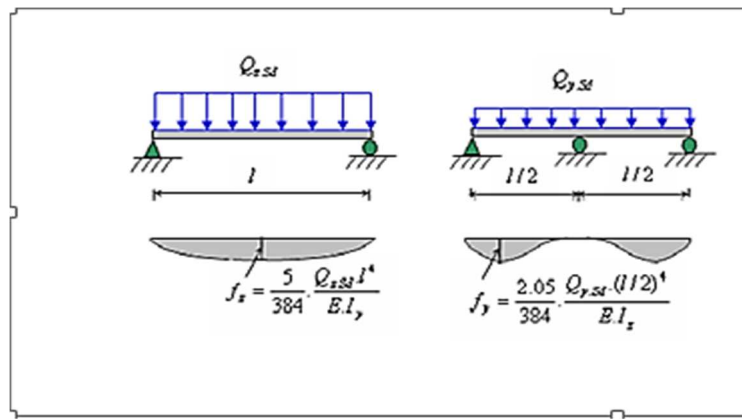


Figure III.19: flèche de la lisse.

➤ Vérification de la flèche.

– Condition de verification:

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

➤ Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

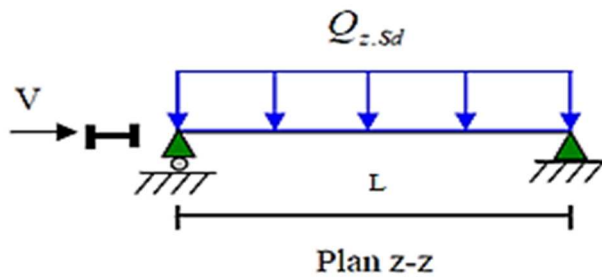


Figure III.20 : Flèche horizontale.

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm.}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{124.46 \times 10^{-2} \times (600)^4}{(2,1 \times 10^6)(317.8)} = 2.9\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

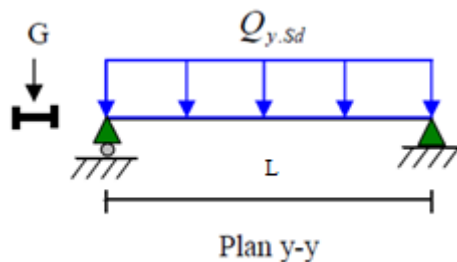


Figure III. 21: Flèche verticale.

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5cm.$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{G x (l/2)^4}{E.I_z} = \frac{2.05}{384} \frac{54.4 \times 10^{-2} \times (300)^4}{(2.1 \times 10^6)(27.67)} = 0,40cm \leq 1.5cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

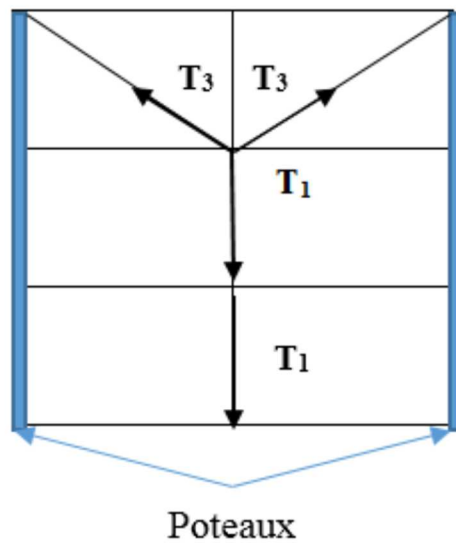
⇒ Flèche vérifiée .

⇒ La lisse de long pan en **IPE120** est vérifiée à la sécurité.

**5.3.8 Calculs des liernes de long-pan :**

**5.3.8.1 Calcul de l’effort de traction dans le lierne le plus sollicité :**

La Réaction **R** au niveau du lierne :



**Figure III.22 : efforts de traction dans le tronçon de lierne.**

$$R = 1,25 Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 1,25 \times 73.44 \times 3 = 275.4 daN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{275.4}{2} = 137.7 daN$$

Effort dans le tronçon L2

$$T_n = R + T_n + 1$$

$$T_2 = R + T_1 = 275.4 + 137.7 = 413.1 daN$$

Effort dans les diagonales L3

$$\varphi = \arctg \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin 32.62} = \frac{413.1}{2 \sin(33.69)} = 372.36 daN$$

Effort de traction	sa valeur (daN)
T <sub>1</sub>	137.7
T <sub>2</sub>	413.1
T <sub>3</sub>	372.36

Tableau III. 2 : Evaluation des efforts dans les liernes.

5.3.8.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

T<sub>2</sub> = Nsd= 413.1 daN (tension)

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :  $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{412.2 \times 1,1}{2350} = 0.193 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0,193 \text{ cm}^2 ; \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,193}{\pi}} = 0,495 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre

$\phi = 10 \text{ mm}$

5.4 Vérification de la lisse de pignon

5.4.1 Les données

- L'entre axe des lisses e= 2m
- Nombre des lisses (n=3)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12kg/m2
- Poids propre d'isolants .....5kg/m2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m2
- Poids propre de la lisse estimé (IPE 120) ..... 10.4kg/ml

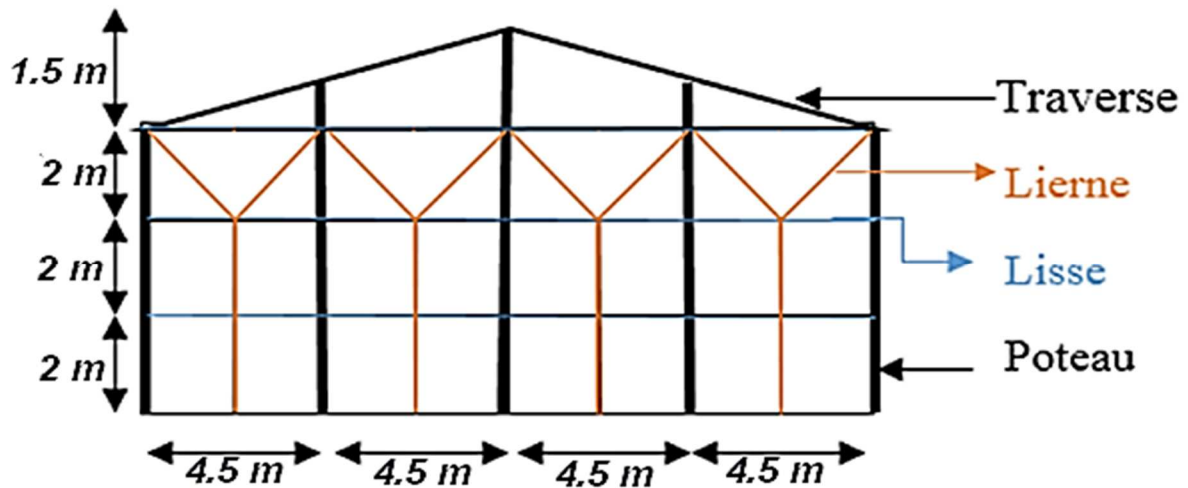


Figure III.23 : disposition des lisses et les liernes sur le long pan

5.4.2 Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes :

$$G = (P_{Couverture} + P_{isolants} + P_{Accessoires}) \times e + P_{Lisse}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 10.4$$

$$G = 54.4 \text{ kg/ml}$$

$$G = 54.4 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharges climatiques du vent :

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de :  $V = +79.313 \text{ N/m}^2$

$$V = 79.313 \text{ daN/m}^2 \dots \dots \dots (\text{pression}).$$

$$V = 79.313 \times 2$$

$$V = 158.626 \text{ daN/ml}$$

5.4.3 Vérification à la résistance en section :

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

5.4.3.1 Vérification à la flexion :

L'IPE 120 est de classe 1

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en I donc  $\alpha = 2$  et l'effort normal  $N_{sd} = 0$  donc :  $\beta = 1$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(54.4) = 73.44 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(158.66) = 237.939 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{(1,5V)l^2}{8} = \frac{(237.939)4.5^2}{8} = 602.28 daN.m$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} l^2}{8} = \frac{(1,35G)(l/2)^2}{8} = \frac{(73.44)2.25^2}{8} = 46.47 daN.m$$

On a:  $W_{pl.y} = 60.73 cm^3$ ;  $W_{pl.z} = 13.58 cm^3$ ;  $G = 10.4 Kg/ml$  ... .. IPE120

$$\left\{ \begin{aligned} M_{ply.Rd} &= \frac{W_{pl.y} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(60.73)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 1296.8 daN.m \\ M_{plz.Rd} &= \frac{W_{pl.z} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(13.58)(2350) \times 10^{-2}}{1,1} = 290.54 daN.m \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left( \frac{602.28}{1296.8} \right)^2 + \left( \frac{46.47}{290.6} \right)^1$$

$$= 0.37 < 1 \dots \dots \dots \text{section vérifiée en flexion bi - axiale}$$

**5.4.3.2 Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

On a:  $A_{vz} = 6.3 cm^2$ ;  $A_{vy} = A - A_{vz} = 13.2 - 6.3 = 6.9 cm^2$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z.sd} &= \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{237.939 \times 4.5}{2} = 535.36 daN \\ V_{y.sd} &= 0.625 \times Q_{y.sd} \left( \frac{l}{2} \right) = 0.625 \times 73.44 \times 2.25 = 103.275 daN \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{plz.Rd} &= \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6.3 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 7771 daN \\ V_{ply.Rd} &= \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{6.9 \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 8510.66 daN \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z.sd} &= 535.36 daN \lll V_{plz.Rd} = 7771 daN \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ V_{y.sd} &= 103.275 daN \lll V_{ply.Rd} = 8510.66 daN \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

$\Rightarrow$  La section en **IPE120** est vérifiée.

**5.4.3.3 Vérification au déversement**

La stabilité des lisses concerne aussi la vérification au déversement. Dans notre cas la lisse de Pignon est soumise à un vent de pression c'est-à-dire la semelle extérieure est comprimée Sous l'action du vent et vu qu'elle est soutenu latéralement sur toute sa longueur, il n'y a pas

Donc le risque de déversement.

**5.4.4 Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

– Condition de vérification :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

❖ **Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :**

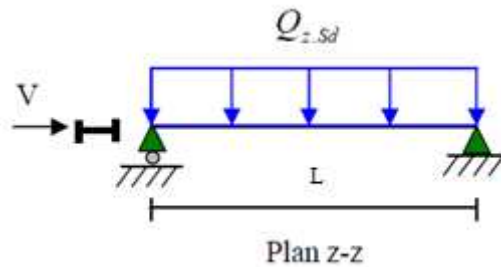


Figure III. 24 : flèche horizontale.

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{450}{200} = 2.25cm.$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{158.626 \times 10^{-2} \times (450)^4}{(2,1 \times 10^6)(317.8)} = 1.26cm < f_{adm} = 2.25cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :**

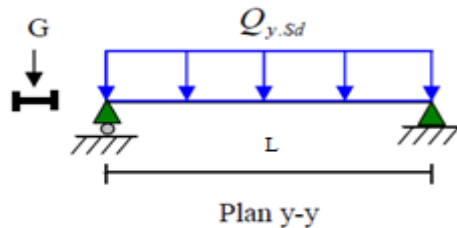


Figure III. 25 : flèche verticale.

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{225}{200} = 1.125cm.$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{G \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \frac{54.4 \cdot 10^{-2} \times (225)^4}{(2,1 \times 10^6)(27.65)} = 0,12cm \leq 1.125cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

⇒ Flèche vérifiée .

⇒ La lisse de pignon en **IPE120** est vérifiée à la sécurité.

### 5.4.5 Calculs des liernes de pignon :

#### 5.4.5.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1,25 Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 1,25 \times 73,44 \times 2,25 = 206,55 \text{ daN}$$

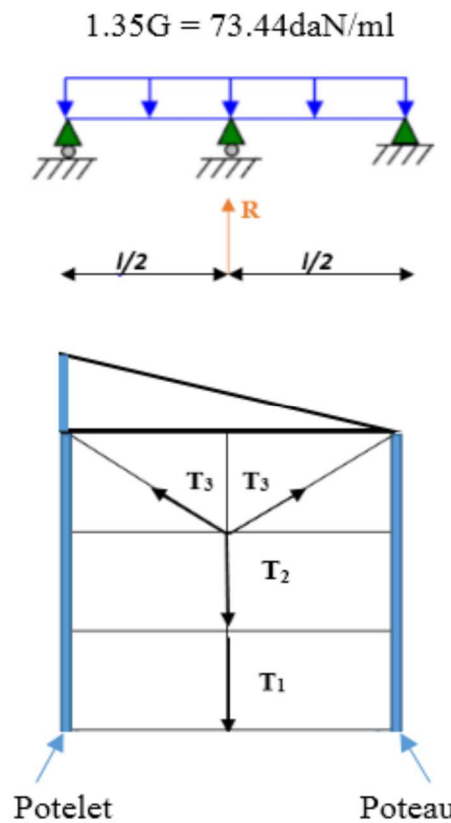


Figure III. 26: Efforts de traction dans le tronçon de lierne.

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{206,55}{2} = 103,275 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2,L3,L4,L5.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 206,55 + 103,275 = 309,825 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L3

$$\varphi = \arctg \frac{2}{2,25} = 41,63^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin 41,63} = \frac{309,825}{2 \sin(41,63)} = 233,19 \text{ daN}$$

Effort de traction	sa valeur (daN)
T <sub>1</sub>	103.275
T <sub>2</sub>	309.825
T <sub>3</sub>	233.19

Tableau III. 3 : Evaluation des efforts dans les liernes.

#### 5.4.5.2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L5 :

$$T_2 = N_{sd} = 309.825 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :  $N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{309.825 \times 1,1}{2350} = 0,145 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0,145 \text{ cm}^2 ; \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,145}{\pi}} = 0,429 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre

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

## 6 Etude des potelets

### 6.1 Définition

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les Différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous L'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée Par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers L'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

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

## 6.2 Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 7.5\text{m}$ .
- La longueur de la lisse  $L = 4.5\text{m}$
- L'entre axe des potelets  $e = 4.5\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n=3$ )
- Poids propre de bardage..... $12\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'isolants ..... $5\text{kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5\text{kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse (IPE120) .....  $10.4\text{kg/ml}$

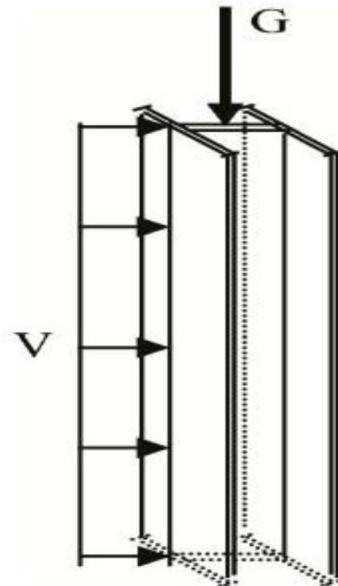


Figure III.27 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

## 6.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

### 6.3.1 Charges permanents G

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoires}}) \times \text{Stributaire}$$

$$G = (10.4 \times 4.5 \times 3) + (12 + 5 + 5) \times (4.5 \times 7.5)$$

$$G = 882.9 \text{ Kg}$$

$$G = 882.9 \text{ daN}$$

b) Surcharges climatiques V

$$V = 79.313 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 79.313 \times 4.5$$

$$V = 356.9 \text{ daN/ml}$$

6.4 Dimensionnement du potelet :

6.4.1 Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :  $V = 356.9 \text{ daN/ml}$ .

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 356.9 \times 10^{-2} \times 750^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1862.44$$

On choisit la section du profile dans les tableaux ayant au moins la valeur de  $I_y$  supérieure ou égale a la valeur trouve

Ce que correspond a un profilé IPE200. ( $I_y = 1943.2 \text{ cm}^4$ ).

Profile 200	Dimension							Caractéristique de profile					
	G	h	b	Tw	Tf	d	A	Wplz	Wply	Iy	Iz	iy	iz
	Kg /m	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>2</sup>
	22.4	200	100	5.6	8.5	159	28.5	44.6	220.6	1943.2	142.31	8.26	2.24

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de l’IPE 200

- Calcul de la charge permanent G (avec IPE200) :

$$G = 882.9 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 882.9 + (22.4 \times 7.5)$$

$$G = 1050.9 \text{ daN}$$

6.5 Vérification de la section à la résistance :

6.5.1 Incidence de l’effort tranchant

Si :

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

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 356.9 = 535.35 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd}x_l}{2} = \frac{535.35 \times 7.5}{2} = 2007.56$$

$$A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{14 \times \left( \frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 17268 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{2007.56}{17268} = 0.116 < 0.5 \rightarrow \text{OK}$$

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

### 6.5.2 Incidence de l'effort normale ;

$N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ . → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1050.9 = 1418.7 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 60886 = 15221.6 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 11.5 \times 2350 / 1.1 = 12284.1 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1418.7 \text{ daN} \leq \text{min}(15221.6; 12284.1) = 12284.1 \text{ daN} \rightarrow \text{OK}$$

→ l'incidence de l'effort normal peut être négligée.

### 6.5.3 Vérification à la flexion :

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

$M_{cy,Rd}$  : le moment résistant qui dépend de la classe de la section

- Classe de la section

La semelle :  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10\epsilon$

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

→ classe 1

L'âme :  $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 33\epsilon$

### La section et de classe 1

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 4712.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{535.35 \times 7.5^2}{8} = 3764.17 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3764.17 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 4712.8 \text{ daN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 6.6 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement):

Les formules utilisées pour la vérification est :

6.6.1 Le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}.N_{pl,Rd}} + \frac{k_y.M_{y, sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

6.6.2 Le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z.N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt}.M_{y, sd}}{\chi_{lt}.M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

- **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ;)$$

- **Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :**

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 7.5m.$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}}$$

$$\text{avec : } \phi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2)$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad (\beta_A=1 ; \text{section de classe 1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{750}{8.26} = 90.79$$

$$\text{et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \epsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{90.79}{93.9} = 0.97$$

➤ **courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } y-y \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

$$\phi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2) = 0.5(1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2) = 1.05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.05 + (1.05^2 - 0.97^2)^{0.5}} = 0.69.$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :**

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 2m \text{ (Entraxe des lisses)}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} \text{ avec : } \phi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2)$$

$$\text{et } \overline{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad (\beta_A=1 ; \text{classe 1})$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{200}{2.24} = 89.3$$

$$\text{et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{89.3}{93.9} = 0.95$$

➤ **courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{5} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

$$\Phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.95 - 0.2) + 0.95^2) = 1.08$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + (\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z)^{0.5}} = \frac{1}{1.08 + (1.08^2 - 0.95^2)^{0.5}} = 0.62$$

$$X_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.62; 0.69) = \mathbf{0.62}.$$

• **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement ;**

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{(C1) \left[1 + 1/20 \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{1/4}} = \frac{200/2.24}{1.132^2 \left[1 + 1/20 \left(\frac{200/2.24}{20/0.85}\right)^2\right]^{1/4}} = 73.3$$

C1 = 1.132 (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{73.3}{93.9} \times 1 = 0.78.$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.78 > 0.4 \rightarrow$  il ya de risque de déversement .

$$: \Phi_y = 0.5(1 + a_{lt}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\overline{\lambda}_{LT})^2) = 0.5[1 + 0.21(0.78 - 0.2) + 0.78^2] = 0.86$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\Phi_y + (\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.86 + (0.86^2 - 0.78^2)^{0.5}} = 0.82 < 1$$

$a_{lt} = 0.21$  pour la section laminées.

• **calcul des coefficients k :**

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.97 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{220.6 - 194.3}{194.3} = -1.22$$

avec :  $\beta_{My} = 1.3$  (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{(-1.22) \times 1418.7}{0.69 \times 28.5 \times 2350} = 1.03 \text{ avec } \mathbf{k_y \leq 1.5}$$

$$\mu_{LT} + 0.15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLt} - 0.15 = 0.15 \times 0.95 \times 1.3 - 0.15 = 0.035 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.03) \times 1418.7}{0.69 \times 28.5 \times 2350} = \mathbf{0.96}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 356.9 \times 7.5^2}{8} = 3586 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = 60886.4 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = 4712.8 \text{ daN.m}$$

➤ **Le flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1418.7}{0.62 \times 60886.4} + \frac{1.03 \times 3764.17}{4712.8} = 0.85 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{OK}$$

➤ **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} M_{y,sd}}{\chi_{lt} M_{pl,y,Rd}} = \frac{1418.7}{0.62 \times 60886.4} + \frac{0.96 \times 3764.17}{0.82 \times 4712.8} = 0.96 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{OK}$$

**Donc L' IPE 200 convient comme potelet.**

## 7 CONCLUSION

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

- **Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :**

- **Les pannes : IPE 140**
- **L'échantignole : épaisseur de e = 10 cm.**
- **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm**
- **Les lisses du long-pan : IPE 120**
- **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm**
- **Les lisses du pignon : IPE 120**
- **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre  $\phi = 10$  mm**
- **Les potelets : IPE 200**

## 1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

## 2 Dispositions des contreventements

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique Principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une Poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

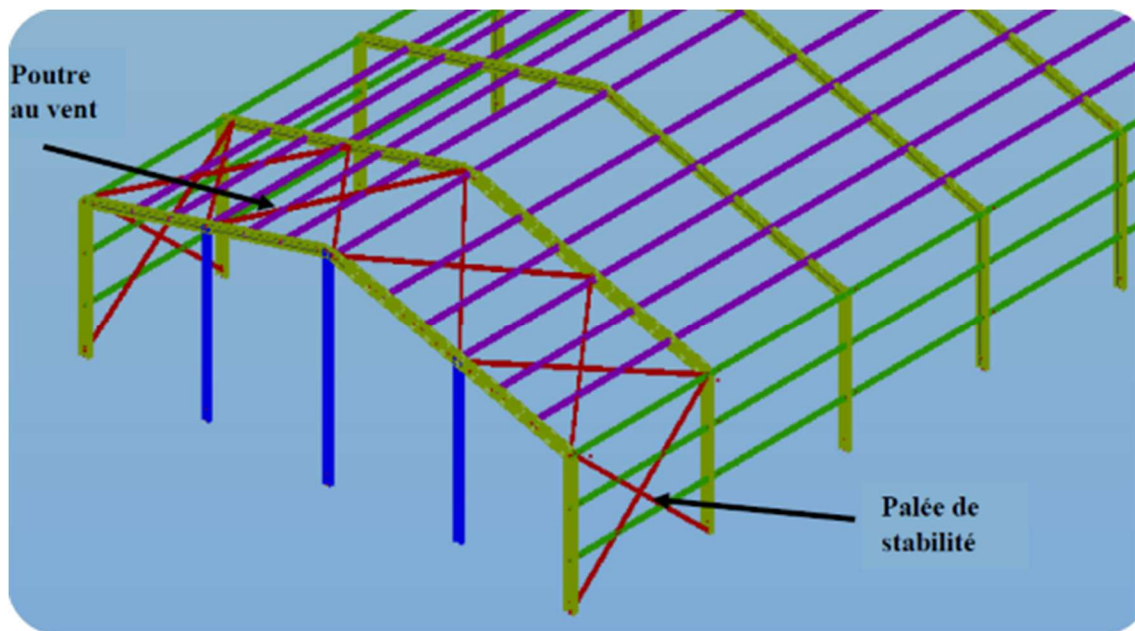


Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.

## 3 Calcul de la poutre au vent en pignon

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

### 3.1 Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

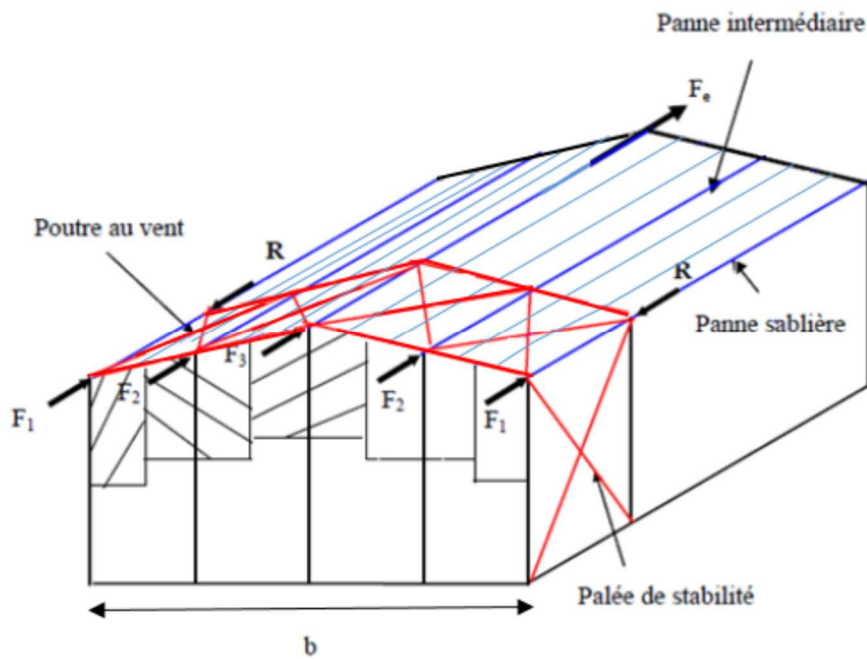


Figure IV.2 : Effort du vent sur les pignons.

3.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets.

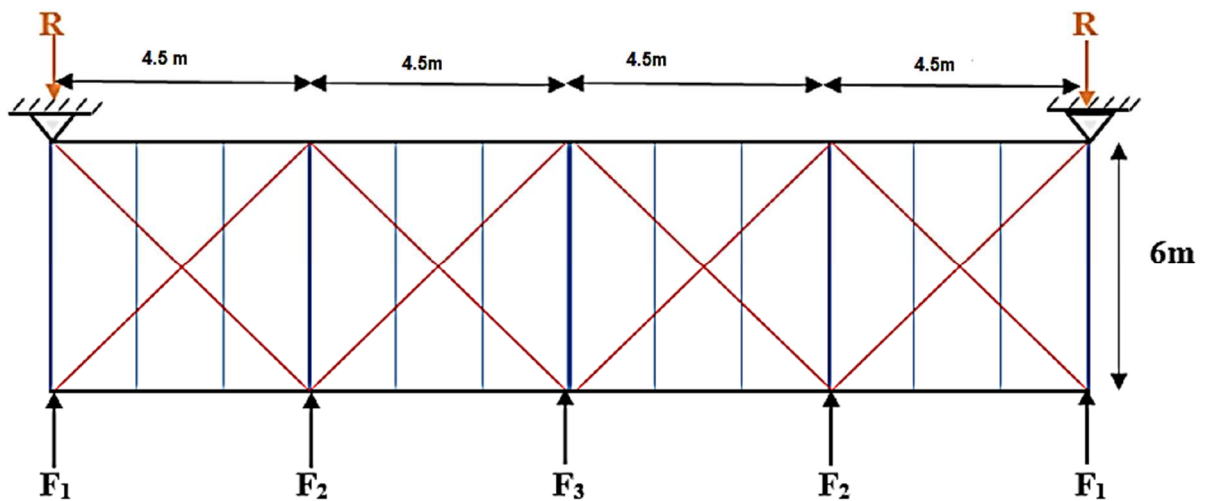


Figure IV.3 : efforts horizontaux en tête des potelets

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre2) :

– La valeur de  $C_e$  est donnée ci-dessous



– Le coefficient de réduction:

$$\Sigma C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

– La pression dynamique  $q_h$  :

$$q_h = q_{réf} \cdot C_{ex} = 37.5 \times 1.627 = \frac{61.01[daN/m^2]daN}{m^2} \text{ avec :}$$

$$C_{ex} = 1.627$$

– La pression du vent

$$V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 61.01 \times 1.1 = 67.11 daN/m^2 \text{ avec : } C_d = 1$$

Surface de frottement de la toiture

$$S_{fr} = 56 \times 9.12 \times 2 = 1021.44 m^2$$

$$F_{fr} = 61.01 \times 0.04 \times 1021.44 = 2492.72 daN$$

- Les hauteurs  $h$

$$h_1 = 6.00m ; h_2 = 6.75m ; h_3 = 7.5m.$$

### 3.2.1 Calcul des efforts horizontaux $F_i$ :

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left( 67.11 \times \frac{7}{2} \times \frac{18}{8} \right) + \frac{2492.72}{8} = 840.08 daN$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 67.11 \times \frac{6.75}{2} \times \frac{18}{4} \right) + \frac{2492.72}{4} = 1631.08 daN$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 67.11 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{18}{4} \right) + \frac{2492.72}{4} = 1755.66 daN$$

### 3.2.2 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales

Comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

- Par la méthode des coupures.

On établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné

Comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{\Sigma F_i}{2} = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 840.08 + 2 \times 1631.08 + 1755.66}{2} = 3348.99 daN$$

$$\tan\theta = \frac{4.5}{6} = \text{arctag} \frac{4.5}{6} = 36.7^\circ$$

$$\text{D'ou } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{3348.99 - 840.08}{\cos 36.7} = 3136.14 daN \quad N_{sd} = 1.5 \times F_d = 4390.596 daN.$$

3.2.3 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{43.90 \times 1.1}{23.5} = 2.05 \text{ cm}^2$$

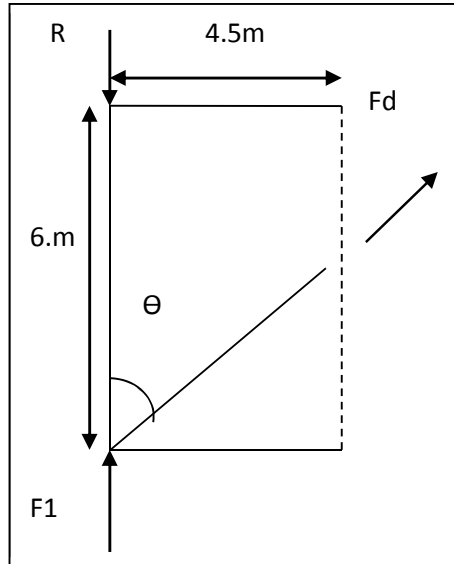


Figure IV.4 : L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité.

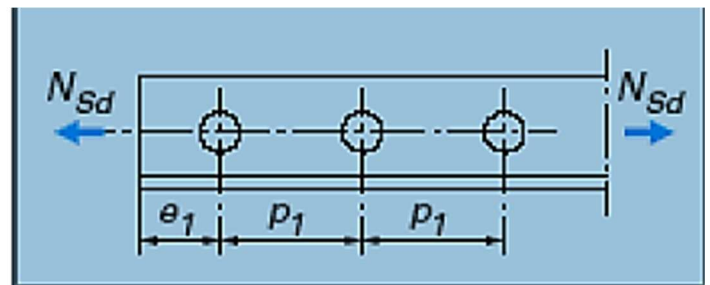
Pour des raisons de pratique one opte pour une cornière isolée de 45x45x5 d'une section ( $A = 4.30 \text{ cm}^2$ ) avec un boulon de 12mm et trous de 13mm .

Section nette :  $A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$

3.2.4 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou

plus  $N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$



Où  $\beta$  est le coefficient min orateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

Tableau IV.1: Coefficients min orateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .

**Exemple : attache de 3 boulons ou plus**

$$P = 100mm ; e = 25mm$$

$$P1 = 100mm > 5d0 = 5 \times 13 = 65mm$$

Avec : d0=13mm diamètre de trous

$$Donc : \beta = \beta3 = 0.7$$

$$N_{URd} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 daN.$$

$$Nsd = 43.90KN < NuRd = 73.58KN \dots \dots \dots OK$$

**3.3 Conclusion**

Une cornière isolée de **L45x45x5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

$$\left( \frac{M_{ysd}}{M_{NyRd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2.E$  et  $\beta=5n \geq 1$

$$n = \frac{Nsd}{N_{pl.Rd}}$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left( \frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right) \quad \text{et} \quad M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \left[ 1 - \left( \frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha} \right) \right]$$

$A_w = A - 2b.t_f$  ; aire de l'ame

$$\alpha: \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

**4.1 Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire**

4.1.1 Flexion déviée : (voir le calcul chapitre 02).

$$G = 37.84 daN/ml$$

$$N = 13.44 daN/ml$$

4.1.2 Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V=F2 = 1631.08 daN$$

**4.1.3 Combinaison de charge**

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 51.084 + 18.144 = 69.228 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 69.228 \times \cos(9.46) = 68.29 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{68.29 \times 6^2}{8} = 307.305 \text{ daN.m}$$

$$Q_{Y, sd} = Q_{sd} \times \sin \theta = 69.228 \times \sin 9.46 = 11.39 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{11.39 \times (6/2)^2}{8} = 12.81 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (1631.08) = 2201.958 \text{ daN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl, Rd} = 2201.958 / 35036.36 = 0.063 \text{ donc } \beta = 5n = 0.31$$

Si  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl, Rd} \longrightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

**Remarque :** à mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

**4.2 Incidence de l'effort normal**

Si :  $N_{sd} < \min (0.25N_{pl, Rd} ; 0.5Aw \cdot f_y / \gamma m_0)$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.

$$0.25N_{pl, Rd} = 0.25 \times 35036.36 = 8759.09 \text{ daN}$$

$$Aw = A - 2b \cdot t_f = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 = 6.326 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5Aw \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 6.326 \times 2350}{1.1} = 6757.31 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2201.958 \text{ daN} < \min(8759.0 ; 6757.31) = 6757.31 \text{ daN}$$

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

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{ny, RD} = M_{ply, Rd} \quad . \quad M_{nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

**4.2.1 La formule de vérification est suivante :**

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

$$a=2; \beta=5n \geq 1; \quad n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = \frac{2201.958}{35036.36} = 0.06$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.06 = 0.31$$

$$\left[ \frac{307.305}{1887.26} \right]^2 + \left[ \frac{12.82}{411.25} \right]^{0.31} = 0.36 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

**Semelle supérieure :**

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

**Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

**5.1 Combinaison à l'ELU**

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$

Avec :

$$G = 37.84 \text{ daN/ml} : \text{Charge permanente}$$

$$V = -126.11 \text{ daN/ml} : \text{Vent de soulèvement (chapitre: calcul des pannes)}$$

$$V' = F_2 = 1631.08 \text{ daN} : \text{Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (Montant de la poutre au vent).}$$

**5.2 Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes**

**5.2.1 Flexion déviée composée avec risque de flambement**

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

**a) Flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl, z, Rd} = 411.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y, Rd} = 1887 \text{ daN.m}$$

**b) Charge de flexion :** chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_z = -151.84 \text{ daN/ml} \quad M_{y, sd} = 683.28 \text{ daN.m}$$

$$Q_y = 6.21 \text{ daN/ml} \quad M_{z, sd} = 8.11 \text{ daN.m}$$

**c) Charge de compression :** (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5V' = 2446.62 \text{ daN}$$

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

➤ **Longueur de flambement**

$$l_y = L = 600 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de l'élancement**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.53$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_A})^{0.5} := 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104.53}{93.9} = 1.11$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'*Eurocode 3*, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

**Courbe de flambement**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 140/73 = 1.91 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement } (a) ; \alpha = 0,21$$

Facteur de réduction :

$$\chi_y = 0.5892 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

- **Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)**

➤ **Longueur de flambement**

$$l_z = L = 300 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.81$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93.9 \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_A})^{0,5} ;= 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

• **Calcul d'élancement réduit**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{181.81}{93.9} = 1.94$$

➤ **Choix de la courbe de flambement**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 140/73 = 1.91 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$$

Facteur de réduction :

$\chi_z = 0.2211$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.592 ; 0.2211) = \mathbf{0.2211}$$

• **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $L_T$**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_A})^{0,5} ;= 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$\lambda_{LT}$ : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\text{➤ } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{avec } i_z = 1,65 \text{ cm} ; h = 14 \text{ cm} ; t_f = 0,69 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1,65}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{300/1,65}{14/0,69} \right)^2 \right]^{0,25}} = 114.19$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{168.17}{93,9} = 1,21 \geq 0.4 \quad \rightarrow \text{ya un risque de deversement}$$

Courbe **a**  $\rightarrow \alpha = 0.21 \quad \chi_{LT} = \mathbf{0.5237}$  ..... (ANEXE 6)

• **Calcul des coefficients  $k_y$  :**

• : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

• Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = 1.11(2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{88.34 - 77.32}{77.32} \right) = -1.55 + 0.14 = -1.4$$

$$\mu_y = -1.4 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.4 \times 2446.62}{0.5892 \times 2350 \times 16.4} = 1.15 < 1.5$$

• Calcul des coefficients *kLT* :

- $\beta_{ML}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:  $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.94 \times 1.3 - 0.15 = 0.2283$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.2283 \times 2446.62}{0.2211 \times 16.4 \times 2350} = 1 - 0.065 = 0.93$$

• Calcul des coefficients *kz* :

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:  $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} \times -W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1.94 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{19.25 - 12.31}{12.31} \right)$$

$$\mu_z = -2.716 + 0.563 = -2.153$$

$$\mu_z = -2.153 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-2.153 \times 2446.62}{0.2211 \times 16.4 \times 2350} = 1.61$$

5.3 Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_y, sd}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_z, sd}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2446.62}{0.2211 \times 35036.36} + \frac{1.15 \times 683.28}{1886.40} + \frac{1.61 \times 8.11}{412.31} = 0.76 < 1 \dots \dots \dots \text{ok}$$

5.4 Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_y, sd}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_z, sd}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2446.62}{0.2211 \times 35036.36} + \frac{0.93 \times 683.28}{0.5237 \times 1886.40} + \frac{1.61 \times 8.11}{412.31} = 0.98 < 1 \dots \dots \dots \text{ok}$$

**Conclusion**

Le profilé choisi **IPE 140** est adéquat comme panne de toiture.

**6 Calcul de la palée de stabilité en long pan**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

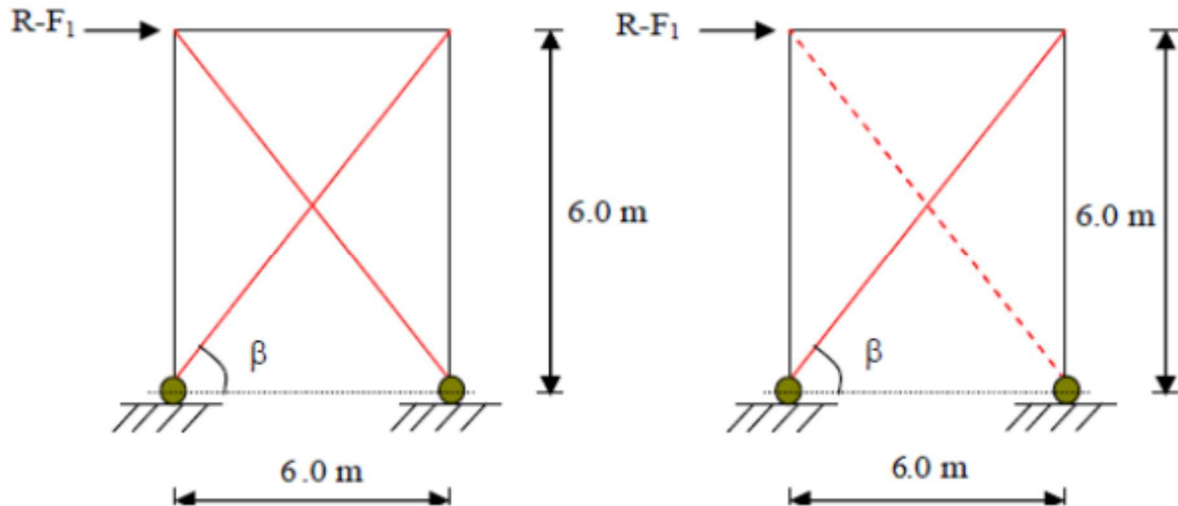


Figure. IV.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

6.1 Par la méthode des coupures

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6}{6} = 1; \quad \beta = 45^\circ$$

$$\text{D'où } N = \frac{R-F}{\cos \beta} = \frac{3384.99-840.08}{\cos 45} = 3599.04 \text{Kg}$$

- Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 3599.04 = 5398.56 \text{ daN}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5398.56 \times 1.1}{2350} = 2.53 \text{cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de  $\times 5$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L45x45x5** ( $A = 4.30 \text{cm}^2$ )

Section nette :

$$A_{nette} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{cm}^2$$

6.2 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

: Attache de 3 boulons ou plus :

$$P = 100\text{mm} ; e = 25\text{mm}$$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

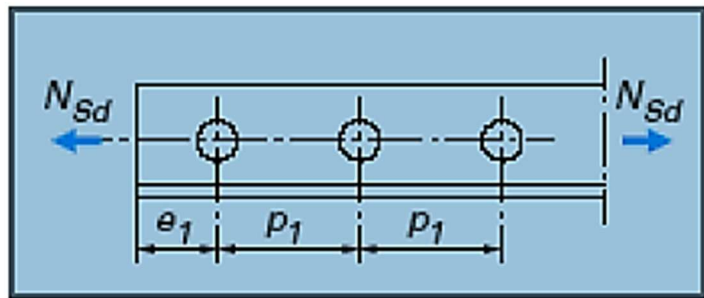
Avec :  $d_0 = 13\text{mm}$  diamètre de trous

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{uRd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$= \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358\text{daN}$$

$$N_{sd} = 5398.56 < N_{uRd} = 7358\text{daN} \dots \dots \dots \text{OK}$$



**CONCLUSION**

Une cornière isolée de **L4545X5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

## **1 INTRODUCTION**

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composée de Traverses (Ou fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80 m), et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m).
- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc....)
- Du procédés technologique utilisé par le constructeur.

## **2 Caractéristiques du portique étudié**

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux :  $h = 6\text{m}$
- La hauteur de faitage :  $H = 7.5\text{m}$
- La portée entre les poteaux :  $b = 18\text{m}$
- La longueur des traverses :  $s = 9.124\text{m}$ - L'entraxe des portiques :  $L = 6\text{m}$

## **3 Efforts sollicitant le portique :**

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

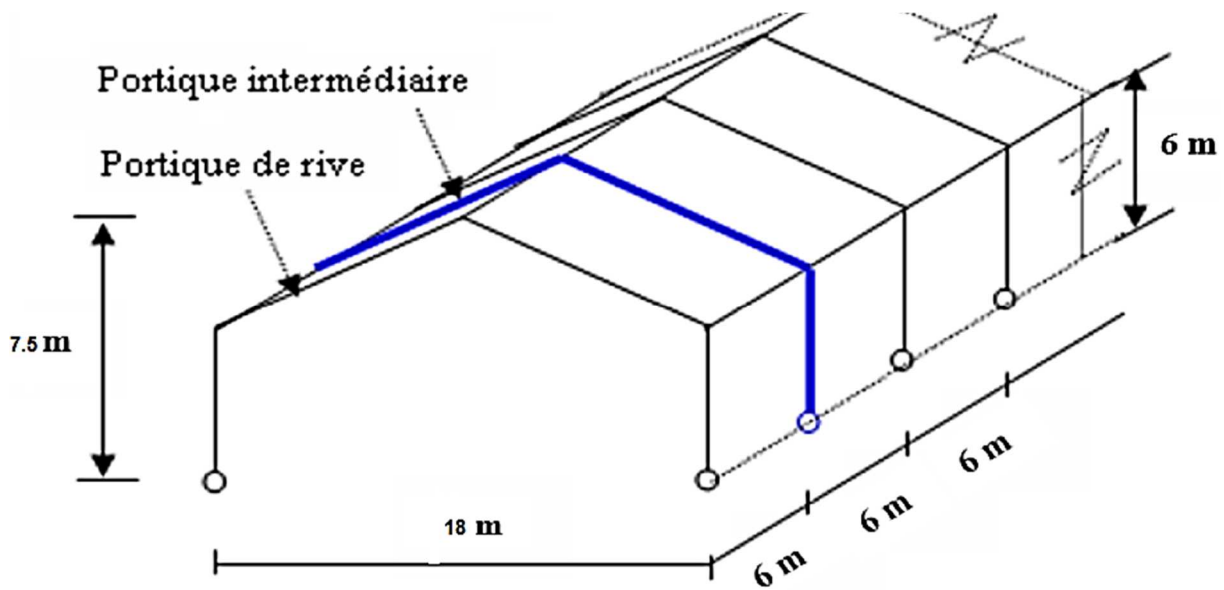


Figure V.1 : Vue du portique en 3D.

**3.1 Charges permanentes :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) .....12 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (IPE 140) ... .....12.9kg/ml /1.52 = 8.49 kg/m<sup>2</sup>
- Traverse (estimée).....12 kg/m<sup>2</sup>

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 8.49 + 12$$

$$G = 37.49 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : L = 6m

$$G = 37.49 \times 6$$

$$G = 224.94 \text{ kg/ml}$$

3.2 V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

N = 8.96/m<sup>2</sup> (par projection horizontale)

$$N = 8.96 \times 6$$

$$N = 53.76 \text{ Kg/ml}$$

**.3.2 Effet du vent : (voir CH.2)**

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)

-  $q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

- **Parois verticales : (grand face sud↓)**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Ph daN/ml
<b>D</b>	61.01	+0,8	-0.22	1.02	62.23	373.38
<b>A</b>	61.01	-1	-0.22	-0,78	-47.58	-285.48
<b>B</b>	61.01	-0,8	-0.22	-0,58	-35.38	-212.28
<b>C</b>	61.01	-0,5	-0.22	-0,28	-17.08	-102.48
<b>E</b>	61.01	-0,3	-0.22	-0,08	-4,88	-29.28

**Tableau V.1** : Pressions sur les parois verticales - Direction V

- **Toiture :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	$q_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$p_h$ [daN/m <sup>2</sup> ]	Ph (daN/ml)
<b>F</b>	61.01	-1.58	-0,22	-1.36	-82.97	-497.82
<b>G</b>	61.01	-1.024	-0,22	-0.804	-49.05	-288.3
<b>H</b>	61.01	0.468	-0,22	0.688	41.97	251.82
<b>I</b>	61.01	-0,344	-0,22	-0.124	-7.56	-45.39
<b>J</b>	61.01	-0.608	-0,22	-0.388	-23.67	-142.02

**Tableau V.2** : Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent.

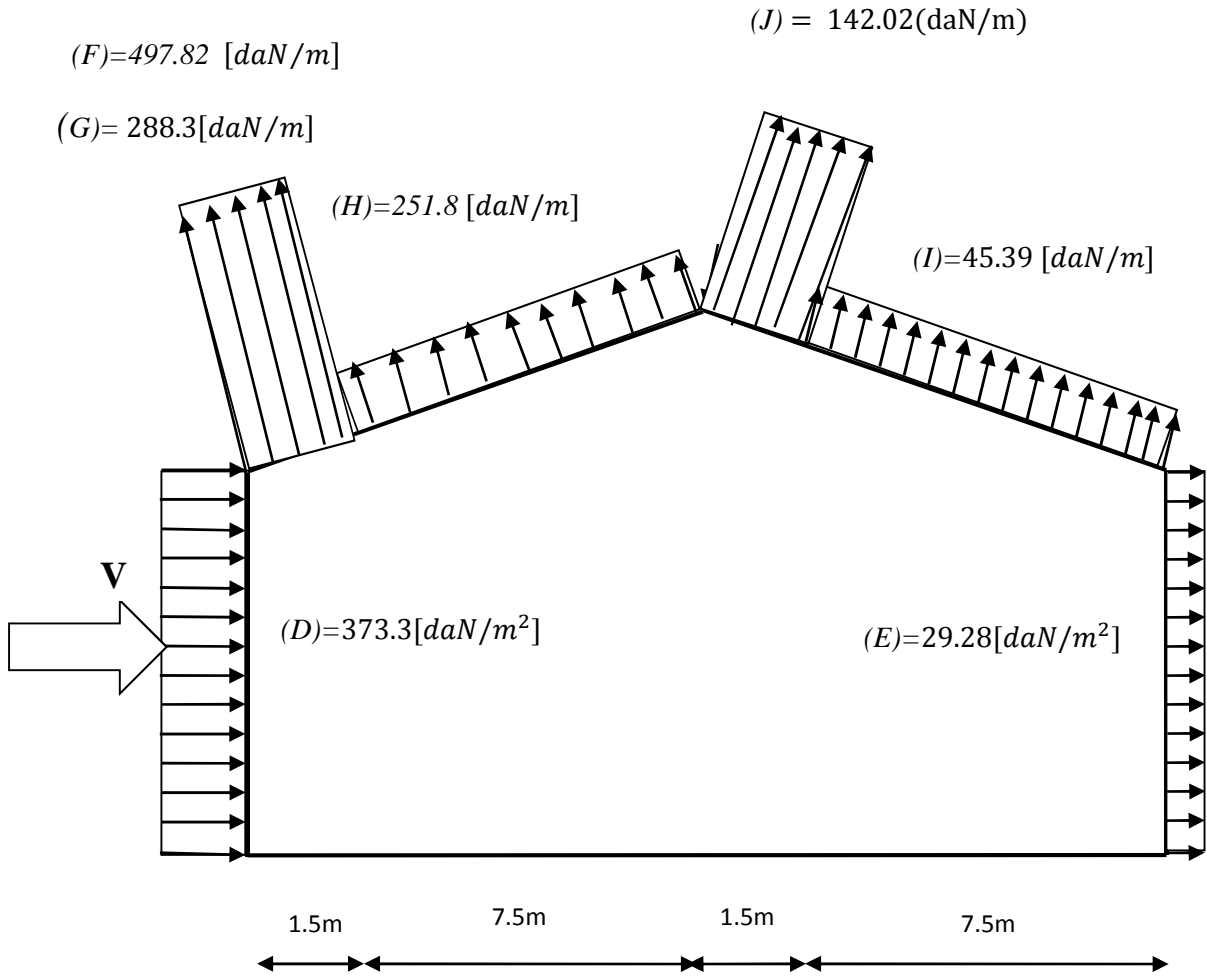


Figure V .2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire-direction du vent V1

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(288.3 \times 1.5) + (251.8 \times 7.5)}{9} = 257.88 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(142.02 \times 1.5) + (45.39 \times 7.5)}{9} = 61.50 \text{ daN/ml}$$

Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

Charge équivalente du vent  $W = \frac{257.88 + 61.50}{2} = 159.7 \text{ daN/m}$

#### 4 Calcul des efforts internes

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RDM, on calcul les efforts de notre portique.

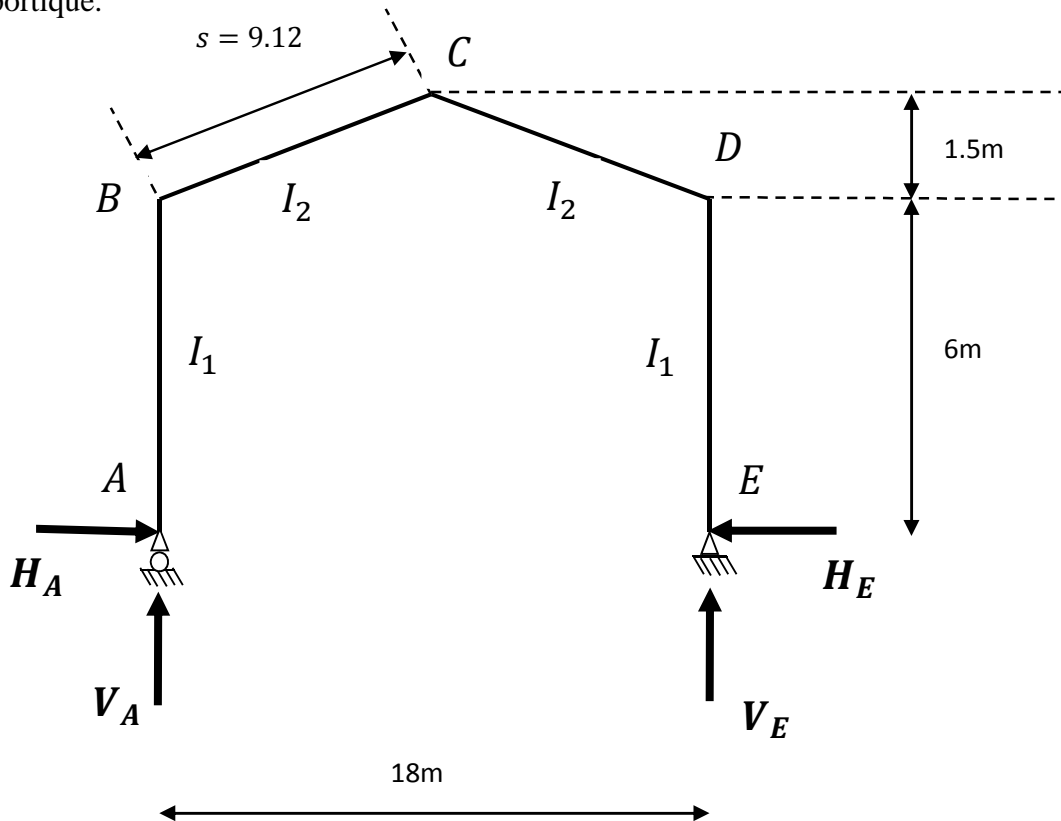


Figure V.3: efforts internes

$$\cos \alpha = \frac{9}{s} \rightarrow s = \frac{9}{\cos 9.46} = 9.12 \text{ m}$$

On assume  $I_1 = I_2$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{I_1 \cdot h}{I_2 \cdot h} = \frac{h}{s} = \frac{6}{9.12} = 0.65$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.5}{6} = 0.25$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.65 + 3 + 3 \times 0.25 + 0.25^2 = 4.46$$

## 4.1 Charges verticales vers le bas (G;N):

On procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 1 \text{ daN/ml}$

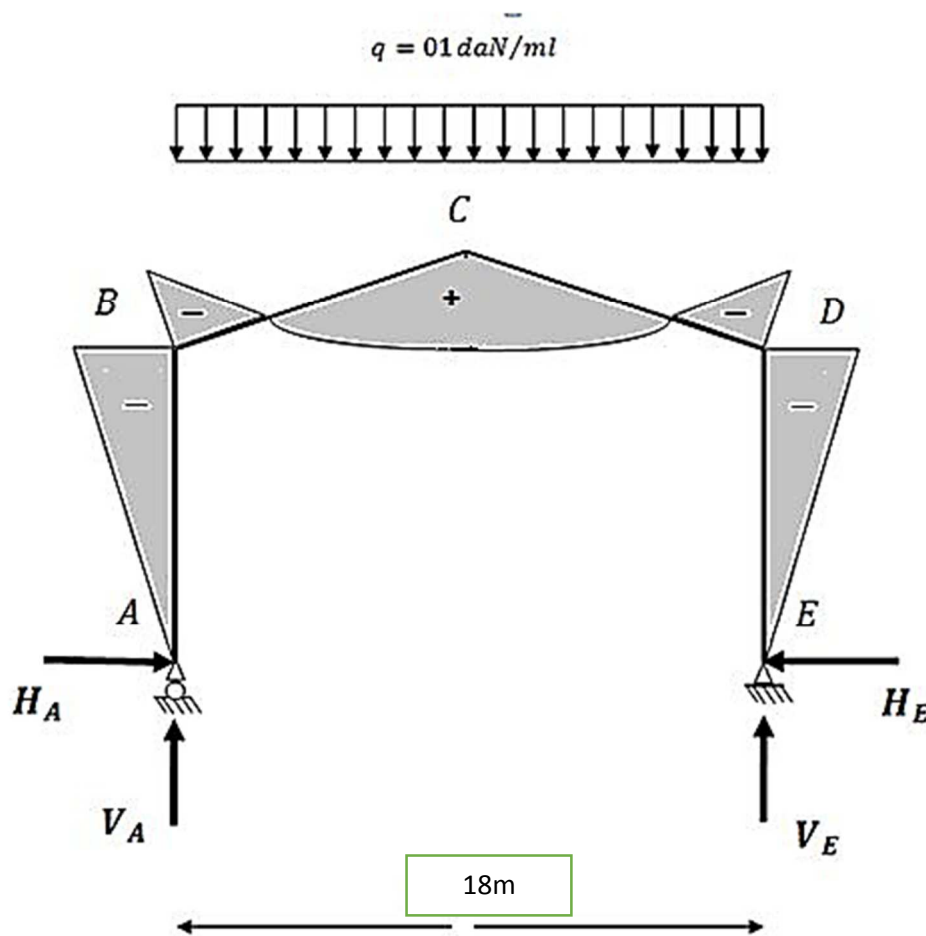


Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0.25)}{4 \times 4.46} = 0.51$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.51(1 + 0.25) = 0.3625$$

On trouve les valeurs internes suivantes :

- $H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.51 \times \frac{1 \times 18^2}{8 \times 6} = 3.44 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 18}{2} = 9 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.51 \frac{1 \times 18^2}{8} = -20.655 \text{ daN.m}$

▪  $M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.3625 \frac{1 \times 18^2}{8} = 14.68 daN.m$

4.2 Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :

Calcul sous une charge unitaire :  $q=1 daN/ml$

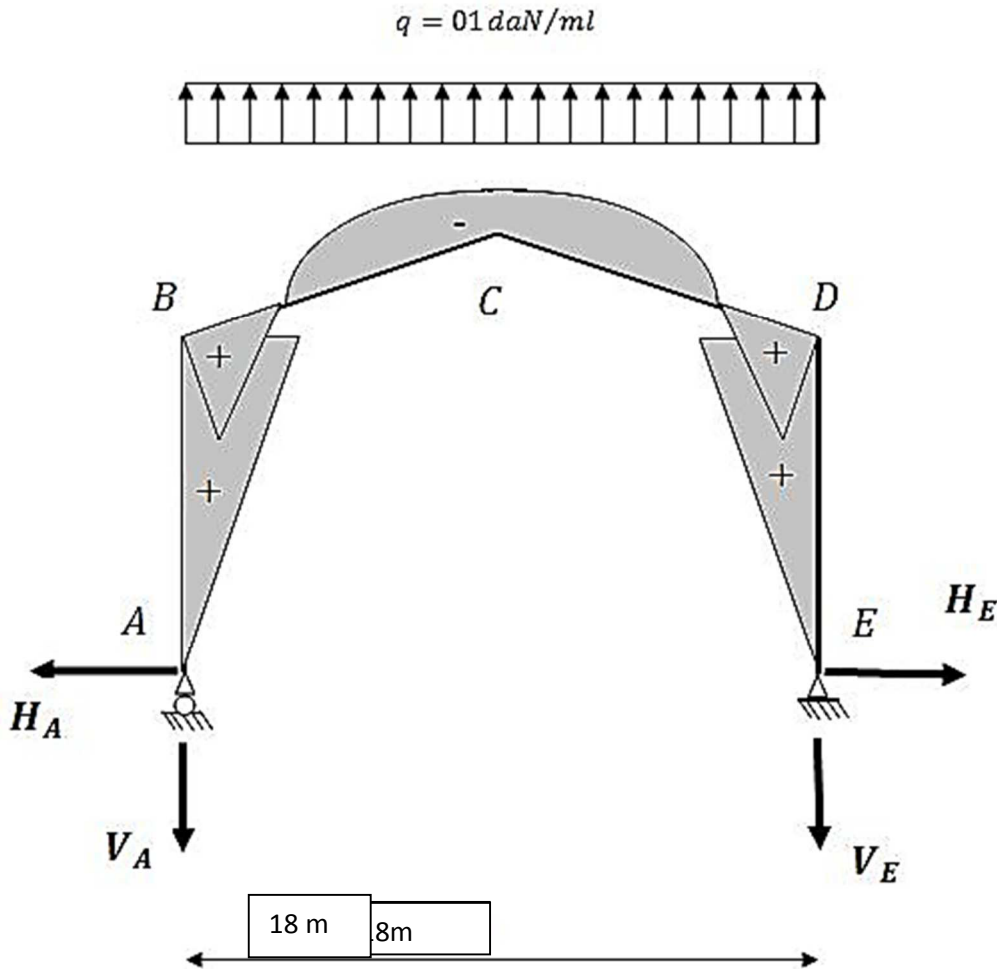


Figure V.5: charges verticaux vers le haut (efforts internes)

- ✓  $H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.51 \times \frac{1 \times 18^2}{8 \times 8} = 3.44 daN$
- ✓  $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 18}{2} = 9 daN$
- ✓  $M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.51 \times \frac{1 \times 18^2}{8} = 20.65 daN.m$
- ✓  $M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.3625 \frac{1 \times 18^2}{8} = -14.68 daN.m$

4.3 Vent horizontal (pression) :

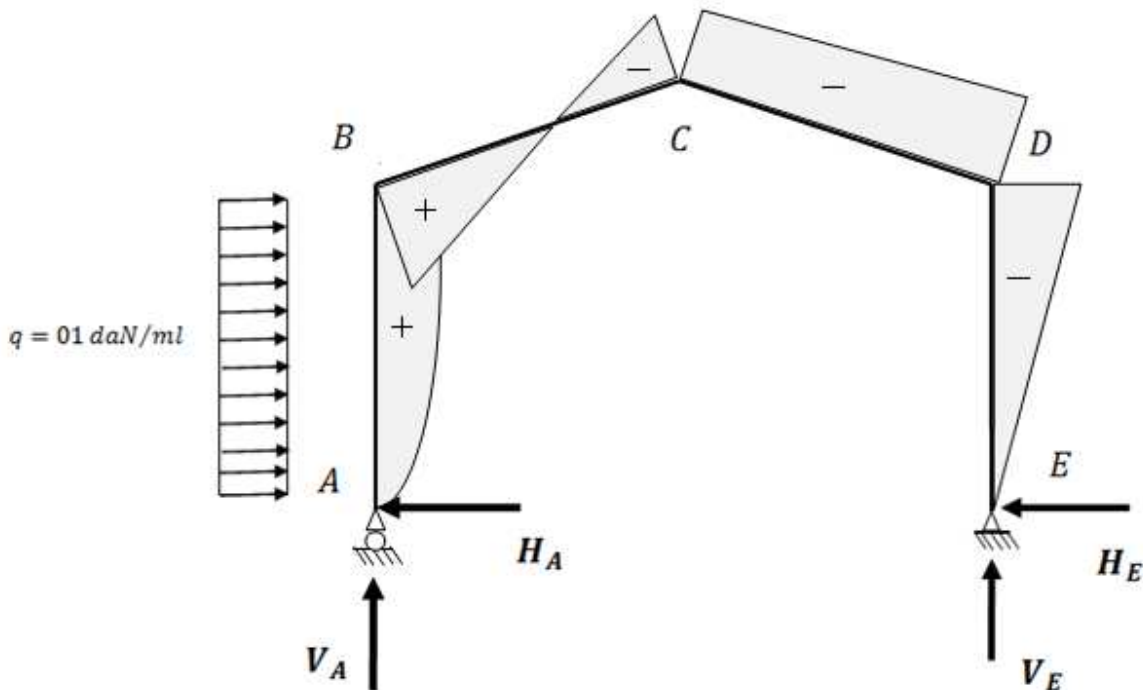


Figure V.6 : vent horizontal (pression)

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.65) + 12 + (6 \times 0.25)}{8 \times 4.46} = 0.47$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.47 = 0.53$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) - 1/2 = 0.47(1 + 0.25) - 1/2 = 0.08$$

- $H_E = \delta \frac{qh}{2} = 0.47 \frac{1 \times 6}{2} = 1.41 daN$
- $H_A = q \cdot h - H_E = 1 \times 6 - 1.41 = 4.59 daN$
- $V_A = V_E = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 6^2}{2 \times 18} = 1 daN$
- $M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.53 \frac{1 \times 6^2}{2} = 9.54 daN \cdot m$
- $M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.47 \frac{1 \times 6^2}{2} = -8.46 daN \cdot m$
- $M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.08 \frac{1 \times 6^2}{2} = -1.44 daN \cdot m$

4.4 Vent horizontal (dépression)

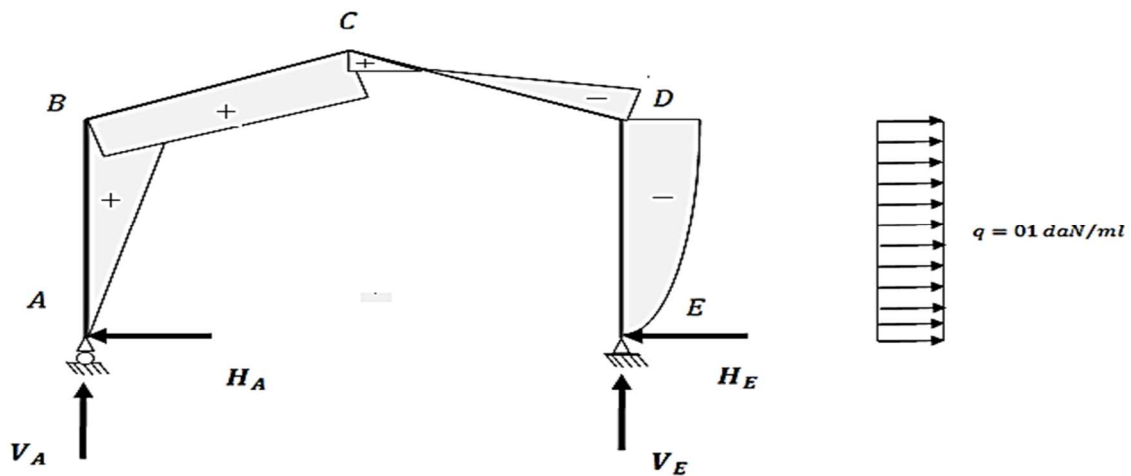


Figure V.7 : vent horizontal (dépression)

- $H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.47 \frac{1 \times 6}{2} = 1.41 daN$
- $H_E = q \cdot h - H_A = 1 \times 6 - 1.47 = 4.45 daN$
- $V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 6^2}{2 \times 18} = -1 daN$
- $M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -0.53 \frac{1 \times 6^2}{2} = -9.54 daN \cdot m$
- $M_B = \delta \frac{qh^2}{2} = 0.47 \frac{1 \times 6^2}{2} = 8.46 daN \cdot m$
- $M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0.08 \frac{1 \times 6^2}{2} = 1.44 daN \cdot m$

5 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous charge unitaire :

		Réactions d'appuis [daN]			
Actions	Q [daN/ml]	HA	HE	VA	VE
G	01	3.44	-3.44	9	9
N	01	3.44	-3.44	9	9
V <sub>1</sub> (Horizontale)	01	-1,4	-4.45	-1	1
V <sub>2</sub> (soulèvement)	01	-3.44	3.44	-9	-9

Tableau. V.3 : Réactions d'appuis sous charge unitaire.

		Moments [daN.m]		
Actions	Q [daN/ml]	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	01	-20.65	14.68	-20.65
N	01	-20.65	14.68	-20.65
V <sub>1</sub> (Horizontale)	01	8.46	1.44	-9.56
V <sub>2</sub> (soulèvement)	01	20.650	-14.68	20.650

Tableau. V.4 : Valeurs des Moments sous charge unitaire.

**b) Efforts internes sous charges réelles**

		Réactions d'appuis (daN)			
actions	q(daN/ml)	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
G	224.94	842.6	-842.6	2024.46	2024.46
N	53.76	184.93	-184.93	483.84	483.84
V <sub>1X</sub> (horizontal pression)	373.3	-526.35	-1661.85	-373.3	373.3
V <sub>2X</sub> (soulèvement)	159.7	-549.368	549.368	-1437.3	-1437.3
V <sub>RX</sub> = V <sub>1X</sub> + V <sub>2X</sub>	/	-1075.71	-1112.482	-1810.6	-1064

Tableau V.5 : réactions d'appuis sous charges réelles

actions	q (daN/ml)	Moments (daN.m)		
		M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	224.94	-4645.011	3302.119	-4645.011
N	53.76	-1110.144	789.1968	-1110.144
V <sub>1X</sub> (horizontal pression)	373.3	3158.118	537.552	-3568.748
V <sub>2X</sub> (soulèvement)	159.7	3297.805	-2344.396	3297.805
V <sub>RX</sub> = V <sub>1X</sub> + V <sub>2X</sub>	/	6455.923	-1806.844	-270.943

Tableau V.6 : valeurs des moments sous charges réelles

c) Combinaisons à l'ELU

combinaisons	Réactions d'appuis (daN)			
	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
1.35G+1.5N	1414.905	-1414.905	3458.781	3458.781
1.35G+1.5N+1.35V <sub>RX</sub>	-65.043	-2889.0162	941.895	1949.805
G+1.5V <sub>RX</sub>	-770.965	-2511.323	-691.44	428.46

Tableau V.7 : combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

combinaisons	Moments (daN.m)		
	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
1.35G+1.5N	-7935.98	5641.655	-7935.980
1.35G+1.35N+1.35V <sub>RX</sub>	946.0368	-3084.037	-8135.2323
G+1.5V <sub>RX</sub>	5038.87	591.853	-5051.4255

Tableau V.8 : combinaisons à l'ELU pour les moments

### 6 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$

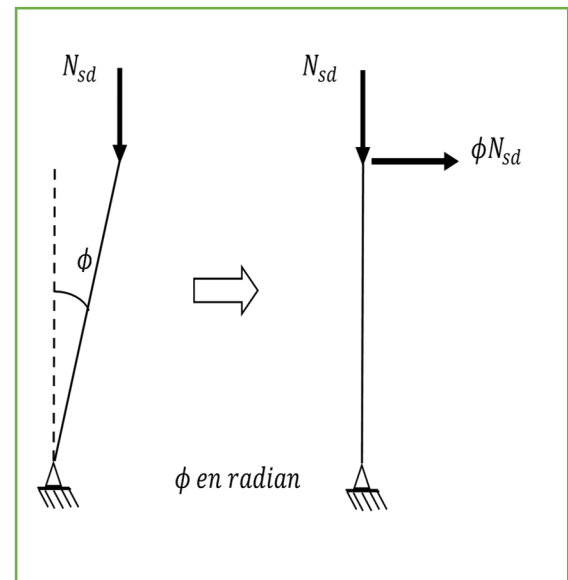


Figure. V.8 : Imperfection géométrique.

Avec :

- $H_{eq}$  : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- $N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.
- $\phi$  : Défaut initial d'aplomb.
- $\phi_0$  : Valeur de base.
- $\alpha_h$  : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- $\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 7.5m$  : Hauteur de la structure.

$m = 2$  : Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0,866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{7,5} = 0,730$$

$$\phi = \frac{0,866 \times 0,730}{200} = 0,0032$$

**6.1 Modélisation avec les imperfections :**

a) Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	<b>H<sub>A</sub></b>	<b>V<sub>A</sub></b>	<b>H<sub>E</sub></b>	<b>V<sub>E</sub></b>	<b>H</b>	<b>V</b>
<b>Comb. 01</b>	14.15	34.6	-14.15	34.6	0	69.2
<b>Comb. 02</b>	-0.65	9.41	-28.9	19.5	-29.55	28.91
<b>Comb. 03</b>	-7.71	-6.91	-25.11	4.3	-32.82	-2.61

**Tableau. V.9 :** Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si :  $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H  \geq 0,15  V $
<b>Comb. 01</b>	10.38	Non
<b>Comb. 02</b>	4.34	OUI
<b>Comb. 03</b>	-0.39	Oui

**Tableau. V.10 :** Prise en compte des défauts d'aplomb.

**Remarque :** Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 & 03 car la condition  $|H| \geq 0,15 |V|$  est vérifiée.

b) Efforts équivalent en tête des poteaux :

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	$N_{sd}$	$H_{eq} = \phi N_{sd}$	$N_{sd}$	$H_{eq} = \phi N_{sd}$
<b>Comb. 01</b> 1.35G+1.5N	34.6	0.11	34.6	0.11

Tableau. V.11 : Efforts équivalent en tête poteaux.

6.2 Calcul des efforts internes additionnels

a) Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 2 \times 0.11 = 0.22 \text{KN}$$

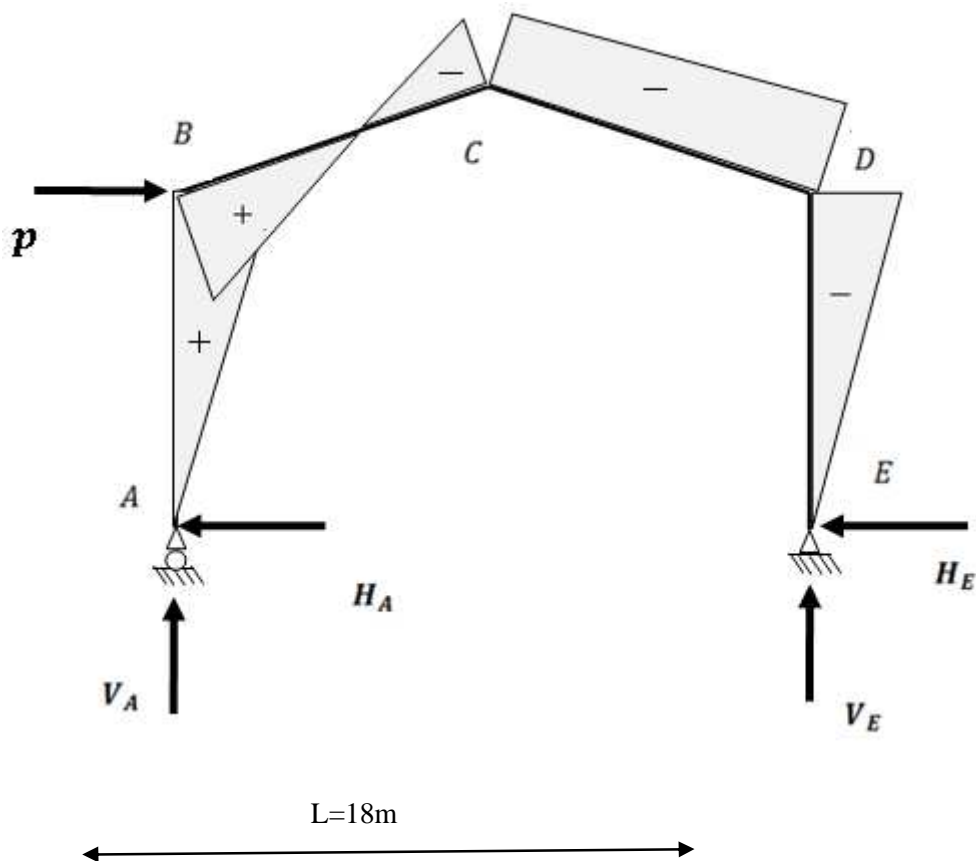


Figure. V.9 : Effort horizontale en tête du poteau

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0,25(3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,46} \right] = 0,5488$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0,25(3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,46} \right] = 0,4509$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[ 1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,25}{2} \left[ 1 - \frac{(1 + 0,25)(3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,46} \right] = 0,063$$

- $H_A = \beta P = 0,5488 \times 0,22 = 0,12 \text{KN}$
- $H_E = P - H_A = 0,22 - 0,1207 = 0,1 \text{KN}$
- $V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,22 \times 6}{18} = -0,07 \text{KN}$
- $M_B = \beta Ph = 0,5488 \times 0,22 \times 6 = 0,72 \text{kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0,4509 \times 0,22 \times 6 = -0,6 \text{kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0,063 \times 0,22 \times 6 = -0,08 \text{kN.m}$ .

### 6.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ :

Combinaisons	Réactions d'appuis [kN]			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1,35G + 1,5N	14.15	-14.15	34.6	34.6
P	-0.21	-0.17	0,14	-0,14
1,35G + 1,5N + P	13.94	-14.32	34.74	34.46
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	-0.91	28.83	9.55	19.36
G + 1,5V <sub>3</sub>	-7.7	-25.11	-6.91	4.28

Tableau. V.12 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

Combinaisons	Moments [kN.m]		
	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1,35G + 1,5N	-79.35	56.1	-79.35
P	0.72	-0.08	-0,6
1,35G + 1,5N + P	-78.63	56.33	-80
1,35G + 1,35N + 1,35V <sub>3</sub> + P	10.18	-30.92	-82
G + 1,5V <sub>3</sub>	50.38	5.91	-50.51

Tableau. V.13 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de  $H_{eq}$ .

## 7 Choix de la méthode d'analyse

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

- $\alpha_{cr} \geq 10$  ... ..  $\Rightarrow$  Structure rigide: analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre
- $\alpha_{cr} < 10$  ... .. Structure souple: prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15$  ... ..  $\Rightarrow$  Structure rigide: analyse plastique

### 7.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale a travers le coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$  ; Dans le cas de portique a faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$N_{sd}$ : effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr}$ : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd}$ : effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr}$ : effort critique d'Euler dans la traverse

$I$  : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{N_{sd.t}}{N_{cr.t}} + (4 + 3.3.R) \left( \frac{N_{sd.p}}{N_{cr.p}} \right) \right]$$

$$R = \frac{I1.S}{I2.h} = \frac{S}{h} = \frac{10.43}{6} = 1.74 \dots \dots \dots (I1 = I2)$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 . I . E}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{600^2} = 9364.54 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 . I . E}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{1043^2} = 3099.83 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd.t} = 34.6 \sin 9.46 + 14.5 \cos 9.46 = 20 \text{ KN}$$

$$N_{sd.p} = 34.6 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{20}{3099.83} + (4 + 3.3 \times 1.74) \left( \frac{34.6}{9364.54} \right) \right] = 0.12$$

$$\alpha_{cr} = 23.5 > 10$$

- Structure rigide
- On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

8 Pré-dimensionnement de la traverse

a) Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

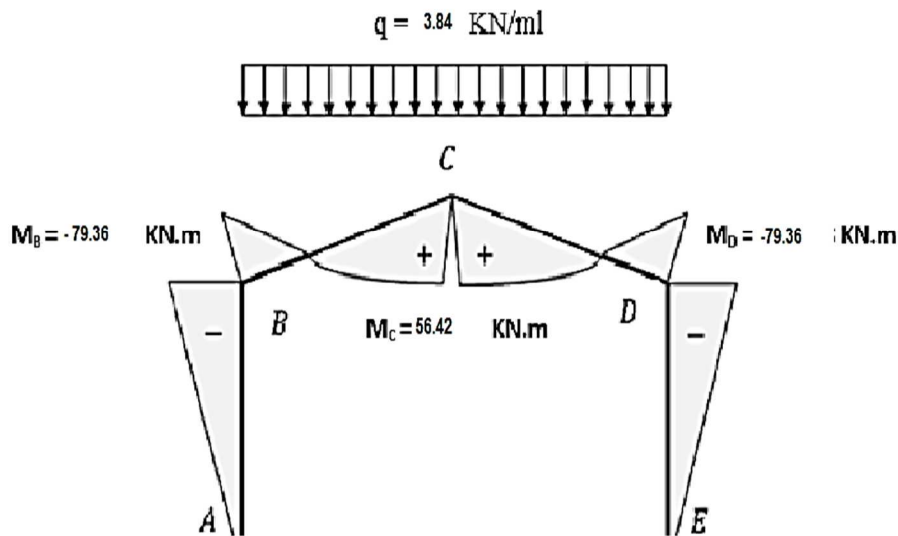


Figure V.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.

b) Moments sous la charge équivalente totale  $H_{eq}$  :

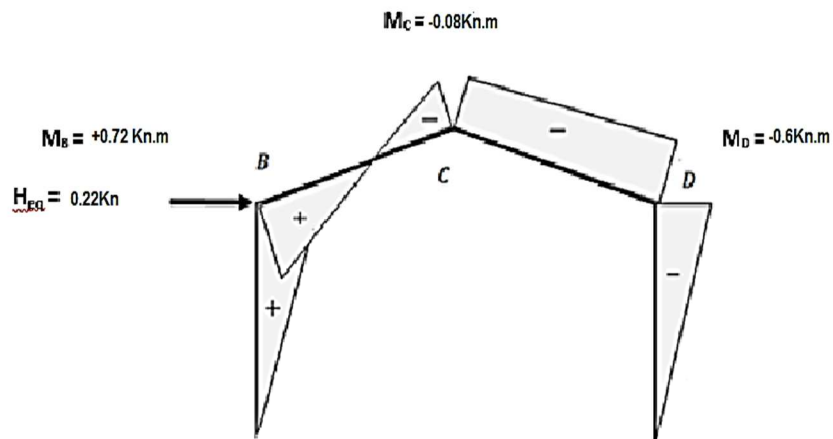


Figure V.11 : Moments sous la charge équivalente totale.

### c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison :  $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis :  $M_D = -79.35 - 0.6 = -80 \text{ KN.m}$
- Au faitage :  $M_C = 56.1 - 0.08 = +56.02 \text{ KN.m}$

Action vers le haut : (vent de soulèvement)

Sous la combinaison :  $G + 1.5V_3$

- Aux appuis :  $M_B = +50.38 \text{ KN.m}$
- Au faitage :  $M_C = 5.91 \text{ KN.m}$

### d) Calcul préliminaire

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{80 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 375 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 330  $W_{ply} = 804.3 \text{ cm}^3$

#### Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

### 8.1 Vérification de la traverse a l'ELS :

#### 8.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de :  $G + N$
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 2,25 + 0.54 = 2.79 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 11770 \text{ cm}^4$
- $l = 18 \text{ m}$

➤  $M_B = 57.55 \text{ kN.m}$  (sous la combinaison G+N de service)

sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 9 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 11770} (5 \times 2,79 \cdot 10^{-2} \times (1800)^4 - 48 \times 5755 (1800)^2) = 6,0 \text{ cm} \dots \dots \delta$$

$< \delta_{max} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$

**8.2 Vérification de l’IPE 330 pour la traverse a (l’ELU)**

- Bilan des efforts :( sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)
- $M_{y.sd} = 80 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 34,6 \sin 9,46 + 14,32 \cos 9,46 = 20 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 34,6 \cos 9,46 - 14,32 \sin 9,46 = 31,77 \text{ kN}$

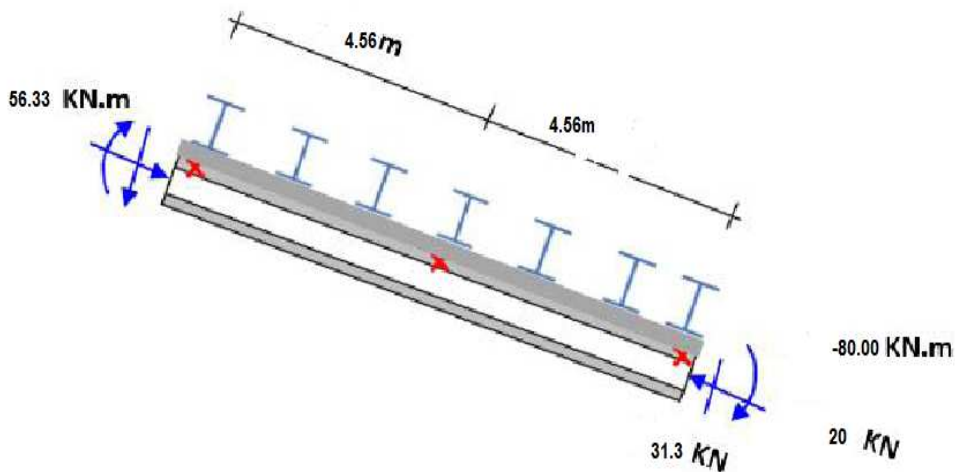
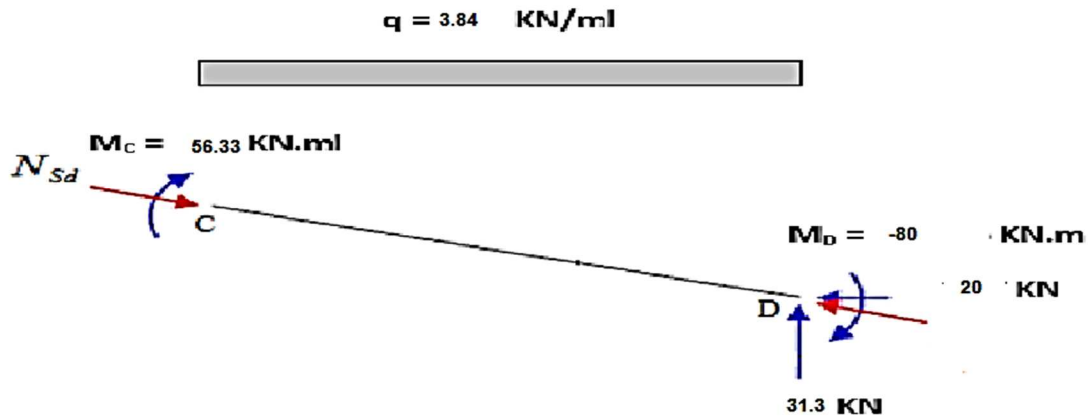


Figure V.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d’une traverse à l’ELU.

- Classe de la section

Section sollicitée en flexion composé :  $\Rightarrow$  Section de classe 01.



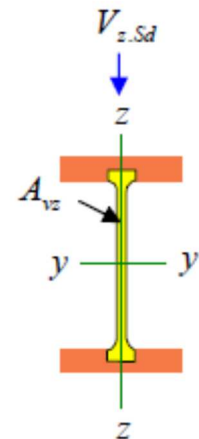
**8.2.1 Vérification de la section à la résistance**

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

**a) Incidence de l'effort tranchant :**

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

- $V_{z.sd} = 31.77 kN$
- $A_{vz} = 30.81 cm^2$
- $V_{plzRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{30.81(23,50/\sqrt{3})}{1,1} = 380.1 kN$



$V_{z.sd} = 31.77 kN \lll V_{plz.Rd} = 380.1 kN \dots\dots\dots$  vérifiée

$V_{z.sd} = 31.77 kN < \frac{1}{2} V_{plz.Rd} = 190 kN .$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment Fléchissant et l'effort tranchant.

**b) Incidence de l'effort normal**

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0})$  . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

- $N_{sd} = 20 kN$
- $N_{plRd} = \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 23,50}{1,1} = 1337.4 kN$

$$N_{sd} = 20 \text{ kN} \lll N_{plRd} = 1337.4 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$N_{sd} = 20 \text{ kN} < 0.25N_{plRd} = 334.35 \text{ kN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 62.6 - 2 \times 16 \times 1.15 = 25.8 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 25.8 \times 23.50 / 1.1 = 275.6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 20 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 334.35 ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 275.6)$$

$$N_{sd} = 20 \text{ KN} < 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 275.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**c) Vérification de la section à la résistance**

On doit vérifier que :  $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1 :  $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$\text{➤ } M_{y.sd} = 80 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ } M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{Ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(804.3)(23.5)}{1.1} = 17182.8 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 8000 \text{ kN.cm} < M_{c.Rd} = 17182.8 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow$  La section en IPE 330 est vérifiée.

**8.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités**

**ACTION VERS LE BAS :**

**a) Vis-à-vis du flambement**

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{912,4}{13,71} = 66,6$$

- **Calcul d'élancement réduit :**

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{66,6}{93,9} = 0,7$$

- **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 360/160 = 2,25 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement (a)}$$

D'après l'ANNEXE6  $\chi_y = 0,85$

- **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec :

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

➤  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Où :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{456.2}{3.55} = 128.50$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{128.5}{93,9} = 1.37$$

• **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 160 = 2.06 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$$

D'après l'ANNEXE 6.  $\chi_z = 0.3946$

• **Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,85; 0,3946) = 0,3946$$

• **Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :**

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec :

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

➤  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Où :

$$\text{➤ } \lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{735.32}{4,45} = 165.24$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{165.32}{93,9} = 1.76$$

- **Courbe de flambement**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 330/160 = 2,06 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$$

D'après l'ANNEXE 6  $\chi_z = 0.26$

- **Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,85; 0,26) = 0,26$$

- **Calcul du coefficient  $k_y$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03.

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{57.05}{-107.98} = -0,53$$

$$\triangleright \beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0,53)] = 2.171$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.84 \times 9^2}{8} = 38.88 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 107.98 + 57.05 = 165.03 \text{ kN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1,3$  Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2,71 + \frac{38.88}{165.03} (1,3 - 2.71) = 2.37$$

$$\mu_y = 0,7([2 \times 2,37] - 4) + \frac{804,3 - 713,1}{713,1} = 0,645$$

$$k_y = 1 - \frac{0,645 \times 20}{0,85 \times 62,6 \times 23,5} = 0,989$$

Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{20}{0,26 \times 1337,4} + \frac{0,989 \times 80}{171,83} = 0,52 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

### b) Vérification vis-à-vis du déversement

- **Actions vers le bas :**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale

- **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes .

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement**

- Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\overline{\lambda}_{LT}$ .

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :  $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$  Et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 3,55 \text{ cm ; } h = 33 \text{ cm ; } t_f = 1,15 \text{ cm.}$$

Avec :  $C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -80 \text{ kN.m}$$

- calcul du moment au point P.

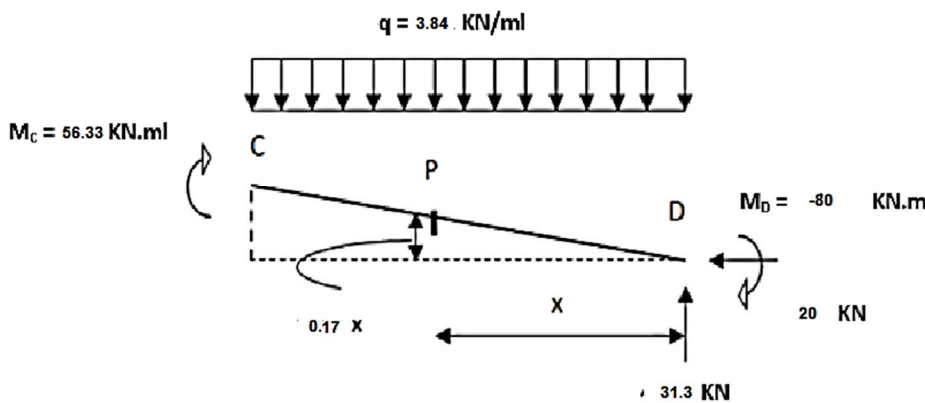


Figure V.13: Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (31.3x) - (80) - [(20)(0.17x)] - \left(3.84 \frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_p = -1.9x^2 + 27.9x - 80$$

$$\Rightarrow M_a = M_p(x = 4.56m) = [-1.9x4.56^2] + [27.9 x 4.56] - 80 = 7.62 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{7.62}{-80} = -0.1$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,1) + 0,52(-0,1)^2 = 2,03 < 2,7$$

- $l = 4.56m$ :longueure de flambement latérale.
- $i_z = 3.55cm$
- $h = 33cm$
- $t_f = 1.15cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{456/3.55}{2,03^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{456/3.55}{33/1,15} \right)^2 \right]^{0,25}} = 75.79$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{75.79}{93,9} = 0.81 \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

- **Axe de flambement Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{33}{16} = 2,06 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de l'ANNEXE 06

$$\chi_{LT} = 0.7699$$

• **Calcul du coefficient  $k_{LT}$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_Z \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{ET} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

Ou :  $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (-0,1)] = 1.87$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,76 \times 1.87 - 0,15 = 0.34$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,34 \times 20}{0,26 \times 62.6 \times 23,50} = 0,98 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,98$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{20}{0,26 \times 1337.4} + \frac{0,98 \times 80}{0,7699 \times 171.82} = 0.7 < 1$$

... .. Elément vérifié au déversement pour les charges descendantes.

- Action vers le haut

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- $M_{y.sd} = 50.38 kN.m$
- $N_{sd} = -6.91 \sin 9.46 - 7.7 \cos 9.46 = -8.73 kN$
- $V_{z.sd} = -6.91 \cos 9.46 + 7.7 \sin 9.46 = -5.55 kN$

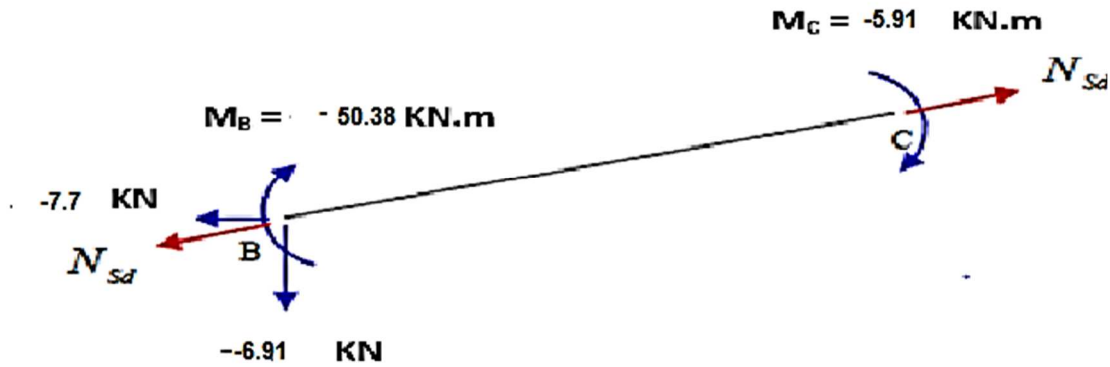


Fig. V.14 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

a) Vérification au déversement

- Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l’action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu’elle est libre sur toute sa longueur

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

L’élancement réduit sera  $\bar{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Où :

- $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$  Et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \text{ Avec } i_z = 3.55m ; h = 33cm ; t_f = 1.15cm.$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = 5.91kN \leq 82.7kN$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{5.91}{50.38} = 0.12$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0.12) + 0,52(0.12)^2 = 1.72$$

- $l = 456cm$ :Longueure de flambement latérale.
- $i_z = 3.55cm$
- $h = 33cm$
- $t_f = 1.15cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{456/3.55}{1.72^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{456/3.55}{33/1,15} \right)^2 \right]^{0,25}} = 80.94$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{780.94}{93,9} = 0.86 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

• **Axe de flambement Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{33}{16} = 2.06 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de L'ANNEXE 06

$$\chi_{LT} = 0.7597$$

• **Vérification au déversement**

$$\frac{M_y.s_d}{\chi_{LT} . M_{ply.Rd}} \leq 1 = \frac{50.38}{0.7597 \times 171.82} = 0.39 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## Conclusion

L'élément est vérifié au flambement et au déversement dans le cas de charges

Ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 330) est vérifié

Aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse

Du portique.

## 9 Pré-dimensionnement du poteau

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = -80 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +34.74 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -14.32 \text{ kN}$$

### 9.1 Vérification de l'élément aux instabilités

#### a) Vérification Vis-à-vis du flambement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\triangleright \phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Où :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

**Remarque :**

L'ossature n'est sensible aux effets de seconde ordre  $\alpha_r = 23.5 > 10$ . la longueur de flambement de poteau pour le flambement dans le plan du portique et donc prise comme étant  $L_y = 2 \cdot l_{\text{poteau}}$ .

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{13.71} = 43.76$$

$\alpha$ : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{43.76}{93,9} = 0.46$$

- **Courbe de flambement**

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 330/160 = 2.06 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right\} \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21$$

D'après l'ANNEXE 6

$$\chi_y = 0.9363$$

- Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$  Avec  $\beta_w = 1$  car la section est de classe 01.

Où :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.55} = 56.33 \text{ (L'est l'entraxe de la lisse)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{56.33}{93.9} = 0.59$$

- Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 330/160 = 2.06 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b); \alpha = 0,34$$

D'après l'annexe 6  $\chi_z = 0.8420$

- Coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$  :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,9363; 0.8420) = 0.8420$$

➤ **Calcul du coefficient  $K_y$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0,9$$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$**

**Cas de moment d'extrémité**

Ou :  $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$  : Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

Le facteur  $\beta_{My}$  doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré.

Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul  $\beta_{Mz}$

ne peut être le même que  $\beta_{My}$ .

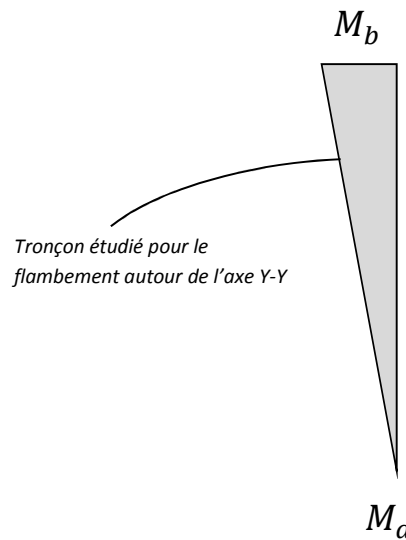


Figure V.15 : Moments en tête et en pied du poteau.

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{80} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,46([2 \times 1,8] - 4) + \frac{804,3 - 713,1}{713,1} = -0,06$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,06 \times 34,74}{0,9363 \times 62,6 \times 23,5} = 1,002 < 1,5$$

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{34,74}{0,8420 \times 1337,4} + \frac{1,002 \times 80}{171,83} = 0,5 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

**b) Vérification Vis-à-vis du déversement :**

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$**

L'élanement réduit sera  $\overline{\lambda}_{LT}$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Où :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 3.55\text{cm} ; h = 33\text{cm} ; t_f = 1.15\text{cm}.$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$  : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_b = -80 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_{ysd}(h = 4\text{m}) = \frac{80 \times 4}{6} = 53.33 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{53.33}{80} = 0.66$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0,66) + 0,52(0,66)^2 = 1.187 < 2,7$$

- $\triangleright l = 2\text{m}$ :Longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)
- $\triangleright i_z = 3.55$
- $\triangleright h = 33\text{cm}$
- $\triangleright t_f = 1.15\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/3.55}{1,187^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/3.55}{33/1.15} \right)^2 \right]^{0,25}} = 47.00$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{47.00}{93,9} = 0.5 < 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

• **Axe de flambement Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{33}{16} = 2.06 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminée à partir de l'annexe 6

$$\chi_{LT} = 0.9243$$

- **Calcul du coefficient  $K_{LT}$  :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} k_{LT} \leq 1,5$$

Avec :  $\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0,9$

Ou :  $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (0,66)] = 1.338$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,59 \times 1,338 - 0,15 = -0.03$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.03 \times 34.74}{0,8420 \times 62.6 \times 23,50} = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 1$$

- **Vérification au diversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{34.74}{0,8420 \times 1337.4} + \frac{1 \times 80}{0.9243 \times 171.83} = 0,53 < 1$$

... ..Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

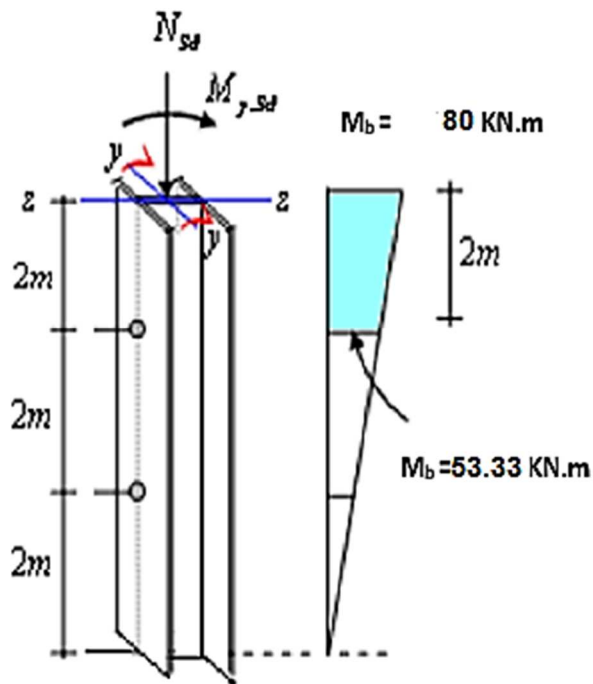


Figure V.16 : Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

### Conclusion

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 330) est adéquat et convient comme poteau du portique.



## **1 Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines, donc pour remédier à ce phénomène l'étude sismique est une étape qu'on ne peut négliger dont le but est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorable de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité des occupants et d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure. Le calcul sismique se fait selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 ; qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la méthode nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit applicable, la structure doit vérifier un certain nombre de conditions.

## **2 Méthode statique équivalente**

### **2.1 Principe**

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ( $h=7.5$  m) et sa régularité en plan ( $\frac{56}{18} = 3.11 < 4$ ) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003.

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

## 2.2 Caractéristiques du hangar étudié

- Wilaya d'implantation : BOUMERDES, Cmne de BORDJ MNAIEL
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Groupe d'usage 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne

## 2.3 Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4-1 du RPA)}$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA ;

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4.2 du RPA ;

**R** : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 du RPA ;

**Q** : facteur de qualité donné par la formule 4.4 du RPA ;

**W** : poids totale de la structure donné par la formule 4.5 du RPA.

### 2.3.1 Détermination du coefficient d'accélération A :

L'ouvrage est implanté à la commune de BORDJ MNAIEL wilaya de BOUMERDES qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : **II<sub>b</sub>**

Groupe d'usage : **2** → **A= 0.20**

### 2.3.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

### 2.3.3 Calcul du facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$

$\xi$  (%) : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

→ d'après le tableau (4.2) →  $\xi = 4\%$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 0,04}} = 1.85 \geq 0.7$$

### • Estimation de la période fondamentale de la structure $T$ :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

- $h_n$  : la hauteur totale de l'ouvrage →  $h_n = 7.5 \text{ m}$
- $C_t$  : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau (4.6) .

Selon le RPA on a un portique en acier sans remplissage en maçonnerie →  $C_t = 0.085$

$$\text{Donc : } T = 0.085 \cdot (7.5)^{3/4} \rightarrow T = 0.38 \text{ s}$$

**Calcul du  $T_2$  :**

$T_2$  est la période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7** .

On a un sol de catégorie 3 (S3)

$$\rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal** :  $0 < T = 0.38 \text{ s} < T_2$  donc :  $D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.85 = 4.62$
- **Sens transversal** :  $0 < T = 0.38 \text{ s} < T_2$  donc :  $D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.85 = 4.62$

$D_x = D_y$  donc on fera uniquement un seul calcul pour V, mais dans les deux sens.

**Coefficient de comportement global de la structure (R) : tableau 4.3 du RPA99/03**

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ductiles  $\rightarrow R = 6$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X

$$\rightarrow R = 4$$

**2.3.4 Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule  $\rightarrow Q = 1 + \sum P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA99/2003)** .

- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$

Critere q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Non observé
Redondance en plan	0.05	Non observé
Régularité en plan	0	Observé
Régularité en élévation	0	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	Observé
$\sum P_q$	0.1	

Tableau VI.1 : valeurs des pénalités  $P_q$

On aura :

$$\rightarrow Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 \rightarrow Q = 1.10$$

### 3 Calcul du poids de la structure (W)

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W$  : poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : poids des charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. La valeur de ce coefficient est  $\beta=0.5$  (entrepôts, hangars) selon le **tableau 4.5**

**3.1 Calcul des charges permanentes  $W_{Gi}$  de tous les éléments qui constituent notre hangar**

<i>Eléments</i>	<i>type</i>	<i>Poids propre (kg/m)</i>	<i>Nombre de chaque élément</i>	<i>La longueur de l'élément (m)</i>	<i>La charge W (kN)</i>
Panne	IPE 140	12.9	14	56	101.13
Poteau	IPE 330	49.1	20	6	58.92
Traverse	IPE 330	49.1	20	9.12	89.55
Potelet	IPE 200	26.2	4	6.75	7.07
Potelet du milieu	IPE 200	26.2	2	7.5	3.93
Lisse du long pan	IPE 120	10.4	6	56	34.94
Lisse du pignon	IPE 120	10.4	6	18	11.23
Palée de stabilité	L45X45X5	3.06		67.88	2.07
Poutre au vent	L45X45X5	3.06		112	3.24
Liernes	Φ10 (barre rond)	0.62		566.74	3.51
<i>Elément</i>	<i>type</i>	<i>Poids propre (kg/m)</i>	<i>Nombre de chaque élément</i>	<i>Surface (m<sup>2</sup>)</i>	<i>La charge W (kN)</i>
Couverture du versant de toiture	Panneau sandwich	12	2	510.72	122.57
Couverture du long pan			2	336	80.64
Couverture du pignon			2	121.5	29.16
					<b><math>\Sigma W_{Gi} = 547.96</math></b>

**Tableau VI.2 : charges permanentes  $W_{Gi}$  de la structure**

Calcul des charges permanentes  $W_{Qi}$  de tous les elements qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = ( P_{neige} + P_{vent} ) \times S_{Toiture}$$

$$W_{Qi} = ( 0.089 + 0.87 ) \times 1021.44$$

$$W_{Qi} = 979.56 \text{ KN}$$

$$\rightarrow W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\rightarrow W = 547.96 + 0.5 \times 979.56$$

$$\rightarrow W = 1037.74 \text{ KN}$$

**3.2 Détermination de la force sismique totale :**

$$V_X = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.2 \times 2.7 \times 1.1}{6} \times 1037.74 = 102.73 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.2 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 1037.74 = 154.10 \text{ KN}$$

**Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{(V - Ft) \times Wh}{Wh}$$

$F_i$  : force horizontale appliquée au niveau i

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure ( $F_t = 0$  car  $T = 0.38 < 0.7$ )

$W$  : poids total de la structure

$V$  : force sismique totale

$h$  : la hauteur de chaque niveau

<p>Sens longitudinal sens X :</p> <p><math>F_{tx} = 0</math></p> <p><math>F_{ix} = ( V_X - F_{tx} )</math></p> <p><math>\rightarrow F_{ix} = V_X</math></p> <p><math>\rightarrow F_{ix} = 102.73 \text{ KN}</math></p>	<p>Sens transversal sens Y :</p> <p><math>F_{ty} = 0</math></p> <p><math>F_{iy} = ( V_Y - F_{ty} )</math></p> <p><math>\rightarrow F_{iy} = V_Y</math></p> <p><math>\rightarrow F_{iy} = 154.10 \text{ KN}</math></p>
--	---

**Les sollicitations dues au vent plus défavorables :**

$$V = 87.24 \text{ daN / m}^2$$

$$V = 87.24 \times S_{\text{Toiture}} = 87.24 \times 1021.44$$

$$V = 89110.42 \text{ daN} = 891.10 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V > V_X$$

$$\rightarrow V > V_Y$$

#### **4 Conclusion :**

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

## **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.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une Importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la Construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction Métallique, dont les principaux modes sont :

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

## **2 Calcul des assemblages par boulons**

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la Majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner Presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé Aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou Aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

### 3 Avantages des boulons HR

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (Grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

### 4 Assemblage de rive (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.

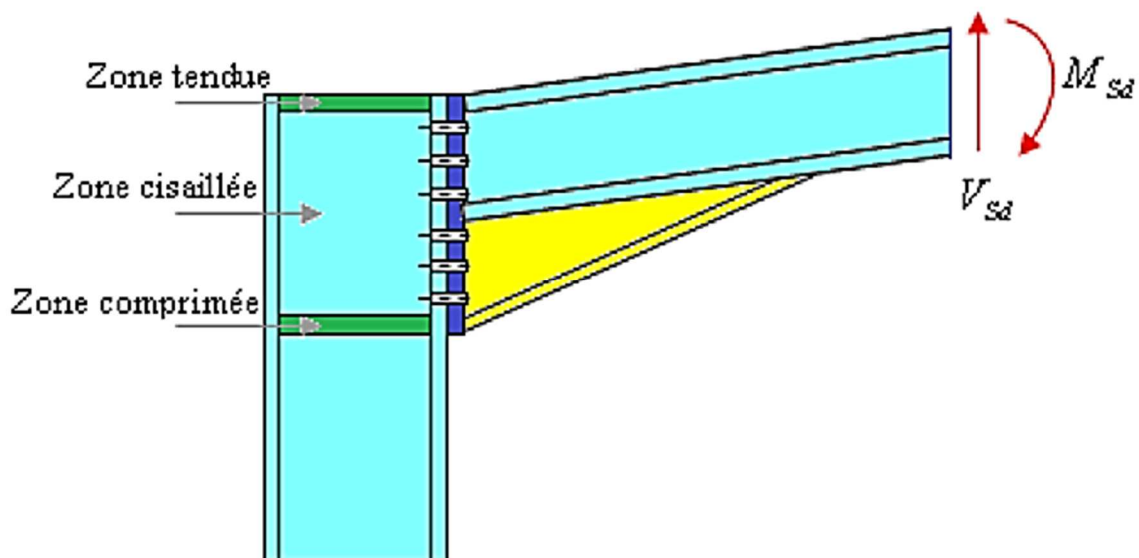


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

#### 4.1 La disposition constructive des boulons

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la Flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### 4.2 Efforts de calcul

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (Chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU ( $1.35G+1.5N+P$ ).

$$M_{sd} = -80 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 34.74 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -14.32 \text{ kN}$$

### VII.3.3 les composants de l'assemblage

Poteau en IPE 330.

Poutre IPE 330.

Jarret IPE 330.

Platine  $670 \times 160 \times 20$

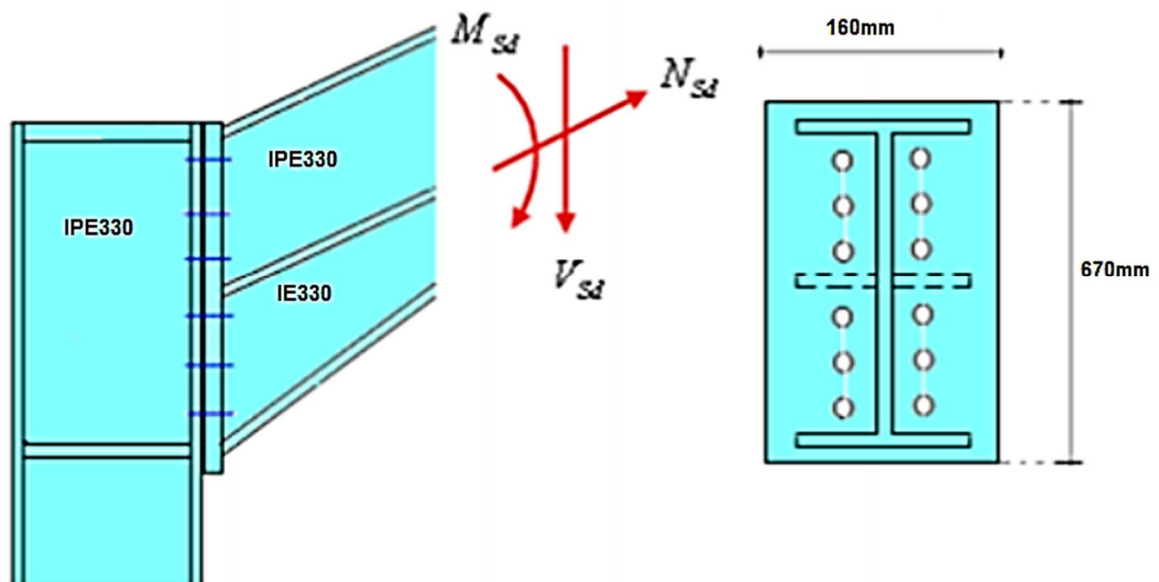


Fig. VII.2 : Détails d'assemblage.

### 4.3 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 11.5 \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.12 \text{ mm}$$

**Poutre IPE 330:**

$T_{fb} = 11.5 \text{ mm}$

$t_{wb} = 7.5 \text{ mm}$

$b_b = 160 \text{ mm}$

Avec :

$d_1 = 599.25 \text{ mm}$

$d_2 = 489.25 \text{ mm}$

$d_3 = 379.25 \text{ mm}$

$d_4 = 269.25 \text{ mm}$

$d_5 = 159.25 \text{ mm}$

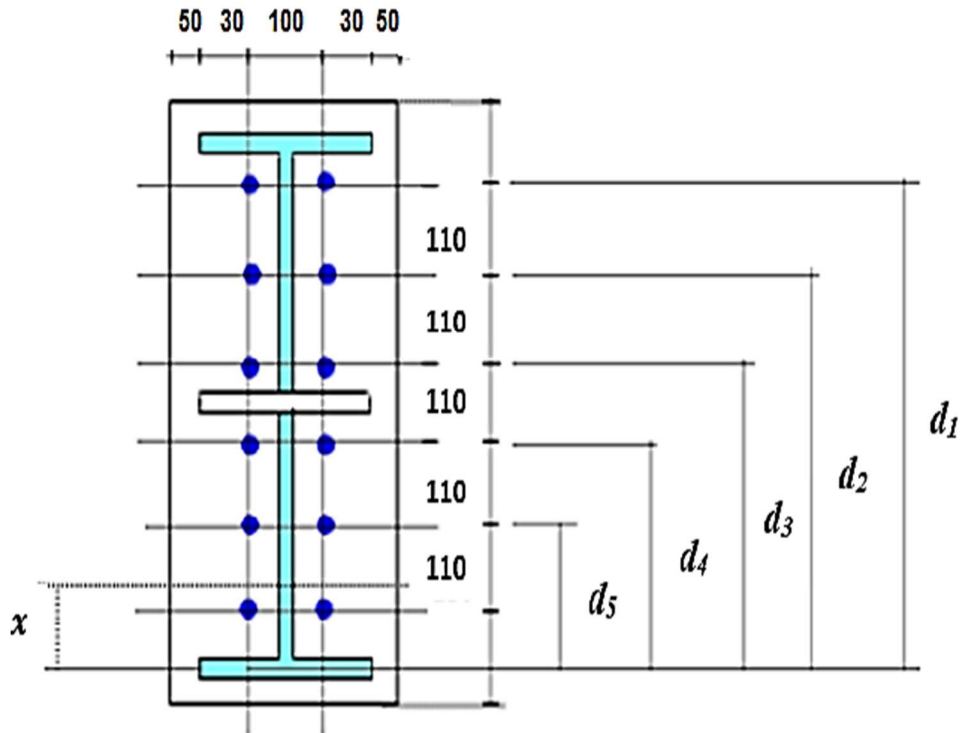


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

**4.4 Calcul du moment résistant :**

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où :} \quad N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- ✓  $N_1$  : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- ✓  $d_1$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

#### 4.5 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

#### 4.6 Le moment résistant effectif de l'assemblage

Il faut vérifier si :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

✓  $n$  : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (159.25^2 + 269.25^2 + 379.25^2 + 489.25^2 + 599.25^2) = 840152.8 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 840152.8}{599.25} \times 10^{-3} = 480.88 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{sd} = 80 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 480.88 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 4.7 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{34.74}{12} = 2.895 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

- ✓  $k_s=1$  : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- ✓  $m=1$  : Plan de frottement.
- ✓  $v = 0,3$  : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- ✓  $F_p = 171,5 \text{ kN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- ✓  $\gamma_{M_2} = 1,25$  : Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.895 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### 4.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

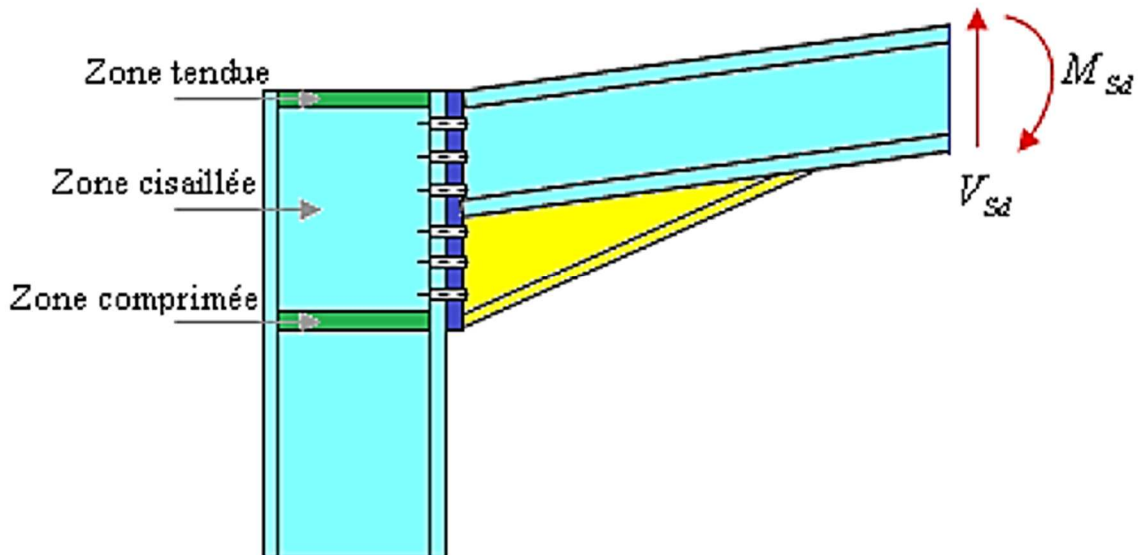


Figure. VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :  $\leq F_{t.rd}$

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

- ✓  $F_{t.Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.
- ✓  $t_{wc}$  = Epaisseur de l'âme du poteau.
- ✓  $b_{eff}(p)$  = Entraxe rangées de boulons.

$$F_{t.Rd} = 0,75 \times 11 \times \frac{23,5}{1,1} = 175,25 \text{ kN}$$

Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{80}{0.33 - 0.0115} = 251.17kN$$

$$F_v = 251.17kN \geq F_{t.Rd} = 175.25kN \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

D'où la nécessité d'un raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

**4.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

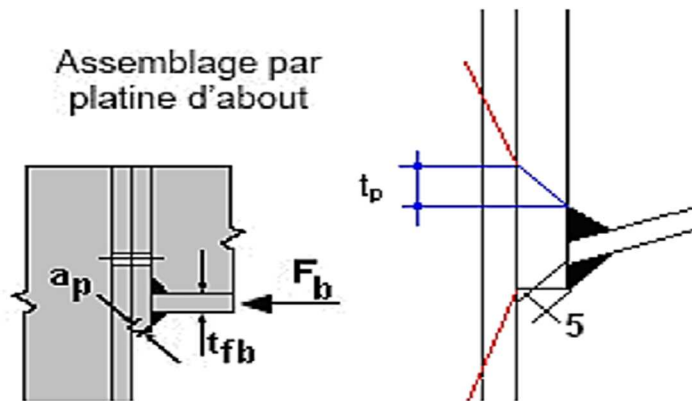


Figure. VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq F_{c.Rd}$

a) Calcul de  $F_{c.Rd}$  :

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M_1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y}$$

$$\begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{sinon } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{sinon } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $t_p = 20$  mm : épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 12,7 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(12,7+18) + 2 \times 20 = 220,34$  mm
- $t_b$  : épaisseur de la semelle de la poutre
- $t_{fc}$  : épaisseur de la semelle du poteau
- $t_p$  : épaisseur de la platine d'extrémité
- $r_c$  : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- $\alpha_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5,0 mm)

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{34,74}{62,6} + \frac{80 \times 1,8 \times 10^2}{11770} = 1,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 1,79 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow k_c = 1$$

$$b_{eff} = [11,5] + [2 \times 0,5\sqrt{2}] + [5(11,5 + 18)] + [2 \times 20] = 200,4 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad \text{Élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{20,04 \times 27,1 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,75^2}} = 0,969$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,969 \geq 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{0,969 - 0,2}{0,969^2} = 0,81$$

$$F_{c.Rd} = \frac{1 \times 0,81 \times 20,04 \times 0,75 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{20,04}{33}\right)^2\right)}} = 213,83 \text{ kN}$$

$$F_{c.Rd} = 213,83 \text{ kN}$$

### b) Calcul de $N_{sd}$ :

On a :  $N_{sd} = \sum N_i$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 80 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{80 \times 599,25 \times 10^{-3}}{840152,8 \times 10^{-6}} = 57,06$$

$$N_2 = \frac{80 \times 489,25 \times 10^{-3}}{840152,8 \times 10^{-6}} = 46,58$$

$$N_3 = \frac{80 \times 379,25 \times 10^{-3}}{840152,8 \times 10^{-6}} = \mathbf{36,11}$$

$$N_4 = \frac{80 \times 269,25 \times 10^{-3}}{840152,8 \times 10^{-6}} = \mathbf{25,64}$$

$$N_5 = \frac{80 \times 159,25 \times 10^{-3}}{840152,8 \times 10^{-6}} = \mathbf{15,16}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 150,55 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 150,55 \text{ kN} < F_{c.rd} = 213,83 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Remarque :

La résistance de l'âme du poteau en compression est considérable en comparaison avec l'effort agissant, donc il n'y a pas nécessité d'utiliser les raidisseurs.

5 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée

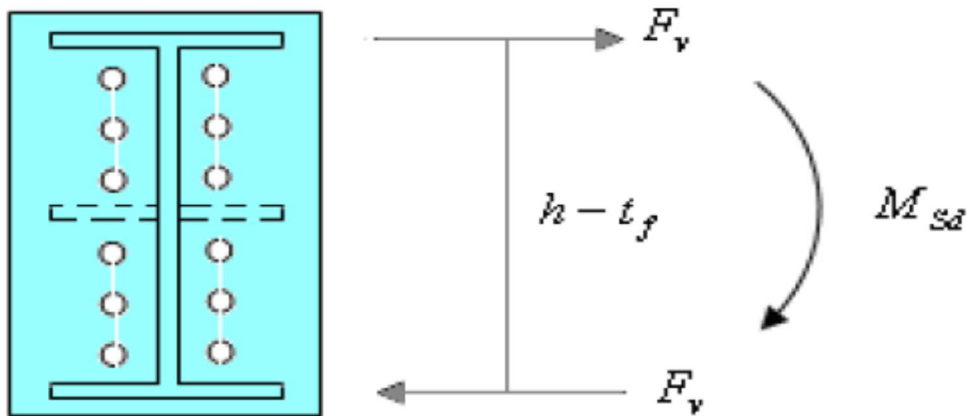


Figure .VII.6 : Résistance âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que :  $Fv \leq Vrd$

$$Vrd = \frac{0.58fy.h.tw}{\gamma M0} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 33 \times 0.75}{1.1} = 306.68KN$$

$$Fv = 251.17kN < Vrd = 306.68KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

6 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine Boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16 m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

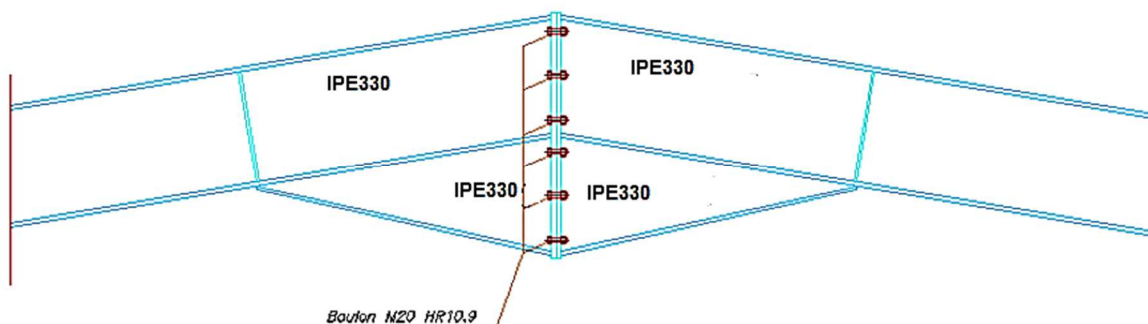


Figure.VII.7 : Assemblage traverse-traverse.

### 6.1 La disposition constructive des boulons

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la Flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

Efforts de calcul :

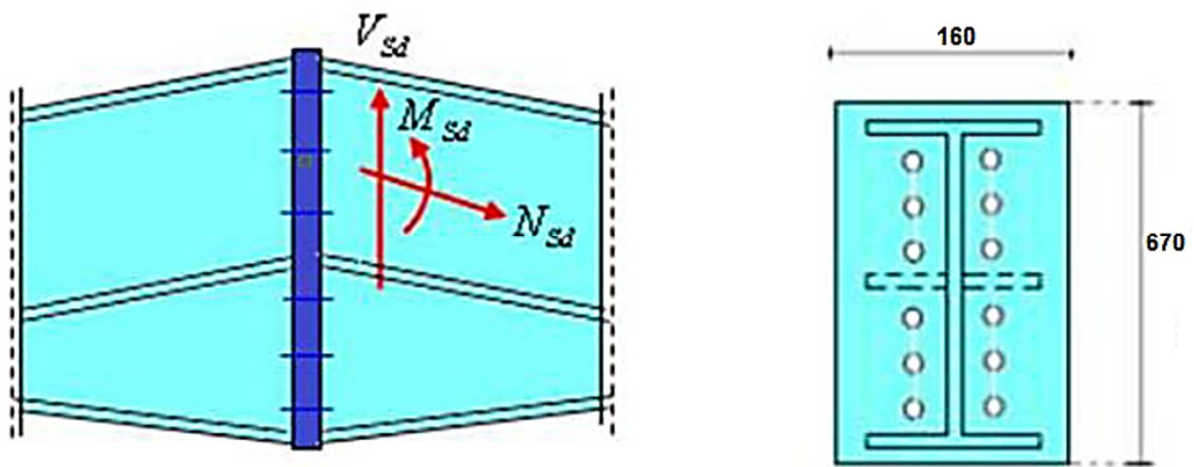


Figure.VII.8 : Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (Chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU ( $1.35G+1.5N+P$ ).

$$M_{sd} = 56.33 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 31.77 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 20 \text{ kN}$$

## 6.2 Vérification à la résistance de l'assemblage

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

- Le moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{rd} = \frac{N1. \Sigma di^2}{d1} = \frac{n. Fp. \Sigma di^2}{d1}$$

## 6.3 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut

$$Fp = 0.7 f_{ub} . A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN (un boulon)}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \text{ (boulons de 20mm)}$$

$$\sum d_i^2 = (159.25^2 + 269.25^2 + 379.25^2 + 489.25^2 + 599.25^2) = 840152.8 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 171.5 \times 840152.8}{599.25} \times 10^{-3} = 480.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 56.33 \text{ kN.m} < M_{rd} = 480.88 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## 6.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut que :  $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{31.77}{12} = 2.65 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{k_s . m . \mu . Fp}{\gamma M_2} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

Avec :

- $k_s = 1$  : Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).
- $m = 1$  : Plan de frottement.
- $\mu = 0,3$  : Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).
- $Fp = 171,5 \text{ KN}$ : Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)
- $\gamma M_2 = 1,25$  : Coefficient sécuritaire

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.65 \text{ KN} \leq V_{rd} = 41.16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C. vérifiée}$$

7 Calcul des bases des poteaux

7.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts Développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

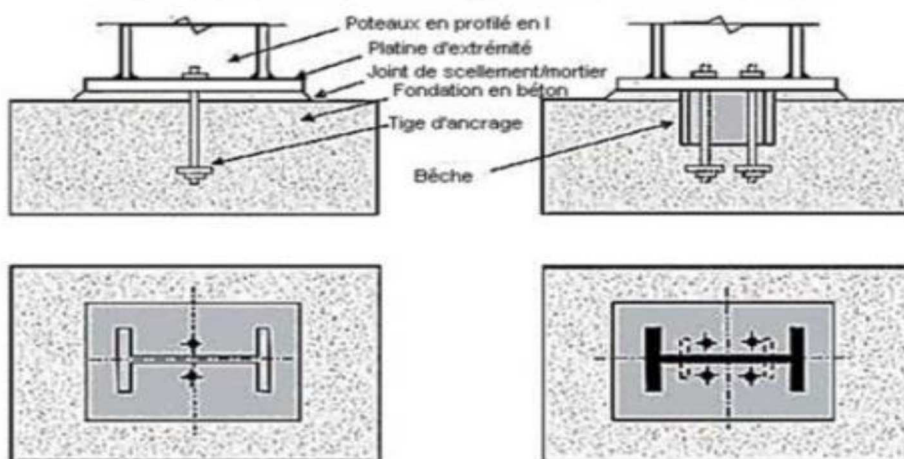


Figure VII.9 : Base des poteaux.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

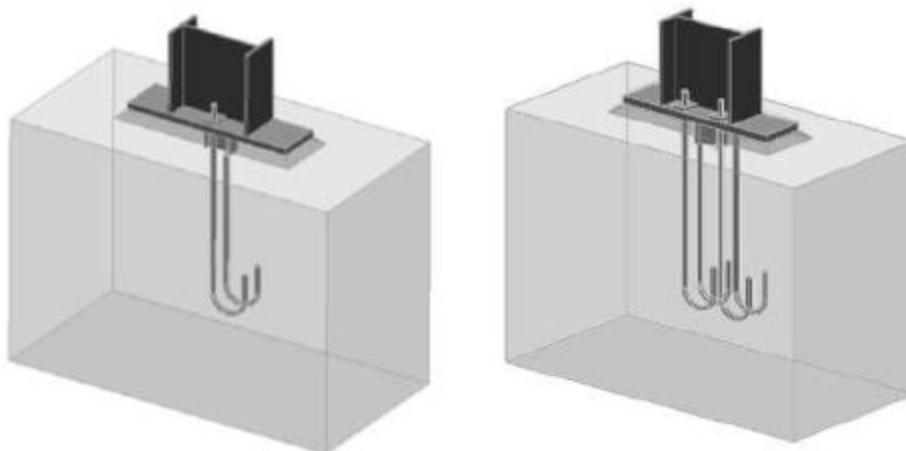


Figure VII.10 : pied de poteau articulé

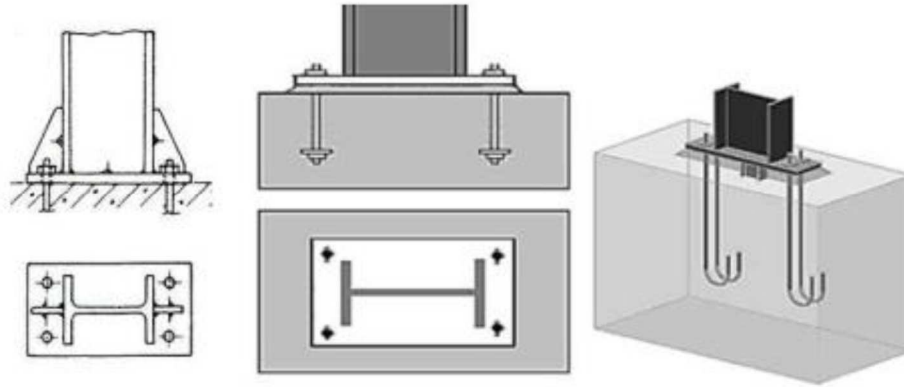


Figure VII.11 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE 330**. Donc on va faire le calcul de Dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- ✓ Charge axiale de compression  $V_{sd} = 14.32 \text{ KN} \downarrow$
- ✓ Effort tranchant  $V_{z, sd} = 13.74 \text{ KN}$
- ✓ Effort de soulèvement  $N_{sd} = 7.7 \text{ KN} \uparrow$
- ✓ Effort tranchant correspondant :  $V_{z, sd} = 6.91 \text{ KN}$

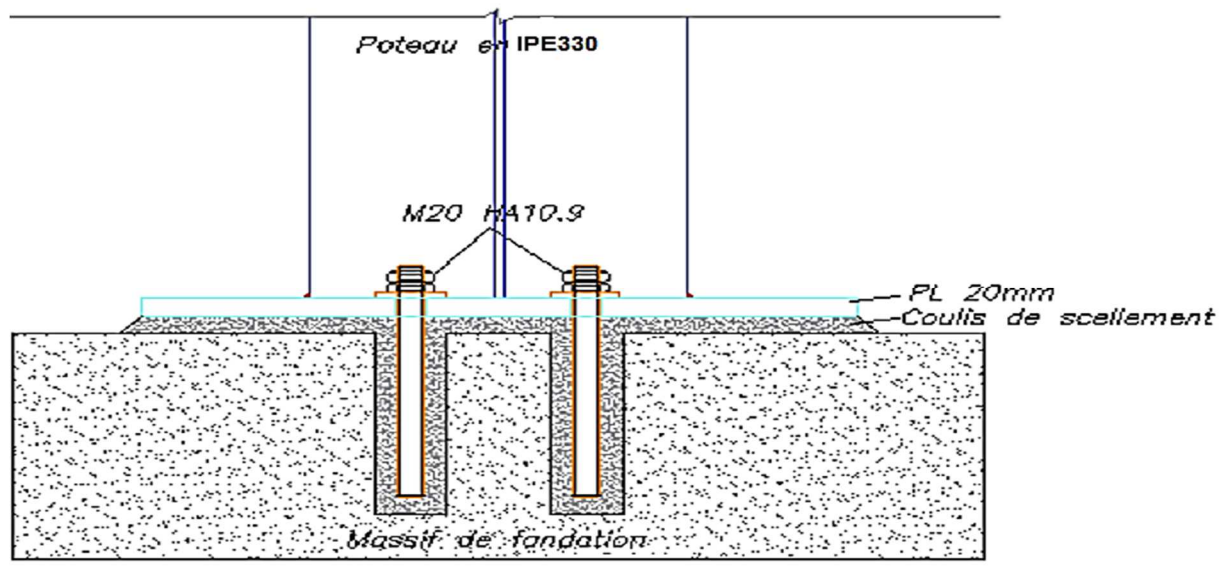


Figure VII.12 : Détails sur l'assemblage

Données de base :

- ✓ Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

- ✓ Fondation en béton de classe 25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Coefficients partiels de sécurité : Acier :  $\gamma_{mo} = 1.1$  ;  $\gamma_{m2} = 1.25$
- ✓ Béton :  $\gamma_c = 1.15$

### Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de  $\alpha_{cc}$  est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

### Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est :  $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre  $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

## 7.2 Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

On admettra que l'aire de la plaque sera :

$$A_{c0} = \frac{1}{hc \cdot bfc} \left( \frac{Nsd}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{330 \times 160} \left( \frac{14320}{16.7} \right)^2 = 14 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{Nsd}{f_{cd}} = \frac{14320}{16.7} = 857.5 \text{ mm}^2, \quad A_{c0} = 857.5 \text{ mm}^2$$

## 7.3 Choix du type de la plaque d'assise

Comme estimation pour :  $A_{c0} = 857.5 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 330 \times 160 = 50160 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 857.5 \text{ mm}^2 < 50160 \text{ mm}^2$ ..... Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies

Comme suit :

$$b_p = 190 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 160 + (2 \times 11.5) = 183 \text{ mm}$$

$$h_p = 360 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 330 + (2 \times 11.5) = 353 \text{ mm}$$

Ce qui donne  $A_{c0} = 190 \times 353 = 67070 \text{ mm}^2 > 50160 \text{ mm}^2$

- Calcul de la largeur d'appuis additionnel  $C$

On pose  $t = 15mm$

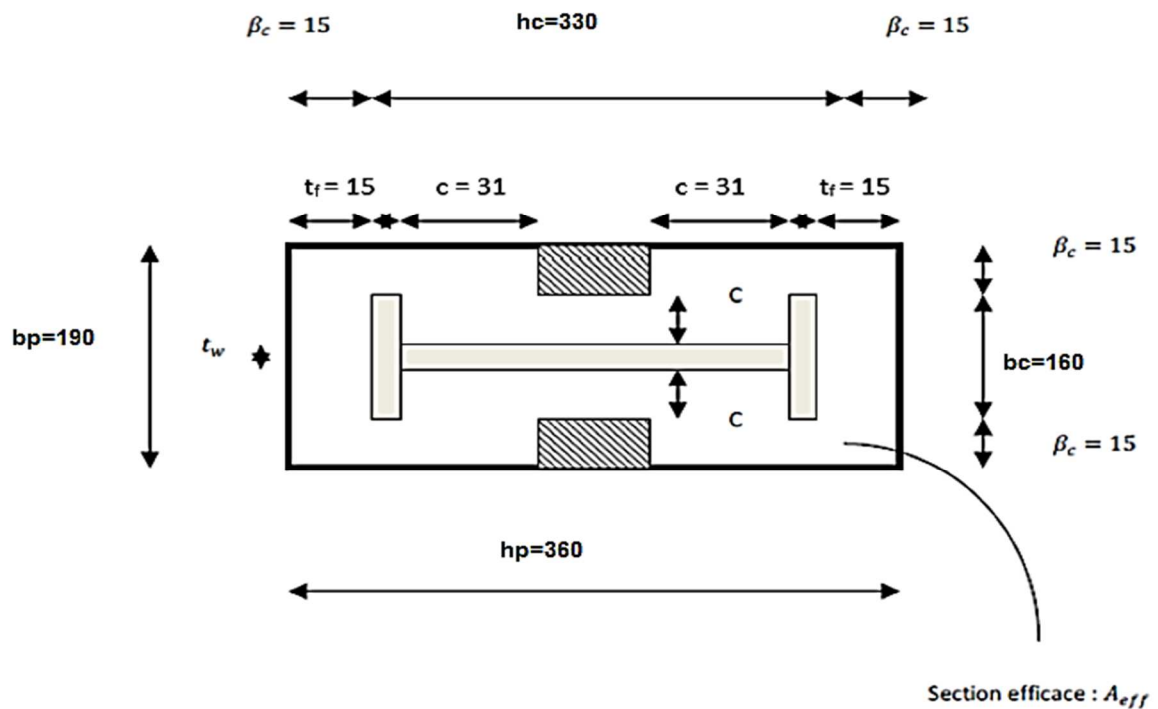
- $t = 15 mm$  : Epaisseur de la Plaque d'assise.
- $\beta_c = 15mm$ : Débord de la plaque d'assise pour un assemblage articulé.

$$C = t \left( \frac{f_y}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 15 \left( \frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 31mm$$

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(330 - 2 \times 11.5)}{2} = 153.5 mm$$

$$C < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2}$$

il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles



FigureVII.13 : Dimensions de la plaque d'assise.

**Remarque :** Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est

Généralement pris égale à 15 mm.

Donc  $\beta_c = 15 mm < C = 31mm \rightarrow$  la plaque d'assise est de projection courte.

• **Calcul de la section efficace  $A_{eff}$ :**

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{eff} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

$$A_{eff} = [2(160 + 2 \times 15)(31 + 15 + 11.5)] +$$

$$[(330 - 2 \times 31 - 2 \times 11.5)(2 \times 31 + 7.5)] = 38877.5$$

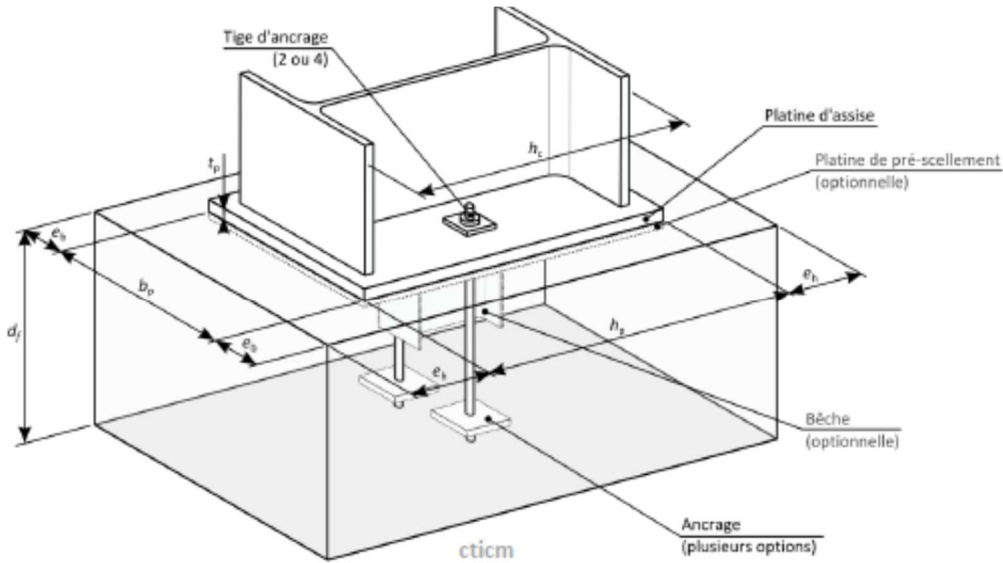


Figure VII.14 : assemblage de la platine.

• **Calcul de la résistance a l'effort axial  $N_{sd}$ :**

On doit vérifier :  $N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$

Avec :

✓  $A_{eff} = 38877.5 \text{ mm}^2$  : Section efficace.

✓  $f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$  : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 38877.5 \times 16,67 \times 10^{-3} = 648.08 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 14.32 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 14.32 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 648.08 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

En doit vérifier :

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

**Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$ :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6\gamma_{M_0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1,1} \times 10^{-3} = \mathbf{8.01 \text{ kN.mm}} \text{ (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

**Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$ :**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 14.32}{38877.5} = 0.17 \text{ kN.mm}$$

$$M_{sd} = 0,17 \text{ kN.mm} \leq M_{Rd} = 8.01 \text{ kN.mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise**

**On doit vérifier :  $V_{sd} \leq F_{v.Rd}$**

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

Avec :

- ✓  $N_{sd} = 14.32 \text{ kN}$  : Effort de calcul de compression du poteau.
- ✓  $C_{fd} = 0,2$  : Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche du scellement

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 14.32 = 2.864 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13.74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13.74 \text{ kN} > F_{v.Rd} = 2.864 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, ce sont les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement.

#### 7.4 Les tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

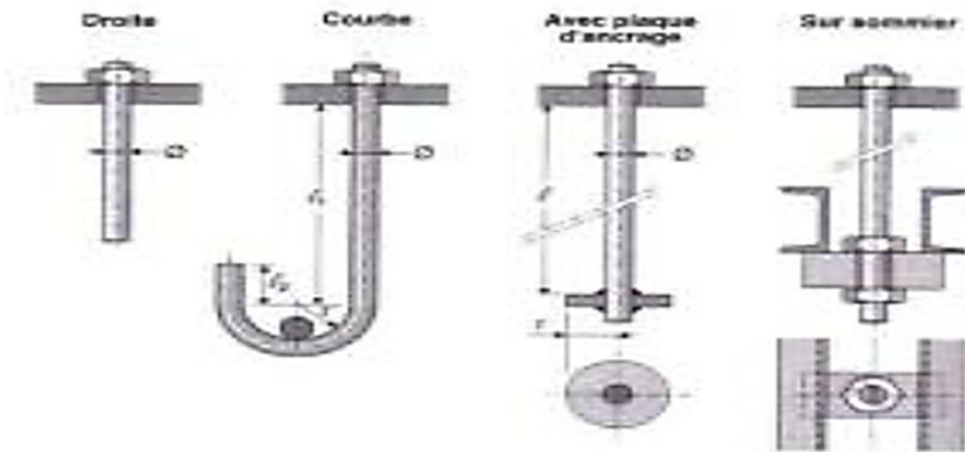


Figure : VII.15: Types de tiges d'ancrage.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \times F_{vb.Rd}$$

$F_{f.Rd}$  : résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression  $N_{sd}$  dans le poteau.

$$F_{f.Rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb.Rd}$  : résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{f.Rd} = 0,2N_{sd} = 0,2 \times 14.32 = 2.864kN$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \quad Et \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

**Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :**

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$n_b = 2$  : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des Tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort Axial de compression dans le poteau.

$$F_{vb.Rd} = \frac{0,368 \times 400 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 29 \text{ kN}$$

D'où :

$$F_{v.Rd} = 2.864 + (2 \times 29) = 60.846 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13.74 \text{ kN} \quad V_{sd} = 13.74 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 60.846 \text{ kN} \dots\dots \text{Ok}$$

### 7.5 Dimensionnement des bêtes de cisaillement

Pour plus de sécurité on prévoit des bêtes de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages en cas de force majeure générant un grand effort de cisaillement comme le séisme par exemple.

- Hauteur de la bête :  $h_{\text{bête}} \leq 0,4h_c \Rightarrow h_{\text{bête}} \leq 220 \text{ mm}$
- Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{\text{bête}} \Rightarrow 60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 330 \text{ mm}$
- Élancement maximal des ailes :  $\frac{b_{\text{bête}}}{t_{\text{bête}}} \leq 20$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

- Profondeur totale :  $d_0 = 10 \text{ mm}$
- Longueur efficace :  $l_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- Élancement maximal des ailes :  $\frac{55}{5,7} = 9,65 \leq 20$

$\Rightarrow$  Une bête en IPE100 sera retenue

### 7.6 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges

D'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier  $V_{sd}$  à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison  $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = V_A = 7.7 \text{ kN} \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 6.91 \text{ kN} \rightarrow$$

7.6.1 Résistance des tiges d'ancrage

On doit vérifier :  $\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} \leq 1$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 246}{1,25} = 70,6 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{t.Rd}} = \frac{6,91}{60,846} + \frac{7,7}{70,6} = 0,11 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

7.6.2 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrage :  $\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

Avec :  $F_{anc.Rd}$ : Résistance d'ancrage en traction

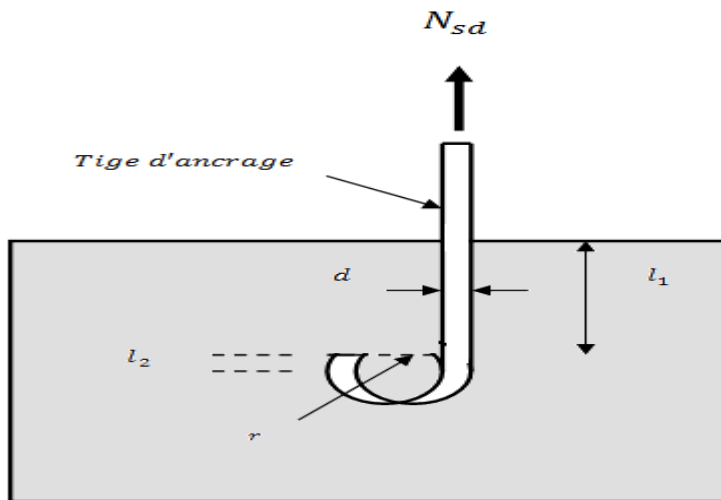


Figure.VII.16 : Tige d'ancrage.

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- $f_{ub}$  : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- $f_{bd}$  : Contrainte d'adhérence de calcul.
- $d$  : Diamètre du boulon d'ancrage.

Fondation en béton de classe C25:  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

- **Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$ :**

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

- **La longueur totale de la tige requise :**

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

**La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :**

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72,4 \text{ kN}$$

$$\frac{Nsd}{4} = \frac{7.7}{4} = 2 \text{ kN} < F_{anc.rd} = 72.4 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

*Pas d'effort de soulèvement ... .. vérifiée*

### Conclusion

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaires car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

## 1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

## 2 Les types des fondations

### -Fondation superficielle

Semelle isolée sous Poteau ;

Semelle filante continue sous mur

Semelle filante sous plusieurs poteaux ;

Radiers généraux ou nervurés ;

**-Fondation profonde :** (semelle sous pieux).

## 3 Choix des fondations

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.
- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axe des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.

✓ La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

$\sigma_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

#### 4 Etude du sol

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à 2 bars.

#### 5 Etude d'ancrage

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à  $350\text{kg/m}^3$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

#### 6 Platine d'extrémité

C'est un plan en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées des tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur le béton de fondation. La platine peut être renforcée par un raidisseur.

## 7 Fondation de la structure

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### 7.1 Caractéristiques des matériaux

#### Béton :

Résistance caractéristique de calcul  $f_{c28} = 25$  MPA.

a – Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{t\ 28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

b- Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

C – Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.15} = 18.48 \text{ MPA}$$

#### Acier :

Acier H A :

a – Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

b- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 400 = 267 \text{ MPA.}$$

C – Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

### 7.2 Choix du type de fondation

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bar) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « semelle isolées »

### 7.3 Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

8 Etude des semelles

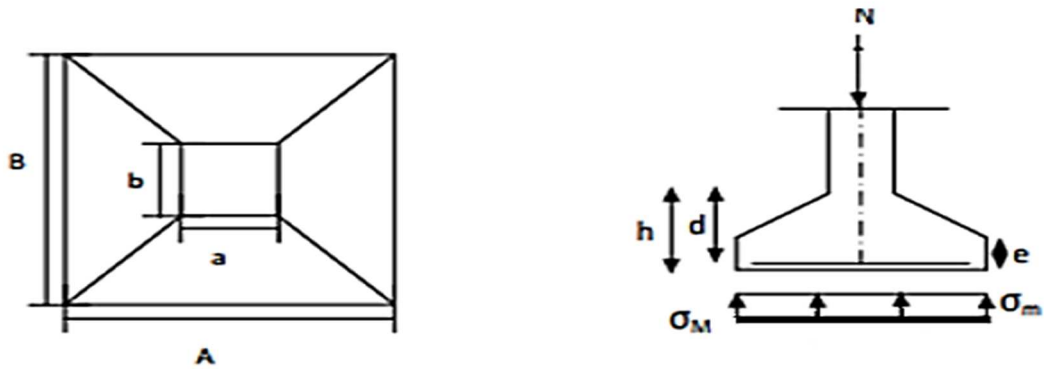


Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	$Nsd(KN)$	34.74	91.25
$\sigma_{sol}$	1.8 bar = 0.18 <b>Mpa</b> = 180 kN/m		

Tableau VIII.1 : effort normal

8.1 Dimensionnement de la semelle

Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

a = 360 mm                      b = 190mm

$\frac{a}{b} = 1.89$                        $\frac{b}{a} = 0.52$

$\frac{Nsd}{\sigma_{sol}} = \frac{91.25}{180} = 0.50$

$\left\{ \begin{array}{l} B \geq 0,51 \\ A \geq 0,97 \end{array} \right.$

On prend des semelles isolées (1 m x 1 m)

Détermination de d et h

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1 - 0.19}{4} \leq d \leq 1 - 0.36$$

$$0.21 \leq d \leq 0.64 \rightarrow 21\text{cm} \leq d \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Donc : } d=50\text{cm} \rightarrow h=50 + 5 = 55\text{cm}$$

8.2 Calcul du ferrailage :

À L'ELU :

$$Au = \frac{Nu \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 374.83\text{MPa}$$

$$Au = \frac{34.74 (1 - 0.36) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 347.83 \times 10^{-2}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

A L'ELS:

$$As = \frac{Ns(A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_c 28}\right) = 201.63\text{MPa}$$

$$As = \frac{91.25(1-0.36) \times 10^{-3}}{8 \times 0.5 \times 201.63 \times 10^{-2}} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Nous avons  $AS > Au$  donc on prend un ferrailage de 6T12.

- Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max(13.2\text{cm}; 15) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

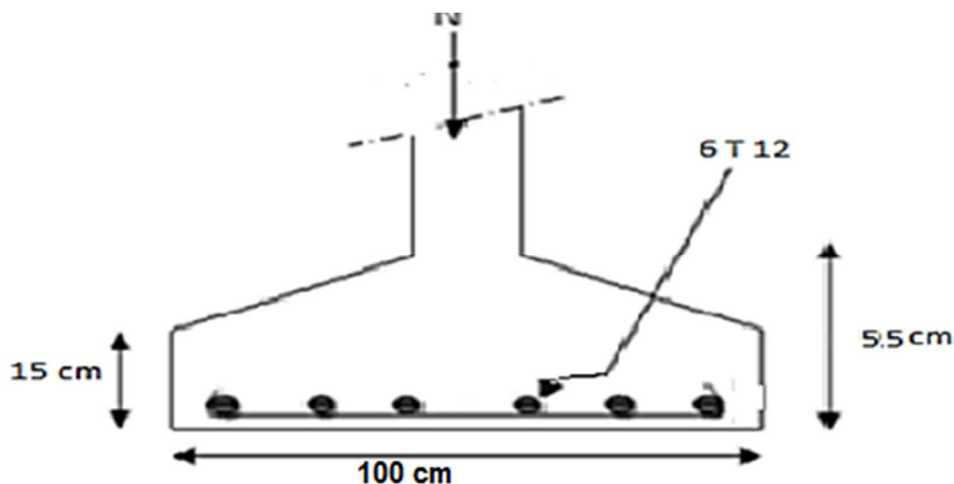


Figure VIII.2 : Ferrailage des semelles isolées.

## 9 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

### 9.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

## 10 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha} \mid 20KN \right\}$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3

- L'ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{34.74}{12} = 2.90 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$\frac{Ns}{\alpha} = \frac{91.25}{12} = 7.60 \text{ KN}$$

$$F = \max \{ 2.9 \text{ KN}; 7.6 \text{ KN}; 20 \text{ KN} \} = 20 \text{ KN}$$

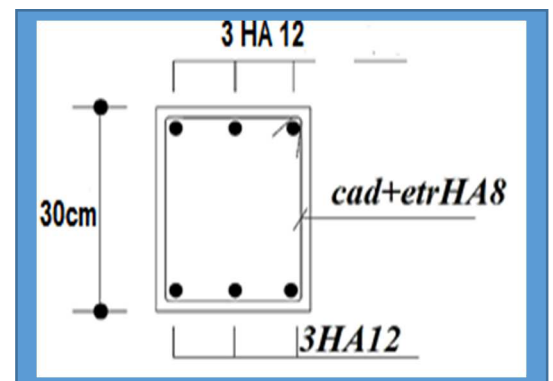
$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{201.63} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend  $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$



**10.1 Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ 0.23 b \times d \times f_{c28} * f_e = 0.23 \times 25 \times 30 \times 25 / 400 = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

→ *Condition Vérifiée*

**10.2 Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi t \leq \min (h / 35 ; \varphi \text{ min} ; b / 10) \quad \Rightarrow \quad \varphi t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend :  $\varphi t = 8\text{mm}$

**10.3 Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

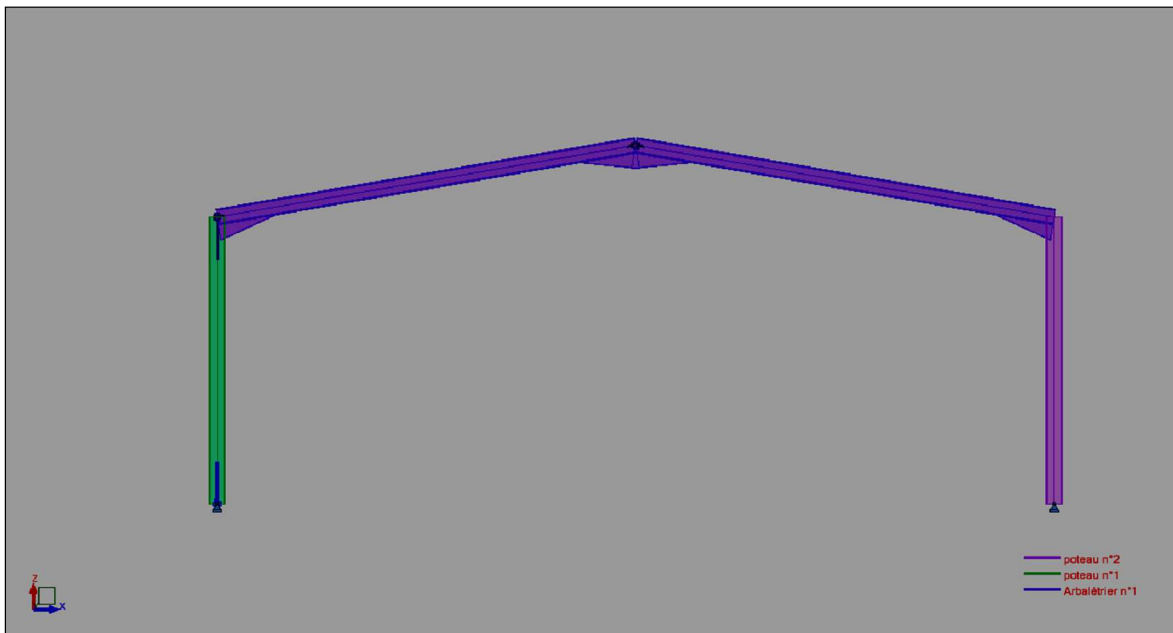
Alors on adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$

## Introduction

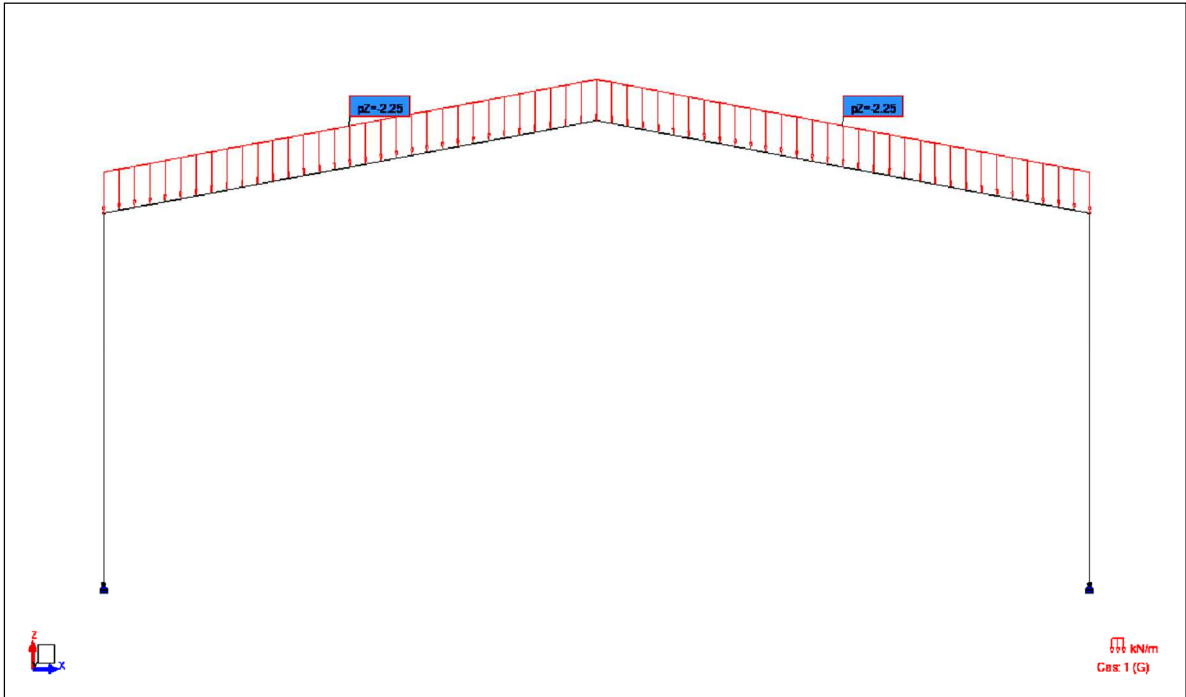
Le logiciel Robot Structural Analysis professional permet de pré-dimensionner, de calculer et de vérifier tout type de structure, en acier, en béton armé ou en bois. Il s'appuie pour cela sur un maillage en éléments finis, et des solveurs mathématiques.

Nous avons effectué le dimensionnement du portique et la vérification des assemblages, les résultats sont exposés ci-dessous :

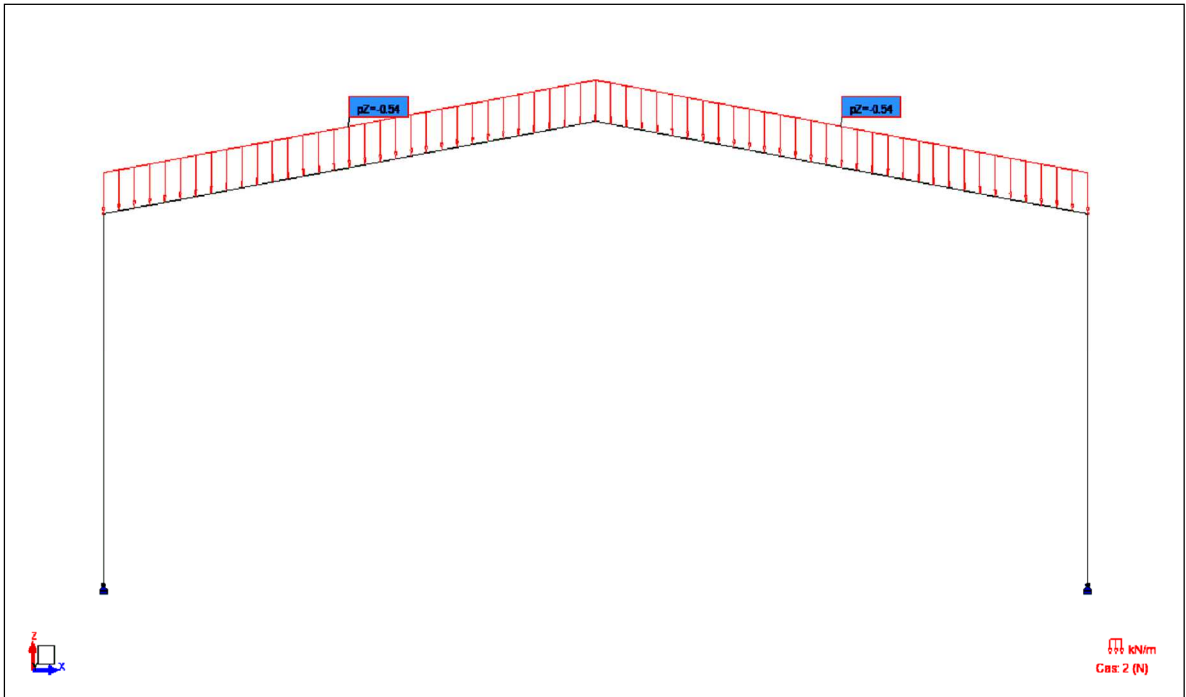
## Vue : STRUCTURE



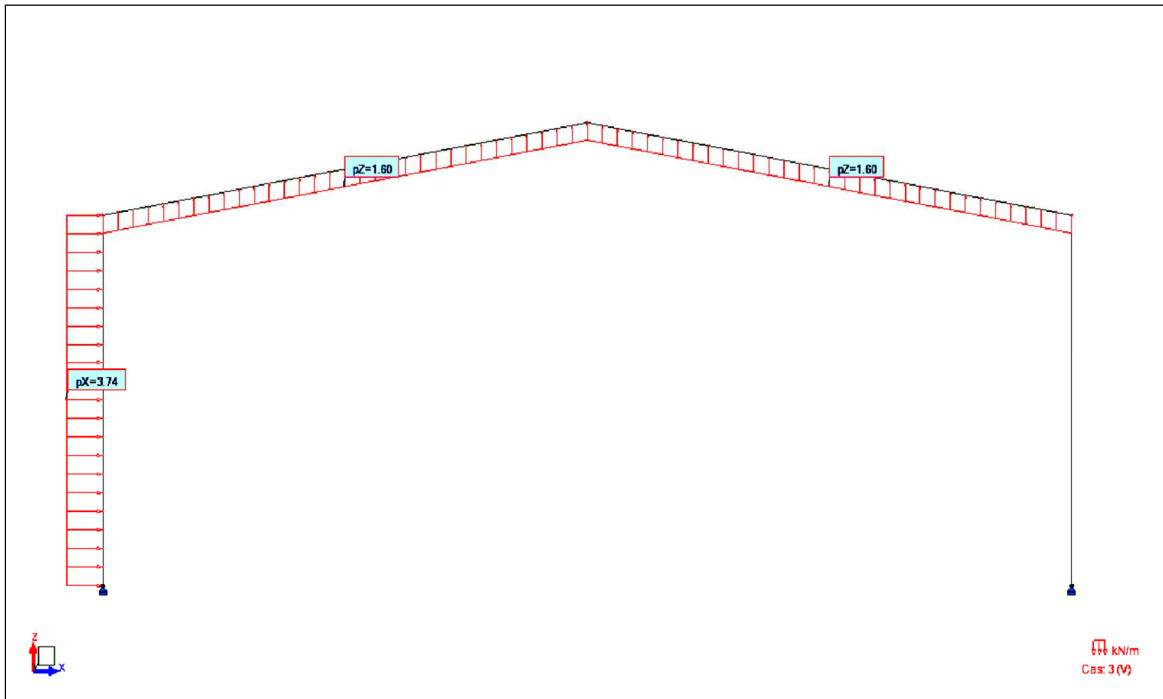
**Vue - Cas: 1 (G)**



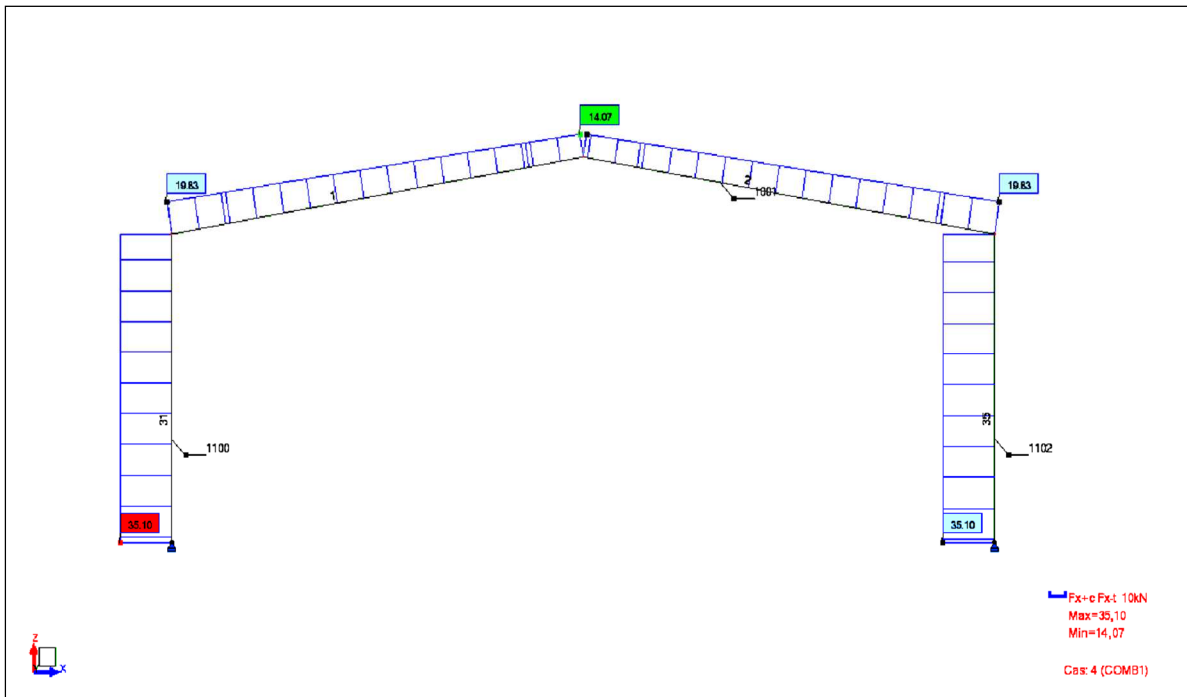
**Vue - Cas: 2 (N)**



**Vue - Cas: 3 (V)**



**Vue - FX; Cas: 1.35G+1.5N**



## **Conclusion générale**

Ce projet nous a donné l'opportunité d'utiliser les connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire dans le but de faire une étude pour un hangar de stockage en charpente métallique pour cette dernière étape de notre formation d'ingénieur en génie civil.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master en génie civil et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul numérique des structures.

Enfin, cela s'est avéré très fructueux, car ça nous a permis d'approfondir encore davantage dans l'étude de chaque élément constituant un hangar, de nous frotter aux différents défis rencontrés durant l'étude d'ingénierie.

## **Bibliographie**

- Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (**RNV 2013**)
- **Eurocode 03** (normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil)
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre du Professeur au département de génie civil à l'UMMTO, **Mr. DAHMANI Lahlou**
- Règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**

## **Logiciels**

- ROBOT
- Autocad 2014

**Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des boulons ordinaires**

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ..... (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ..... (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

**Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires**

Diamètre nominal $d$ ..... (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou $d_0$ ..... (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale $A$ .....(mm <sup>2</sup> )	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante $A_s$ .....(mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

**Tableau 5 – Diamètre  $d_0$  des trous de perçage pour boulons**

$d$ .....(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
$d_0$ .....(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33	39

Tableau 1 – Coefficient de frottement		
Classe	Caractéristiques	$\mu$
A	Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5	0,50
B	Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 $\mu\text{m}$	0,40
C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

Tableau 7 – Catégories d'assemblages boulonnés		
Catégorie	Critères	Remarques
<b>Attaches en cisaillement</b>		
<b>A</b> En pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
<b>B</b> Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
<b>C</b> Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
<b>Attaches en traction</b>		
<b>D</b> Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
<b>E</b> Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.

Valeur du coefficient de réductions (ksi)

Reduction factors $\chi$ for buckling curve $c$ ( $\alpha = 0.49$ )											
$\lambda$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9949	0.9896	0.9847	0.9797	0.9746	0.9695	0.9644	0.9593	0.9542	0.20
0.30	0.9491	0.9440	0.9389	0.9339	0.9286	0.9235	0.9183	0.9131	0.9078	0.9026	0.30
0.40	0.8073	0.8020	0.7967	0.7913	0.7859	0.7805	0.7751	0.7696	0.7641	0.7586	0.40
0.50	0.8430	0.8374	0.8317	0.8251	0.8204	0.8146	0.8088	0.8030	0.7972	0.7913	0.50
0.60	0.7854	0.7794	0.7735	0.7675	0.7614	0.7554	0.7493	0.7432	0.7370	0.7309	0.60
0.70	0.7247	0.7185	0.7123	0.7060	0.6998	0.6935	0.6873	0.6810	0.6747	0.6684	0.70
0.80	0.6622	0.6559	0.6496	0.6433	0.6371	0.6308	0.6246	0.6184	0.6122	0.6060	0.80
0.90	0.5923	0.5877	0.5826	0.5775	0.5725	0.5675	0.5625	0.5573	0.5521	0.5468	0.90
1.00	0.5399	0.5342	0.5284	0.5227	0.5171	0.5115	0.5059	0.5004	0.4950	0.4895	1.00
1.10	0.4862	0.4799	0.4737	0.4685	0.4634	0.4583	0.4533	0.4483	0.4434	0.4385	1.10
1.20	0.4338	0.4290	0.4243	0.4197	0.4151	0.4106	0.4061	0.4017	0.3974	0.3931	1.20
1.30	0.3898	0.3846	0.3805	0.3764	0.3724	0.3684	0.3644	0.3606	0.3567	0.3528	1.30
1.40	0.3492	0.3455	0.3419	0.3383	0.3348	0.3313	0.3279	0.3245	0.3211	0.3176	1.40
1.50	0.3145	0.3111	0.3081	0.3050	0.3019	0.2989	0.2959	0.2929	0.2900	0.2871	1.50
1.60	0.2842	0.2814	0.2786	0.2759	0.2732	0.2705	0.2679	0.2653	0.2627	0.2602	1.60
1.70	0.2577	0.2553	0.2528	0.2504	0.2481	0.2458	0.2434	0.2412	0.2389	0.2367	1.70
1.80	0.2345	0.2324	0.2302	0.2281	0.2260	0.2240	0.2220	0.2200	0.2180	0.2161	1.80
1.90	0.2141	0.2122	0.2104	0.2085	0.2067	0.2049	0.2031	0.2013	0.1996	0.1979	1.90
2.00	0.1962	0.1945	0.1929	0.1912	0.1896	0.1880	0.1864	0.1849	0.1833	0.1818	2.00
2.10	0.1803	0.1788	0.1774	0.1759	0.1745	0.1731	0.1717	0.1703	0.1689	0.1676	2.10
2.20	0.1662	0.1649	0.1636	0.1623	0.1611	0.1599	0.1587	0.1575	0.1561	0.1548	2.20
2.30	0.1537	0.1525	0.1514	0.1502	0.1491	0.1480	0.1469	0.1458	0.1447	0.1436	2.30
2.40	0.1425	0.1415	0.1404	0.1394	0.1384	0.1374	0.1364	0.1354	0.1344	0.1334	2.40
2.50	0.1325	0.1315	0.1306	0.1297	0.1287	0.1278	0.1270	0.1260	0.1252	0.1243	2.50
2.60	0.1234	0.1226	0.1217	0.1209	0.1201	0.1193	0.1184	0.1176	0.1168	0.1161	2.60
2.70	0.1153	0.1145	0.1137	0.1130	0.1122	0.1115	0.1108	0.1100	0.1093	0.1086	2.70
2.80	0.1076	0.1072	0.1065	0.1059	0.1051	0.1045	0.1038	0.1031	0.1025	0.1018	2.80
2.90	0.1017	0.1008	0.0999	0.0993	0.0987	0.0981	0.0975	0.0969	0.0963	0.0957	2.90
3.00	0.0951	0.0945	0.0939	0.0934	0.0928	0.0922	0.0917	0.0911	0.0906	0.0901	3.00
3.10	0.0895	0.0890	0.0885	0.0879	0.0874	0.0869	0.0864	0.0859	0.0854	0.0849	3.10
3.20	0.0844	0.0839	0.0835	0.0830	0.0825	0.0820	0.0816	0.0811	0.0806	0.0802	3.20
3.30	0.0787	0.0783	0.0779	0.0774	0.0770	0.0765	0.0761	0.0757	0.0753	0.0749	3.30
3.40	0.0754	0.0750	0.0746	0.0742	0.0738	0.0734	0.0730	0.0726	0.0722	0.0719	3.40
3.50	0.0715	0.0711	0.0707	0.0703	0.0700	0.0696	0.0692	0.0688	0.0685	0.0682	3.50
3.60	0.0678	0.0673	0.0671	0.0668	0.0664	0.0661	0.0657	0.0654	0.0651	0.0647	3.60

Reduction factors $\chi$ for buckling curve $a$ ( $\alpha = 0.21$ )											
$\lambda$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9978	0.9956	0.9934	0.9912	0.9890	0.9867	0.9844	0.9821	0.9798	0.20
0.30	0.9775	0.9751	0.9728	0.9704	0.9680	0.9655	0.9630	0.9605	0.9580	0.9554	0.30
0.40	0.9525	0.9501	0.9474	0.9447	0.9419	0.9391	0.9363	0.9333	0.9304	0.9273	0.40
0.50	0.9243	0.9211	0.9179	0.9147	0.9114	0.9080	0.9045	0.9010	0.8974	0.8937	0.50
0.60	0.8902	0.8862	0.8823	0.8783	0.8742	0.8700	0.8657	0.8614	0.8569	0.8524	0.60
0.70	0.8477	0.8430	0.8382	0.8332	0.8282	0.8230	0.8178	0.8124	0.8069	0.8014	0.70
0.80	0.7957	0.7899	0.7841	0.7781	0.7721	0.7659	0.7597	0.7534	0.7470	0.7405	0.80
0.90	0.7339	0.7273	0.7206	0.7138	0.7071	0.7003	0.6934	0.6865	0.6796	0.6726	0.90
1.00	0.6658	0.6586	0.6516	0.6446	0.6376	0.6306	0.6236	0.6167	0.6098	0.6029	1.00
1.10	0.5982	0.5892	0.5824	0.5757	0.5690	0.5623	0.5557	0.5492	0.5427	0.5363	1.10
1.20	0.5302	0.5237	0.5175	0.5114	0.5053	0.4993	0.4934	0.4875	0.4817	0.4760	1.20
1.30	0.4703	0.4648	0.4593	0.4538	0.4485	0.4432	0.4380	0.4328	0.4276	0.4228	1.30
1.40	0.4179	0.4130	0.4083	0.4036	0.3989	0.3943	0.3896	0.3850	0.3804	0.3767	1.40
1.50	0.3724	0.3682	0.3641	0.3601	0.3561	0.3521	0.3482	0.3444	0.3406	0.3369	1.50
1.60	0.3332	0.3296	0.3261	0.3228	0.3191	0.3157	0.3124	0.3091	0.3058	0.3026	1.60
1.70	0.2954	0.2923	0.2893	0.2862	0.2832	0.2802	0.2772	0.2742	0.2712	0.2683	1.70
1.80	0.2702	0.2675	0.2649	0.2623	0.2597	0.2571	0.2546	0.2522	0.2497	0.2473	1.80
1.90	0.2449	0.2426	0.2403	0.2380	0.2358	0.2335	0.2314	0.2292	0.2271	0.2250	1.90
2.00	0.2229	0.2209	0.2188	0.2166	0.2145	0.2125	0.2104	0.2083	0.2063	0.2044	2.00
2.10	0.2036	0.2018	0.2001	0.1983	0.1966	0.1948	0.1932	0.1915	0.1899	0.1883	2.10
2.20	0.1867	0.1851	0.1836	0.1820	0.1805	0.1790	0.1775	0.1760	0.1745	0.1732	2.20
2.30	0.1717	0.1704	0.1690	0.1675	0.1663	0.1649	0.1636	0.1623	0.1610	0.1598	2.30
2.40	0.1585	0.1573	0.1560	0.1548	0.1536	0.1524	0.1513	0.1501	0.1490	0.1478	2.40
2.50	0.1467	0.1456	0.1445	0.1434	0.1424	0.1413	0.1403	0.1392	0.1382	0.1372	2.50
2.60	0.1362	0.1352	0.1342	0.1332	0.1323	0.1313	0.1304	0.1295	0.1285	0.1276	2.60
2.70	0.1267	0.1258	0.1250	0.1241	0.1232	0.1224	0.1215	0.1207	0.1199	0.1190	2.70
2.80	0.1182	0.1174	0.1166	0.1158	0.1150	0.1143	0.1135	0.1128	0.1120	0.1113	2.80
2.90	0.1105	0.1098	0.1091	0.1084	0.1077	0.1070	0.1063	0.1056	0.1049	0.1042	2.90
3.00	0.1038	0.1032	0.1022	0.1016	0.1010	0.1003	0.0997	0.0991	0.0985	0.0978	3.00
3.10	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0949	0.0943	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	3.10
3.20	0.0915	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	3.20
3.30	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	0.0862	0.0857	0.0852	0.0848	0.0843	0.0838	3.30
3.40	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	3.40
3.50	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	3.50
3.60	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	3.60

Reduction factors  $\chi$  for buckling curve d ( $\alpha = 0,75$ )

$\lambda$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9921	0.9843	0.9765	0.9688	0.9611	0.9535	0.9459	0.9384	0.9309	0.20
0.30	0.9235	0.9160	0.9086	0.9013	0.8939	0.8866	0.8793	0.8721	0.8648	0.8576	0.30
0.40	0.8504	0.8432	0.8360	0.8289	0.8218	0.8146	0.8075	0.8005	0.7934	0.7864	0.40
0.50	0.7793	0.7723	0.7653	0.7583	0.7514	0.7444	0.7375	0.7306	0.7237	0.7169	0.50
0.60	0.7103	0.7032	0.6964	0.6897	0.6829	0.6762	0.6695	0.6629	0.6563	0.6497	0.60
0.70	0.6431	0.6365	0.6301	0.6237	0.6173	0.6109	0.6046	0.5983	0.5921	0.5859	0.70
0.80	0.5797	0.5736	0.5675	0.5615	0.5556	0.5496	0.5438	0.5379	0.5322	0.5265	0.80
0.90	0.5208	0.5152	0.5096	0.5041	0.4987	0.4933	0.4879	0.4825	0.4774	0.4722	0.90
1.00	0.4671	0.4620	0.4570	0.4521	0.4472	0.4423	0.4375	0.4328	0.4281	0.4235	1.00
1.10	0.4183	0.4144	0.4098	0.4055	0.4012	0.3969	0.3926	0.3884	0.3843	0.3802	1.10
1.20	0.3762	0.3722	0.3683	0.3644	0.3605	0.3566	0.3530	0.3493	0.3457	0.3421	1.20
1.30	0.3395	0.3359	0.3316	0.3282	0.3248	0.3215	0.3182	0.3150	0.3118	0.3086	1.30
1.40	0.3055	0.3024	0.2994	0.2964	0.2935	0.2906	0.2877	0.2849	0.2821	0.2793	1.40
1.50	0.2765	0.2739	0.2712	0.2686	0.2660	0.2635	0.2609	0.2585	0.2560	0.2536	1.50
1.60	0.2512	0.2488	0.2465	0.2442	0.2419	0.2397	0.2375	0.2353	0.2331	0.2310	1.60
1.70	0.2289	0.2268	0.2246	0.2228	0.2208	0.2188	0.2168	0.2149	0.2130	0.2112	1.70
1.80	0.2093	0.2075	0.2057	0.2039	0.2021	0.2004	0.1987	0.1970	0.1953	0.1936	1.80
1.90	0.1920	0.1904	0.1888	0.1872	0.1856	0.1841	0.1825	0.1810	0.1796	0.1781	1.90
2.00	0.1766	0.1752	0.1738	0.1724	0.1710	0.1696	0.1683	0.1669	0.1656	0.1643	2.00
2.10	0.1630	0.1617	0.1604	0.1592	0.1580	0.1567	0.1555	0.1543	0.1532	0.1520	2.10
2.20	0.1508	0.1497	0.1485	0.1474	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1420	0.1410	2.20
2.30	0.1392	0.1389	0.1379	0.1369	0.1359	0.1349	0.1340	0.1330	0.1320	0.1311	2.30
2.40	0.1302	0.1292	0.1283	0.1274	0.1265	0.1257	0.1248	0.1239	0.1231	0.1222	2.40
2.50	0.1214	0.1205	0.1197	0.1189	0.1181	0.1173	0.1165	0.1157	0.1149	0.1142	2.50
2.60	0.1134	0.1127	0.1119	0.1112	0.1104	0.1097	0.1090	0.1083	0.1076	0.1069	2.60
2.70	0.1062	0.1055	0.1048	0.1042	0.1035	0.1029	0.1022	0.1016	0.1009	0.1003	2.70
2.80	0.0997	0.0990	0.0984	0.0978	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0948	0.0943	2.80
2.90	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	0.0914	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	2.90
3.00	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837	3.00
3.10	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	3.10
3.20	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	3.20
3.30	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	3.30
3.40	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	0.0691	0.0687	0.0683	0.0680	0.0676	0.0673	3.40
3.50	0.0663	0.0660	0.0656	0.0653	0.0650	0.0646	0.0643	0.0640	0.0637	0.0634	3.50
3.60	0.0636	0.0633	0.0630	0.0627	0.0624	0.0620	0.0617	0.0614	0.0611	0.0608	3.60

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	$z_r$	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§ 2.4.5
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	§ 2.4.5
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4
-		§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	$C_{pi}$	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	$C_{pe}$	§ 5.2
- Coefficient de pression net	$C_{pnet}$	§ 5.3
- Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_w$	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	$F_w$	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_t(z) = 1$ 

Angle de 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	
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6	-0,8	-1,4	-1,5
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,7	-1,2	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-1,2	-0,4	-1,0	-1,5	-1,5
30°	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0	0,0	0,0	0,0
45°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-1,2	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5
60°	0,7		0,7		0,4		0,0	0,0	0,0	0,0
75°	0,0		0,0		0,0		-0,2	-0,2	-0,3	-0,3
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0	0,0	0,0	0,0
	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2	-0,2	-0,3	-0,3
	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2	-0,2	-0,3	-0,3

Angle de 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	-0,6	-1,2
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	-1,2
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	-1,2
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-1,2
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

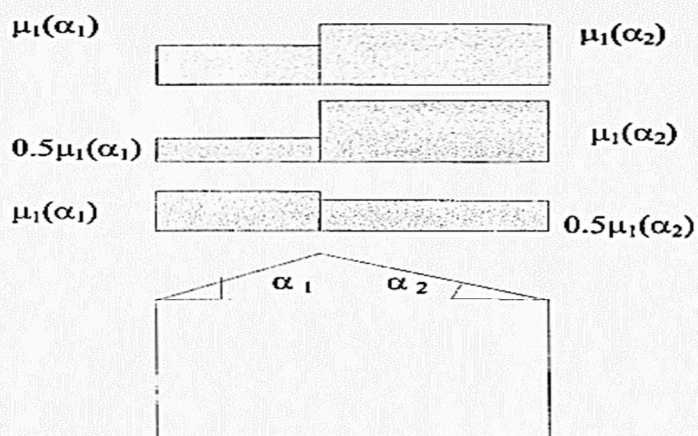


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

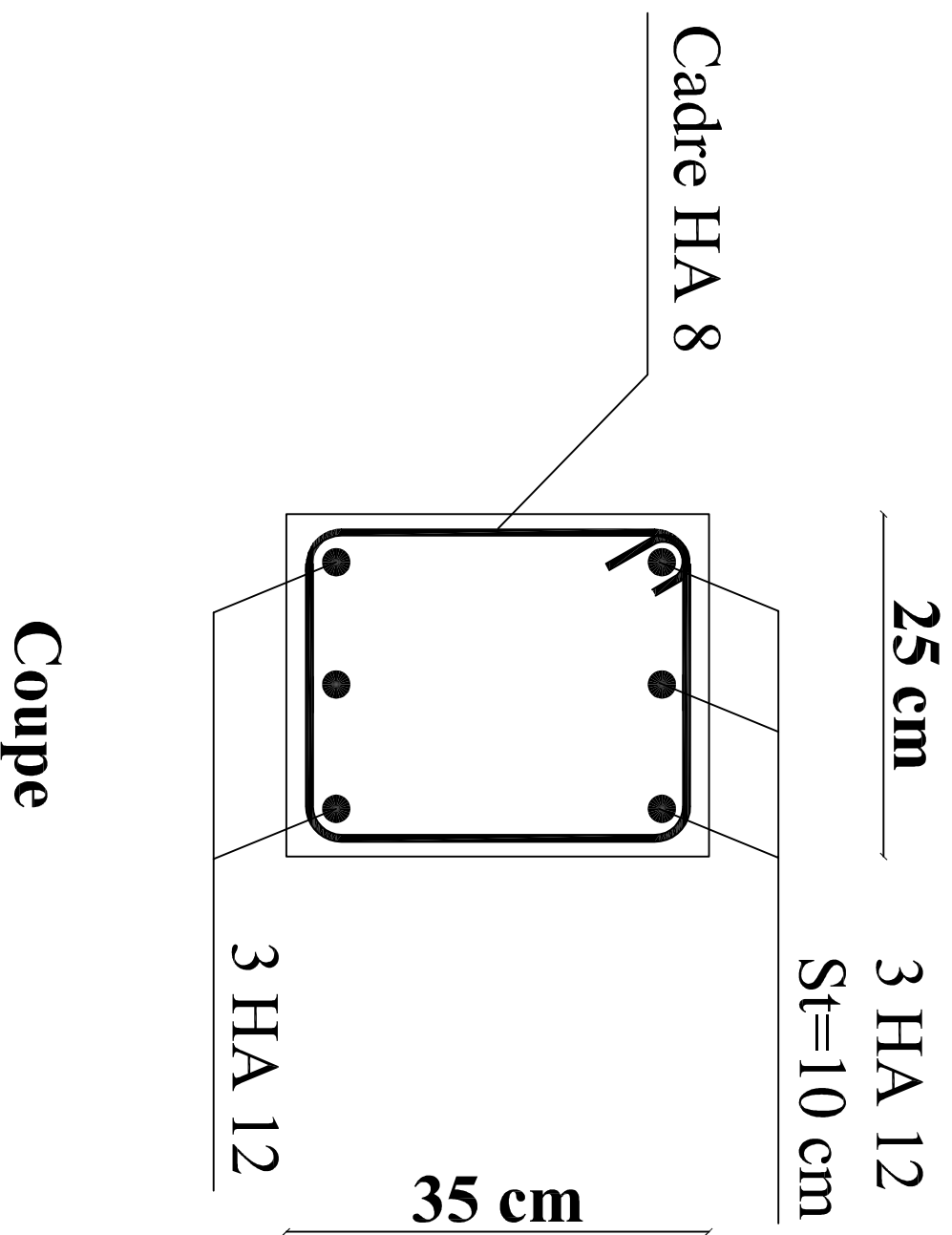


Acier S 275 JR ou S 235 JR selon  
NF EN 10025  
Long. 6m/6m200

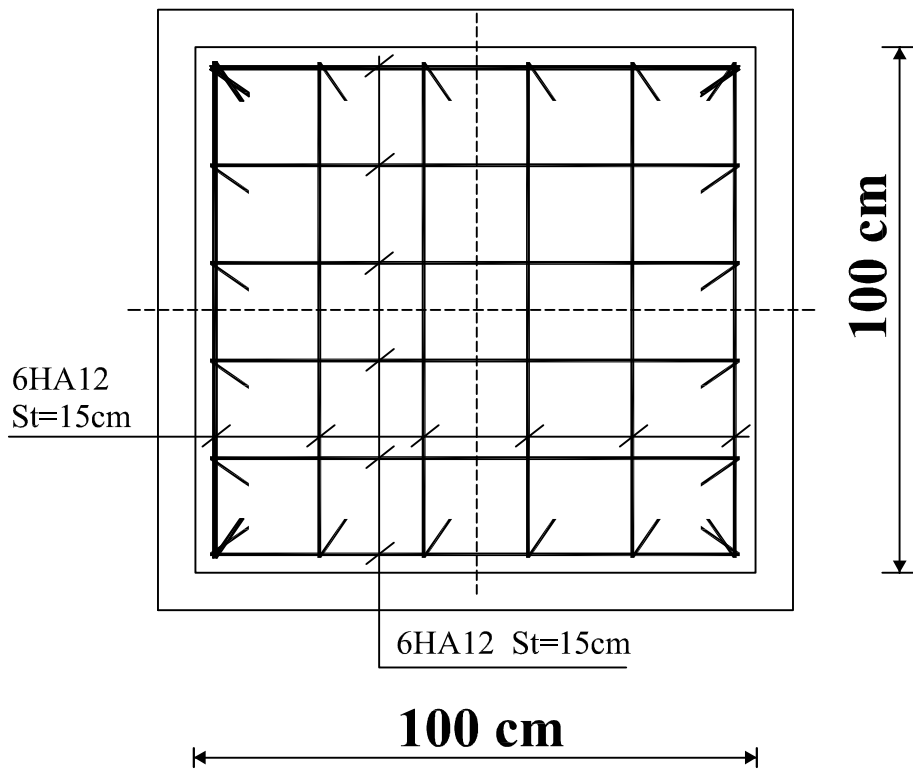
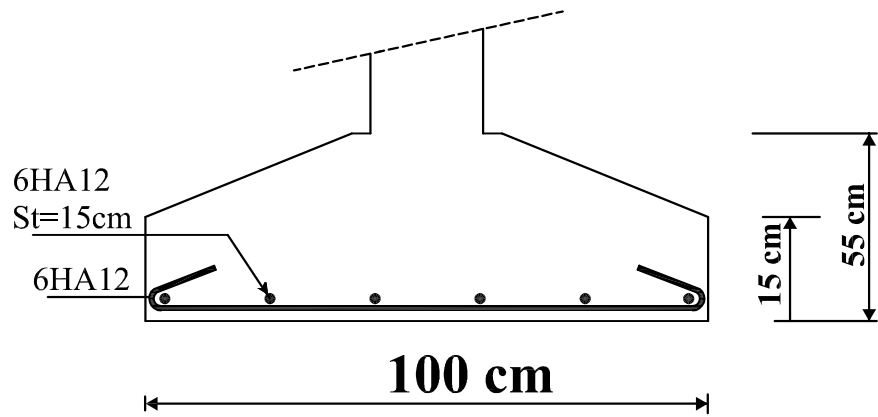


Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

*Dimensions des barres rondes*

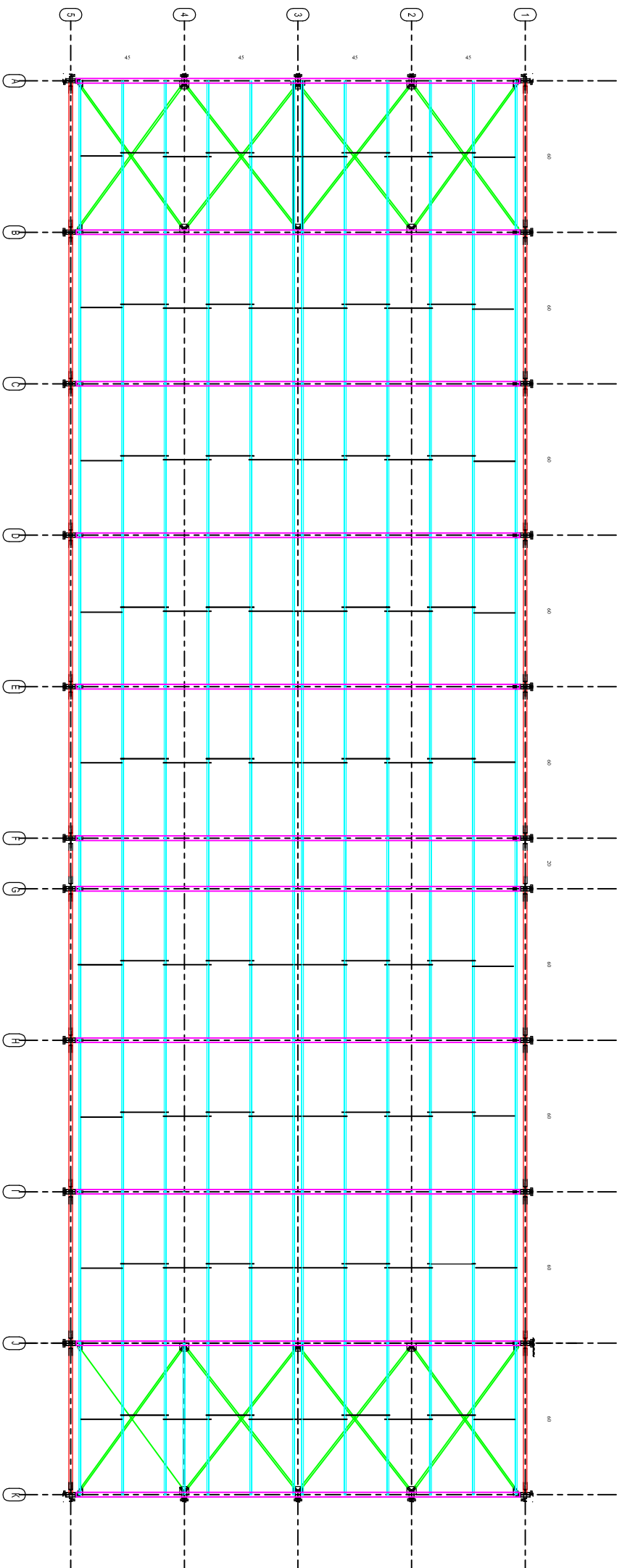


**Schéma de ferrailage de la longrine**



**Schéma de ferrailage de la semelle**

# VUE EN PLAN OSSATURE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr: CHEBALLAH AGHILES

Mr: KACI NABIL

DIRIGE PAR:

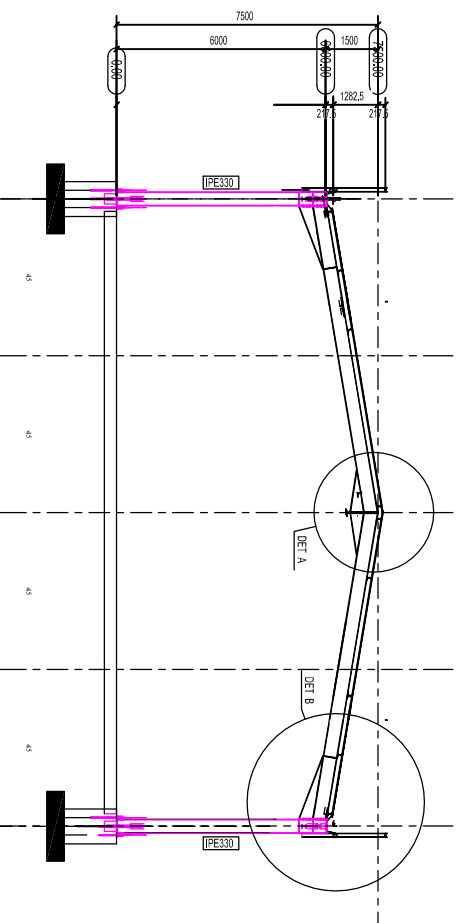
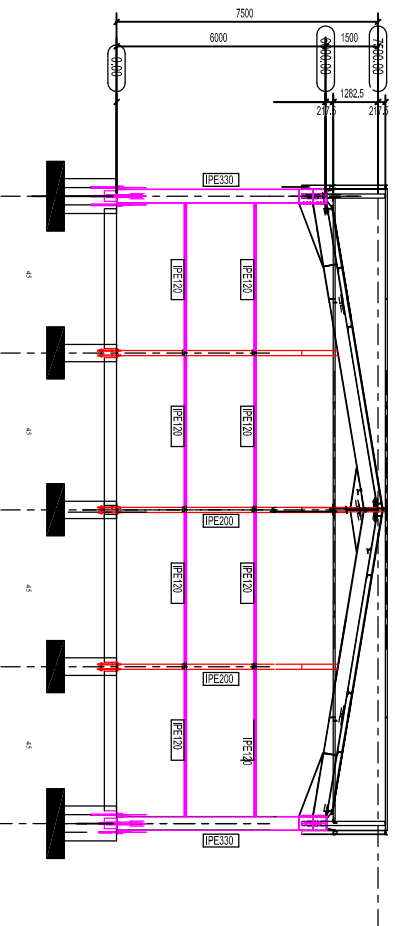
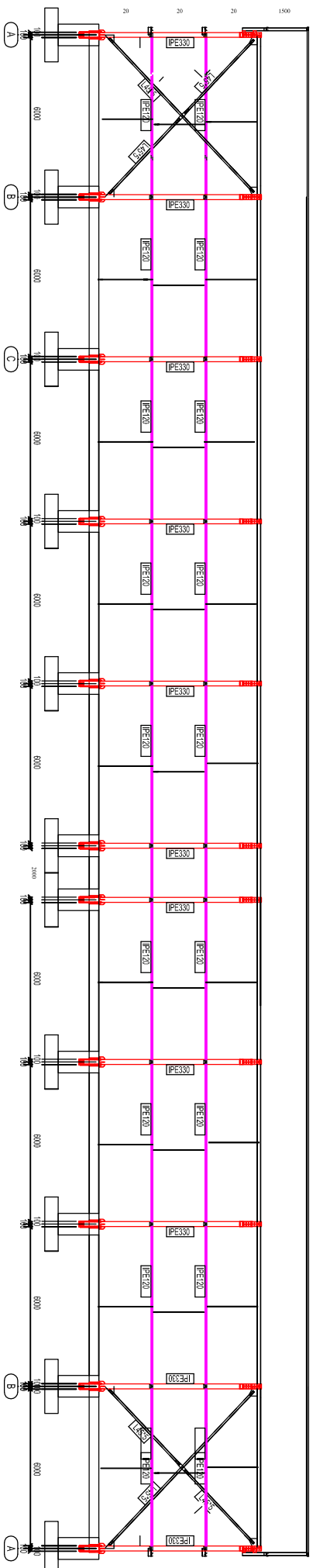
Mr : DAHMANI

TITRE

VUE EN PLAN OSSATURE

ECHELLE

PROMOTION 2018/2019



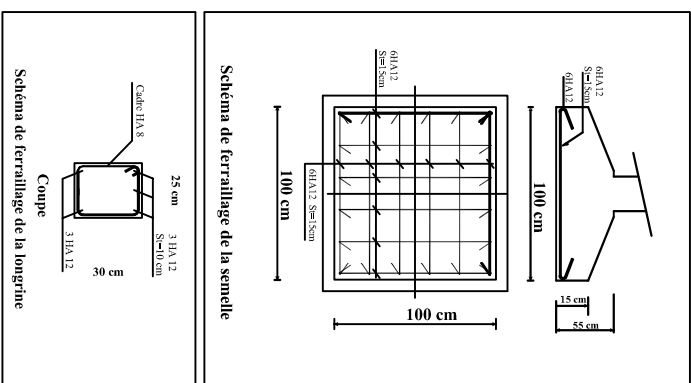
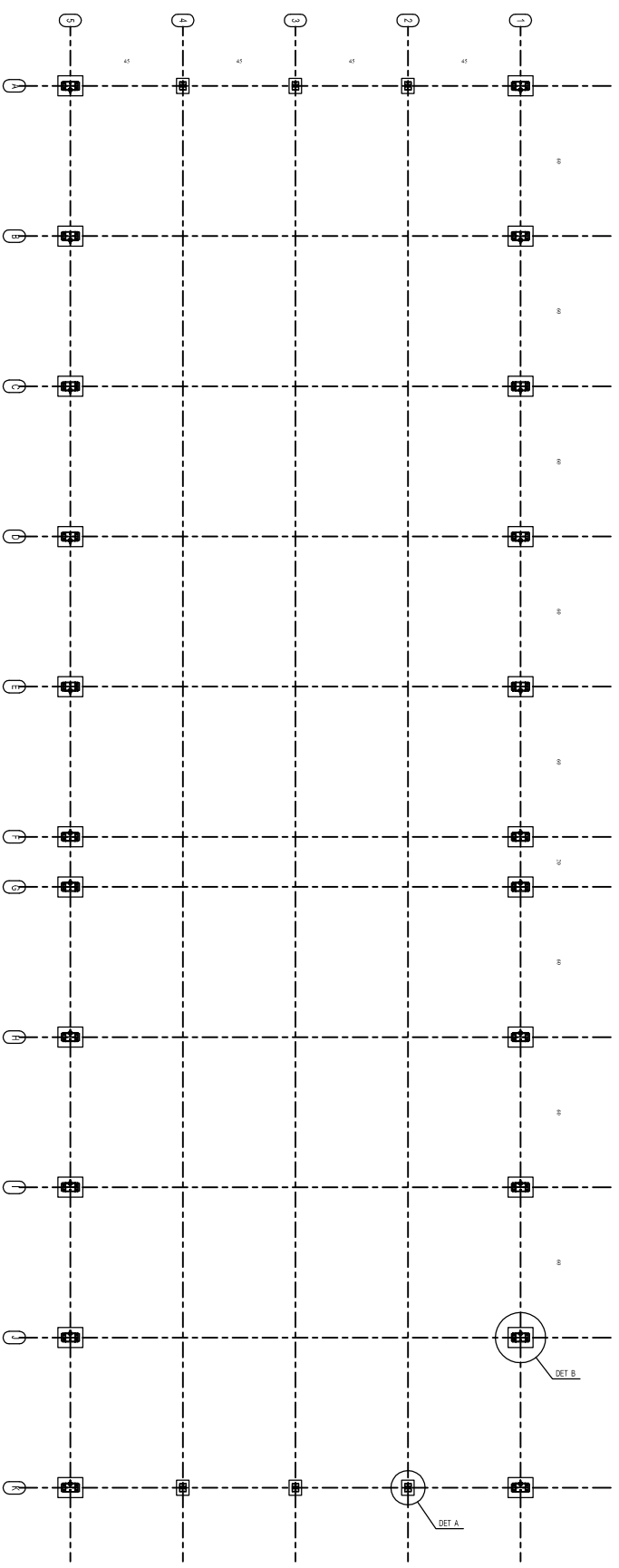
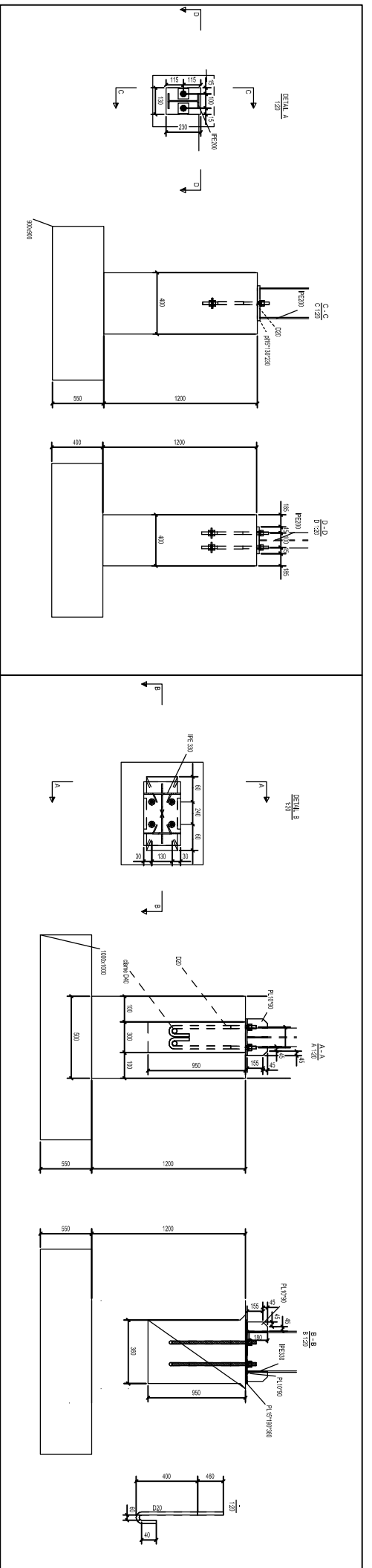
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:  
 M<sup>r</sup>: CHEBALLAH AGHILES  
 M<sup>r</sup>: KACI NABIL

TITRE  
 VUE EN PLAN PAROIS VERTICALES

DIRIGE PAR:  
 M<sup>r</sup>: DAHMANI

ECHELLE  
 PROMOTION 2018/2019



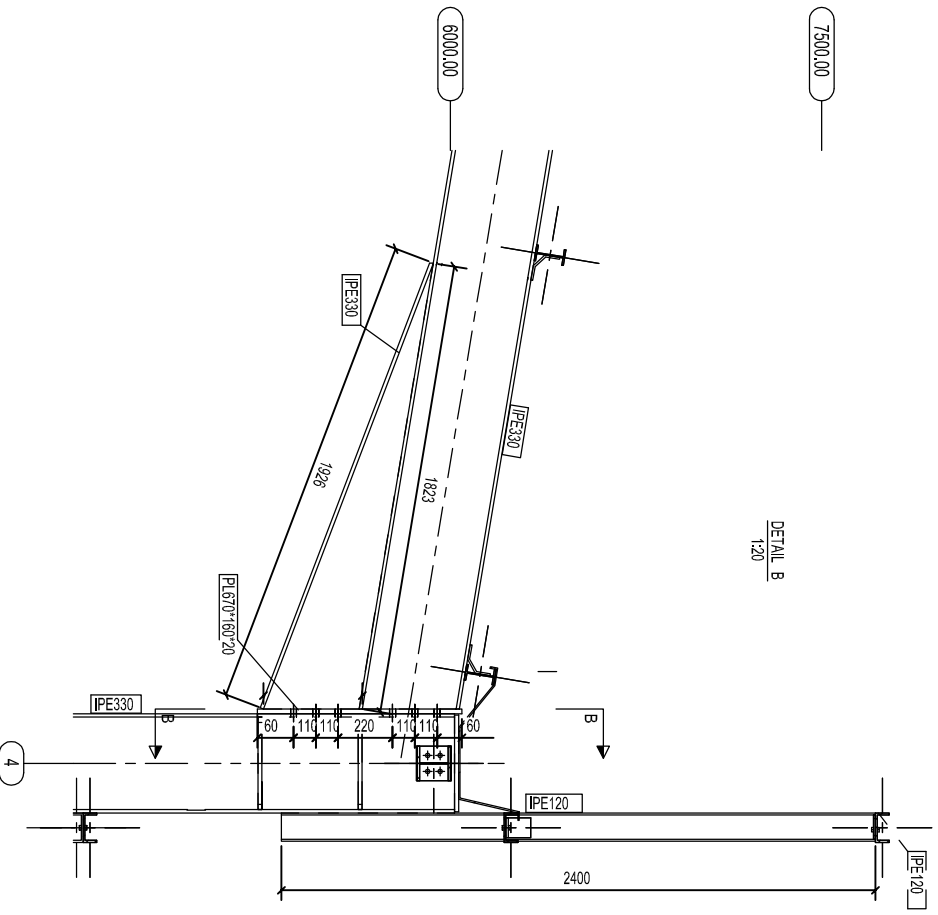
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR  
 M<sup>r</sup>. CHERALLAH AGHILES  
 M<sup>r</sup>. KACI NABIL

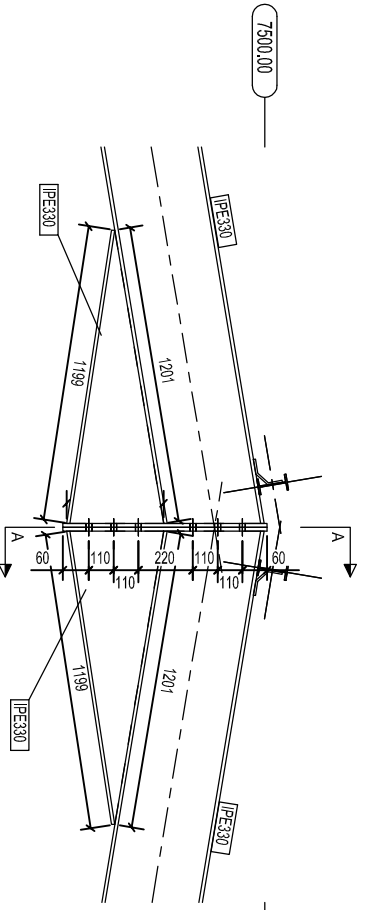
DIRIGE PAR  
 M<sup>r</sup>. DAHMANI

TITRE  
 PLAN FONDATION

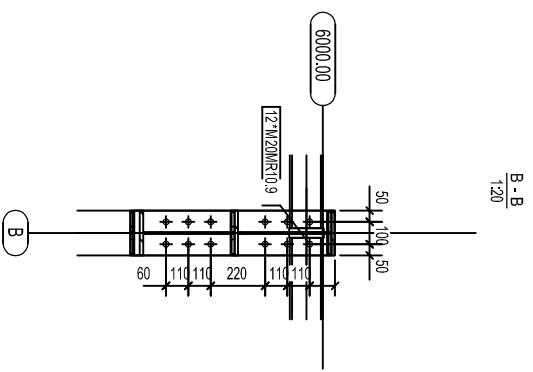
ECHELLE  
 PROMOTION 2018/2019



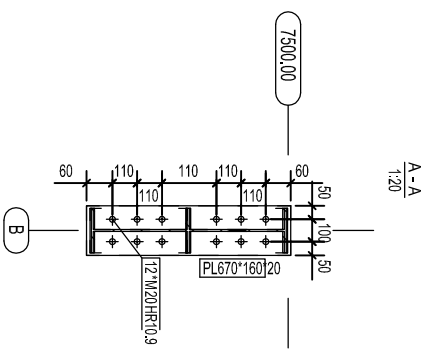
DETAIL B  
1:20



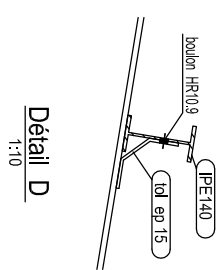
DETAIL A  
1:20



B-B  
1:20



A-A  
1:20



Détail D  
1:10

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M <sup>re</sup> CHERALLAH AGHILES M <sup>re</sup> KACI NABIL	TITRE DETAILS DASSEMBLAGES
DIRIGE PAR: M <sup>r</sup> : DAHMANI	ECHELLE PROMOTION 2018/2019

