



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil
Option: Construction Métallique

Thème :

**ETUDE D'UN HANGAR À 04 VERSANTS
EN CHARPENTE METALLIQUE**

Présenté par :

- MERMOURI Mokrane
- AIT AMARA Djillali

Encadré par :

M^r : L.RAMDANI

Members du jury :

- M^r : N. BELHAMDI
- M^r : N. MERIDJA

Promotion 2013-2014

Remerciements

Nous tenons à remercier le bon DIEU qui nous a donné la patience et le courage pour mener ce travail jusqu'au bout.

Nos vifs remerciements pour notre promoteur ainsi que les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que ce travail voit le jour.

En fin nous remercions à travers ce travail tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



Dédicaces

À mes chers parents pour leur amour et leur support continu pour Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour.

À ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours Et ceux à qui je dois tant.

À mes frères et sœurs, ma grande mère, mes chers tantes et oncles, mes cousins et cousines, et à toute ma grande famille

Mes dédicaces vont également à mes amis (es) de la promotion GENIE CIVIL 2013-2014.

À tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Mermouri/M



Dédicaces

À la mémoire de mon père.

À ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

À ceux qui m'ont encouragé et soutenu depuis toujours

Et ceux à qui je dois tant

À ma chère mère et ma chère épouse pour leur amour et leur support continu pour Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde Reconnaissance pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À mes frères et mon beau père et sa femme

À tous mes amis sans exception

À toute la promotion 2014

Djillali

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION

I.1	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.2	Caractéristiques structurales	2
I.3	Matériaux Utilises	3
I.4	Règlements Utilises	5

CHAPITRE II ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS

II.1	Actions	6
II.2	Combinaisons d'actions	7
II.3	Vérifications à effectuer	8
II.4	Limites des flèches et des déplacements.....	9
II.5	Facteurs partiels de sécurité	9

CHAPITRE III ETUDE CLIMATIQUE

INTRODUCTION	
III.1	Action du vent	11
III.2	Coefficient de calcul.....	12
III.3	Direction de vent (pignon)	17
III.3.3	Résumé des pressions exercées sur la structure,(vent sur pignon)	25
III.4	Calcul de force de frottement	27
III.5	Direction du vent V_3 (lang pon)	28
III.5.4	Résumé des pressions exercées sur la structure, vent sur long pan V_3	37
III.6	Calcul de force de frottement	39
III.7	Action de la neige	40
III.8	Effet de la température	42

CHAPITRE IV CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

IV.1	Etude de bardage et de la couverture	43
IV.2	Calcul des pannes	43

VII.2 Les vérifications à faire	128
VII.3 Note de calculé puisées de logiciel ROBOT de déférents élément.....	129

CHAPITRE VIII CALCUL DES ASSEMBLAGES

INTRODUCTION

VIII.1 Les différents types d'assemblages	141
VIII.2 Fonctionnement Des Assemblages	141
VIII.3 Rôle des assemblages	141
VIII.4 Assemblage des éléments de la ferme	143
VIII.5 Assemblage poteau – ferme : (IPE500 - 2L (70*70*7)).....	149
VIII.6 Assemblage de l'échantignolle	152
VIII.7 Assemblage des éléments de contreventements	153
VIII.8 Assemblage poteau - poutre sablière (IPE500-HEA140)	163
VIII.9 calcul des pieds de poteaux.....	166
VIII.10 Calcul des Pieds de potelets articulés	170

CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION

IX.1 Les type des fondations	174
IX.2 Choix des fondations	174
IX.3 Calcul des fondations sous poteaux	175
IX.4 Calcul des fondations sous les potelets.....	178
IX.5 Calcul des longrines	181
IX.6 Le futs	182

CHAPITRE X VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

INTRODUCTION

X.1 Détermination des moments renversants (MR)	183
X.1.1 Cas de vent	183
X.1.2 Cas de séisme	186
X.2 Vérification au renversement de la structure	187

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

I.1 : Vue en 3D du Hangar	1
I.2 : Panneau sandwich TL 50 P BATICOMPOS	2
I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	4
III.1 : Vent sur façade principale et secondaire	12
III.2 : Vent sur la façade gauche et droite	12
III.3 : surfaces élémentaires.....	15
III.4 : Vue en élévation des parois verticales de direction pignon	18
III.5 : Vue en plan de la paroi verticale de direction pignon.....	18
III.6 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales– direction V1 du vent	19
III.7 : Répartition du vent sur la toiture $\Theta = 90^\circ$	20
III.8 : Valeurs de Cpe pour la toiture, vent sur pignon.....	21
III.9 : Distribution des pressions sur la structure, vent sur pignon, Cpi=0,3 et Cpi=0,8.....	26
III.10 : Vue en élévation des parois verticales de direction V3	29
III.11 : vue en plan des parois verticales	29
III.12 : Légende pour les parois verticales	30
III.13 : représentation des pentes.....	30
III.14 : Légende pour les toitures à versants multiples.....	31
III.15 : Légende pour la toiture	31
III.16 : Valeurs de Cpe pour la toiture – direction du vent V3.....	32
III.17 : Distribution des pressions sur la structure, vent sur long pan,Cpi=-0,4 et Cpi=0,8	38
III.18 : Représentation des versants de la toiture	41
III.19 : Chargement de la neige sur la toiture	42
IV.1 Disposition de la panne sur la toiture.....	44
IV.2 pente de calcul	44
IV.3 Schéma statique sous charge d'entretien.....	45
IV.4 Moment due à la charge d'entretien.....	45
IV.5 Présentation d'une lierne	57

IV.6 les schémas statiques	57
IV.7 représentation des efforts	59
IV.8: Echantignole	60
IV.9. Disposition de l'échantignole de rive	61
IV.10 Dimensions de l'échantignolle.....	62
IV.11 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	63
IV.12 les schémas statiques	69
IV.13 représentation des efforts	70
IV.14 Les composants de la ferme.....	72
IV.15 Schéma statique de la ferme	72
IV.16: Surface afférente des nœuds	73
IV.17 : Doubles cornières	77
IV.18 : effort sur la poutre sablière.....	85
IV.19 : Schéma statique du potelet	92
V.1 : Mode de déformation (1).	106
V.2 : Mode de déformation (2).	106
V.3: Mode de déformation (3).	107
VI.1: Vue en plan de la poutre au vent.	113
VI.2: Schéma statique de la poutre au vent.....	113
VI.3: Valeurs des forces et réactions	115
VI.4 : Isolation des nœuds	115
VI.5: présentation des efforts sur les nœuds	116
VI.6 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan.....	123
VI.7 : Schéma des Contreventements verticaux ou ciseaux	125
VIII.1: Détail assemblage Gousset – éléments de la ferme.....	144
VIII.2: Longueurs des soudures	145
VIII.3: Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme	146
VIII.4: Détail assemblage ferme – poteau	149
VIII.5: distribution des efforts.....	150
VIII.6: assemblage de panne et Mem-Sup avec échantignolle	152

VIII.7: Vue de face de l'échantignole	152
VIII.8: Détail d'assemblage au sommet de la ferme	154
VIII.9: cordon de soudure	156
VIII.10: assemblage des palées de stabilité	158
VIII.11: cordon de soudure sur gousset.....	160
VIII.12: assemblage ciseaux par gousset.	161
VIII.13: assemblage poteau poutre par une platine	163
VIII.14: assemblage platine poutre par cordon de soudure	165
VIII.15: tige d'encrage du pied de poteau	166
VIII.16: Dispositions constructives	169
VII.18: les efforts sur poteau	170
VIII.19: disposition des tiges de potelet	171
VIII.20: les efforts sur potelet	173
IX.1: détaille de ferrailage de la semelle de Poteau.....	178
IX.2: détaille de ferrailage de la semelle de potelé.....	181
IX.3 : section du fut à ferrailer.....	183
IX.4 Schéma de ferrailage des futs.	184
X.1: Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale Avec dépression intérieure	185
X.2: Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire Avec surpression intérieure	186

LISTE DES TABLEAUX

I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u (CCMA97, tableau 3.1).....	3
III.1: Les valeurs de C_d pour les parois	13
III.2: Les valeurs de C_d pour la toiture	14
III.3 : Les valeurs de Coefficient de rugosité	16
III.4 : les valeurs de coefficient d'exposition	16
III.5 : les valeurs de pression dynamique	17
III.6 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone De parois verticales	19
III.7 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	20
III.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale Avec $C_{pi}= 0.3$	22
III.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture Avec $C_{pi}= 0.3$	23
III.10: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale Avec $C_{pi}= 0.8$	23
III.11: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture Avec $C_{pi} = 0.8$	24
III-12: Valeurs de la force de frottement.....	28
III.13: Coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale	30
III.14: Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	32
III.15: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale Avec $C_{pi}= -0.4$	33
III.16: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = -0.4$	34
III.17: Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale Avec $C_{pi}= 0.8$	35
III.18 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture Avec $C_{pi}= 0.8$	36
III.19 : les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture.....	40

III.20: coefficient de forme –toitures à versants multiples	41
IV.1: Les efforts max dans les éléments de la ferme	75
IV.2: Les sections des éléments de la ferme adoptés	84
V.1 : Pénalité de vérification.....	102
V.2 : pourcentage de participation de masse.....	105
V.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	108
V.4 : Déplacement max en situation durable	109
V.5: Déplacement relatif des niveaux	110
V.6 : Effet P- Δ suivant X-X.....	111
V.7 : Effet P- Δ suivant Y-Y	111
VI.1 : Les résultats de F_i	114
VIII.1 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes.....	142
VIII.2 : Efforts dans les éléments de la ferme.	143
VIII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	144
VIII.4 : Dimension des cordons de soudure	145
X.1 : Vent sur façade principale avec : $C_{pi}=0.8$	184
X.2: Vent sur façade secondaire avec : $C_{pi}=+0.8$	185
X.3: Vérification au renversement de la structure	187

NOTATIONS

Sollicitations–Contraintes–Déformations

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

ν : Coefficient de poisson pour l'acier.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

F_p : Effort de précontrainte dans un boulon (kN).

M_{sd} : Moment sollicitant maximum (kN.m).

M_{rd} : Moment résistant (kN.m).

M_{st} : Moment stabilisateur

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

N_{sd} : Effort normal due aux charges verticales (kN).

N_u : Effort normal pondéré (kN).

N_{rd} : Effort normal résistant (KN).

N_{pl} : Effort normal de plastification (kN).

$W_{ply,Z}$: Module plastique de la section

$W_{ely,Z}$: Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section.

M_{ply} : Moment résistant plastique de la section.

$M_{ely,Z}$: Moment résistant élastique de la section.

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant (kN).

V_{pl} : Effort tranchant de plastification (kN).

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

F : Flèche d'une poutre (mm).

F_{adm} : Flèche admissible (mm).

f_y : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

Notations

ξ_y : Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

ξ : allongement relatif (déformation %).

f_{yb} : Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : Contrainte normale (MPa).

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm²).

A_V : Aire de cisaillement (cm²).

I_Y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

h : Hauteur d'une pièce en générale (mm).

H_p : Hauteur de la tôle profilée (mm).

H_c : Épaisseur de la dalle en béton armé (cm).

A_s : Section d'armature de béton (cm²).

L : Longueur, ou portée d'une poutre(m).

L_{cr} : Longueur critique (m).

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i : Rayon de giration d'une section (mm).

L_f : Longueur de flambement (mm).

Φ : Diamètre d'une armature transversale.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

e : L'excentricité de l'effort normal.

Coefficients et grandeurs sans dimensions

n : Nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.

P : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

K : Coefficient de flambement.

K_y, K_z : Coefficient de flambement-flexion.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

ξ : Coefficient de réduction élastique de l'acier (

λ : Élancement de l'élément.

K_λ : Élancement eulérien.

$\lambda_{y,z}$: Elancement géométrique pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

$\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

λ_{LT} : Elancement réduit pour le déversement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\beta_{My,z}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (ψ).

INTRODUCTION GENERALE

La construction des ouvrages, par les différentes méthodes et matériaux connues, a subi un énorme développement et une grande progression, en passant par des petites maisons rudimentaires aux grands palais et ouvrages d'art. Cette progression est la conséquence de plusieurs facteurs, en particulier les nouvelles méthodes des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ce ci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un Hangar en construction métallique, à usage de stockage.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION :

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'un Hangar à usage de stockage (dépôt d'Eau Minérale et de boisson Non alcoolisé) en Construction Métallique à versants multiples, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de poutres, poteaux et fermes.

L'ouvrage sera implanté à Akbou (w) Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone moyenne sismicité (IIa.)

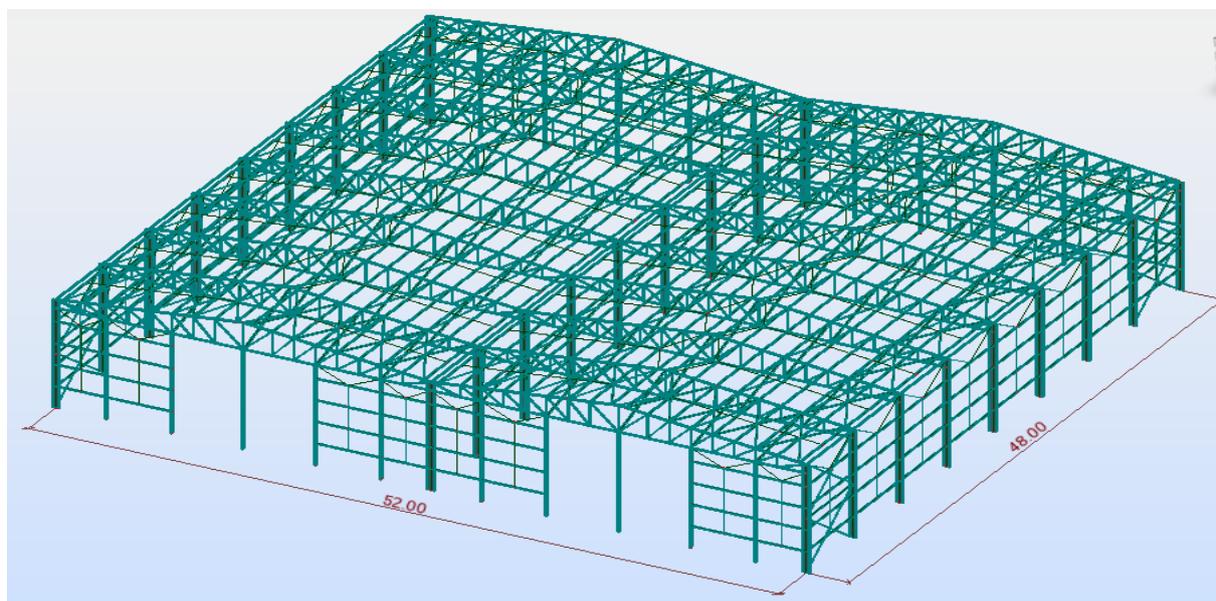


Figure I.1 : Vue en 3D du Hangar

I.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Comme il est illustré dans les plans précédents :

-Longueur totale en plan (long pan) 48.00 m

- Largeur totale en plan (pignon)..... 52.00 m
- La plus grande hauteur..... 10.50m
- La toiture en forme d'un trapèze (04 versants)
- La pente du versant $\alpha = 6.58^\circ$

I.2 Caractéristiques structurales

a) Les Couvertures :

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

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

* Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

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

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

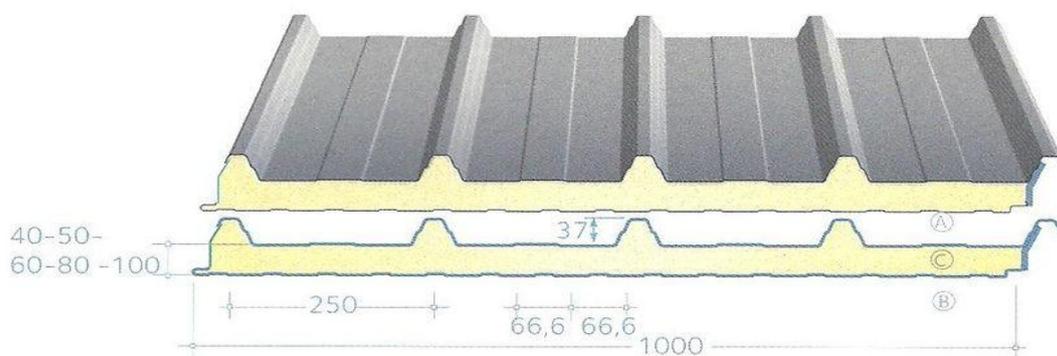


Figure I.2 : Panneau sandwich TL 50 P BATICOMPOS.(voir annexe 1)

b) Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques et des fermes, sa stabilité dans le sens transversal est assurée par une succession de portiques transversaux en poteaux et fermes, renforcée par des poutres à treillis sur long - pan, alors que la stabilité longitudinale est réalisée par des palés de stabilités sur le long - pan et une poutre au vent de pignon.

I.3 Matériaux Utilisés

I.3.1 Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%)

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

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

I.3.2 Propriétés des profilés laminés

1- Résistance

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

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_y(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

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

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier Fe360.

2-Ductilité : (§ 3.2.2.3 CCMA97)

En résistance des matériaux , la **ductilité** désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité), induit par la déformation plastique, devient critique et se propage. La ductilité est donc l'aptitude qu'a un matériau à résister à cette propagation. S'il y résiste bien, il est dit ductile, sinon il est dit fragile.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\xi_u \geq 20 \xi_y$)
- A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur a 15% , avec A_0 section transversale initiale.

3-Propriétés mécaniques : (§ 3.2.3 CCMA97)

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1 + \mu) \approx 0.4E$.
- Coefficient de poisson : $\mu = 0.3$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12.10^{-6} /C^\circ$
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg /m}^3$.

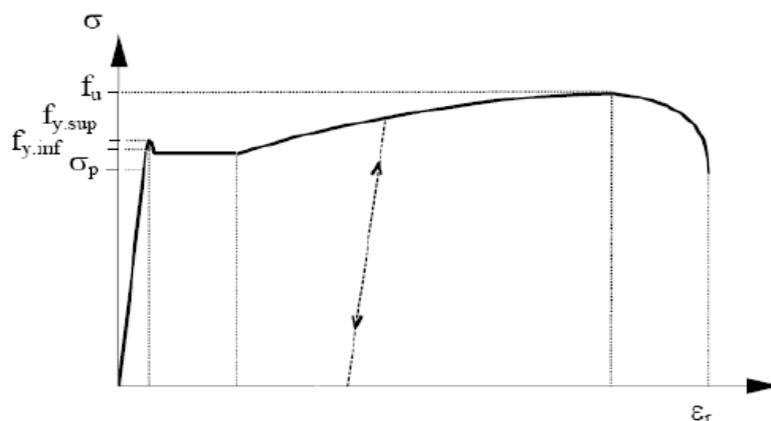


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

I.3.3 Béton :

- Le béton est un matériau économique qui résiste bien a la compression.
- Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350 kg/m³ de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :
- Masse volumique $\rho=2.5 \text{ t/m}^3$.
- La résistance a la compression a 28 jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$.
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha =10^{-6}\text{C}^\circ$
- Coefficient de retrait $\xi = 4 \cdot 10^{-6}$

I.4 Règlements Utilises

Pour cette étude, le règlement techniques utilise sont les suivants:

- L'étude climatique se fait suivant le règlement algérienne neige et vent 99 (RNVA99)
- L'étude et le calcule des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM 97, et L'Eurocode3 et L'Eurocode4.
- L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérien RPA99V2003
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C.2-33

ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS

II.1 Actions

Les actions susceptibles de solliciter la construction sont :

❖ Les actions permanentes qui comprennent :

- Le poids propre de la construction.
- Le poids propre des équipements (pont roulant).
- Poids, poussées, et pressions des terres.

❖ Les actions variables qui comprennent :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges appliquées en cours d'exécution.

❖ Les actions climatiques :

- Neige.
- Vent.
- Variation de température.

❖ Actions accidentelles :

- Le séisme.
- Les explosions.
- Les chocs.

II.1.1 Notation

- Action permanente «G ».
- Surcharge d'exploitation « Q ».
- Action du séisme «E ».

- Action du vent « W ».
- Action de la neige « S ».
- Gradient de température « T ».

La vérification de la structure se fait sous les combinaisons les plus défavorables des actions citées précédemment multipliées par des coefficients de pondération fixés par les règlements : CCM 97, RPA 99 et RNVA 99.

II.2 Combinaisons d'actions

II.2.1 Etat limite ultime (E L U) :

a) Combinaisons durables (CCM 97, RNVA99)

Pour les structures de bâtiments industriels, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,5Q_{K,Max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,35 \sum_1^n Q_{ki}$$

Avec :

G_{Kj} : Valeurs caractéristiques des actions permanentes.

Q_{Ki} : Valeurs caractéristiques des actions variables.

$\gamma_{Gj} = 1$ si l'action permanente agit favorablement.

$\gamma_{Gj} = 1.35$ si l'action permanente agit défavorablement.

b) Combinaisons accidentelles (RPA99) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

$$\mathbf{G + Q + E (1)}$$

$$\mathbf{0,8 G \pm E (2)}$$

Pour les poteaux des structures auto-stables, la combinaison (1) est remplacée par la

Combinaison suivante :

$$\mathbf{G + Q + 1, 2 E}$$

II.2.2 Etat limite de service (E L S) :

Pour les structures de bâtiment, on utilise la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{Kj} + Q_{K,Max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{Kj} + 0,9 \sum_1^n Q_{ki}$$

II .3 Vérifications à effectuer

Les vérifications à faire sous les combinaisons précédentes sont :

❖ à l'ELU:

- Vérification à la résistance des sections transversales.
- Vérification à la résistance des éléments (aux instabilités)
- Vérification à la résistance des assemblages.
- Vérification à la stabilité globale de l'ossature.

❖ à l'ELS

- Vérification des flèches et des déplacements.

II .4 Limites des flèches et des déplacements

II .4.1 Flèche verticale:

La valeur limite recommandée pour la flèche verticale en cas de toiture non accessible est donnée dans le tableau (4-1) du CCM97 comme suit :

- $\delta_{Vmax} = \frac{L}{200}$
- $\delta_2 = \frac{L}{250}$

Ou :

δ_{Vmax} : Flèche verticale finale.

δ_2 : Flèche due aux actions variables.

L : Longueur de la poutre considérée.

II.4.2 Déplacement horizontal :

Les limites des flèches horizontales de bâtiments industriels sont illustrées sur la figure 4.3 du CCM97 et qui sont :

- $\delta_{max} = \frac{h}{150}$ Sans charge du vent.
- $\delta_{max} = \frac{h}{125}$ Avec charge du vent.

Avec **h** : La hauteur des poteaux.

II .5 Facteurs partiels de sécurité

II .5.1 Acier de construction :

La résistance de calcul est obtenue en appliquant un facteur partiel de sécurité γ_M à la résistance réelle, dont les valeurs sont les suivantes :

❖ Résistance des sections transversales :

- Section de classe 1,2 ou 3 : $\gamma_{M0} = 1,1$

- Section de classe 4 : $\gamma_{M1} = 1,1$

- Section nette au droit des trous de fixation : $\gamma_{M2} = 1,25$

❖ Résistance des éléments :

Dans le calcul aux instabilités : $\gamma_{M1} = 1,1$

❖ Les assemblages :

• Boulons ordinaires :

- Cas de cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Cas de traction : $\gamma_{MB} = 1,5$

• Boulons précontraints :

❖ ELU :

- Trous nominaux : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Trous oblongs : $\gamma_{MB} = 1,40$

❖ E L S:

- Trous nominaux : $\gamma_{MB} = 1,1$

- Trous oblongs : pas de vérification à l'ELS.

• Assemblage par soudure :

- Acier Fe 360 : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Acier Fe 430 : $\gamma_{MB} = 1,30$

- Acier Fe 510 : $\gamma_{MB} = 1,35$

II .5.2 Acier de ferrailage :

- Situation durable : $\gamma_s = 1,15$

- Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$

II .5.3 Béton :

- Situation durable : $\gamma_b = 1,5$

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,1$

ETUDE CLIMATIQUE

INTRODUCTION :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement neige et vent RNV A99.

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

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

III.1 Action du vent

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique représenté par la figure ci-dessous (fig. II.1 et II.2).

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures quatre cas sont à envisager :

-Vent sur long-pan avec surpression intérieure.

-Vent sur long-pan avec dépression intérieure.

-Vent sur pignon avec surpression intérieure.

-Vent sur pignon avec dépression intérieure.

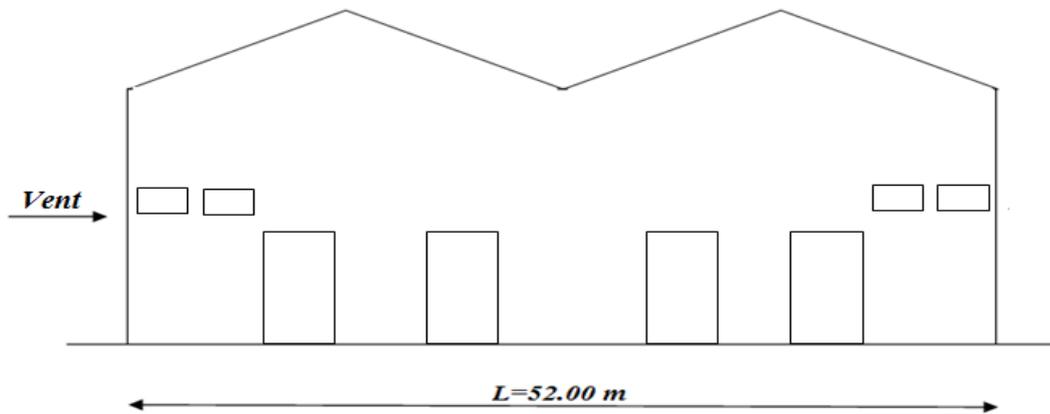


Figure III.1 : Vent sur façade principale et secondaire

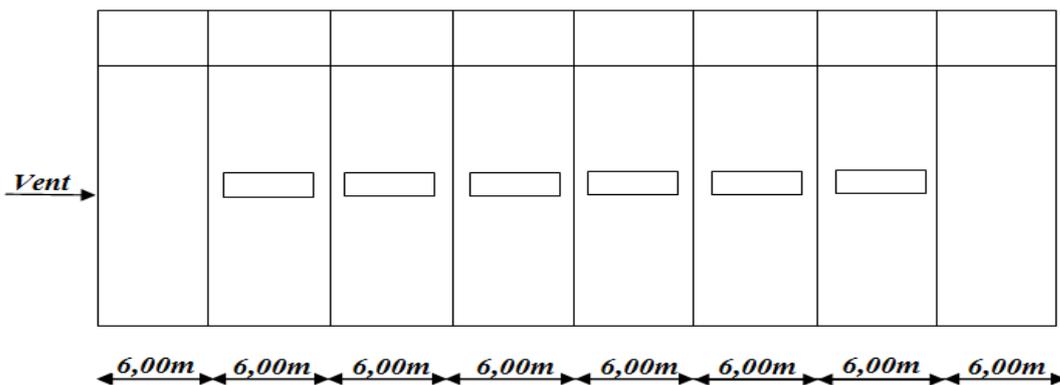


Figure III.2 : Vent sur la façade gauche et droite

III.2 Coefficient De Calcul

a) Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2- 3 du RNVA99 (chapitre II) par $q_{ref} = 375\text{N/m}^2$

b) Effet de site :

La structure sera implantée en zone suburbaine

D'où :

Le facteur de terrain	$KT = 0,22$	} (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).
Le paramètre de rugosité	$Zo = 0,3m.$	
La hauteur minimale	$Zmin = 8m.$	
Le coefficient	$\xi = 0,37.$	

c) Coefficient de topographie :

Le site est plat ($\Phi < 0,05$), le coefficient de topographie $CT=1$. (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

III.2.1 Calcul de coefficient dynamique C_d

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 chapitre III du RNVA99, en fonction de la structure et du sens du vent.

Notre ouvrage est un bâtiment avec ossature en profiles métalliques et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par la figure 3.2 pour les parois et la toiture (chap. III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure a une hauteur de 10,50m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

❖ Pour les parois :

a) 1^{er} cas:

➤ Le vent perpendiculaire au pignon

Tableau. III.1 : Les valeurs de C_d pour les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	10,50	52.00	0.89
V_2	10,50	52.00	0.89

b) 2^{eme} cas:

➤ Le vent perpendiculaire au long-pan

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_3	10,50	48.50	0.89
V_4	10,50	48.50	0.89

❖ Pour la toiture :

c) 1^{er} cas:

➤ **Le vent perpendiculaire au pignon**

Tableau. III.2 : Les valeurs de C_d pour la toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V ₁	10,50	52.00	0.89
V ₂	10,50	52.00	0.89

d) 2^{ème} cas:

➤ **Le vent perpendiculaire au long-pan**

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V ₃	10,50	48.00	0.89
V ₄	10,50	48.00	0.89

- **h** : la hauteur totale de l'ouvrage
- **b** : la distance perpendiculaire au vent.

On a bien vérifié la condition : $0.6 < C_d < 1.2$.

Remarque : Comme $C_d < 1.2$, on considère que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions du vent. (**Chapitre II**).

III.2.2 Détermination de la pression q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface (j) horizontaux, selon la procédure (RNV99 chp2- 3.1.1), notre construction est sans planchers intermédiaire(salle omnisport) dont la hauteur est supérieure à 10 m (11,80 m) donc elle doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E [h/3] ; \text{ soit } [h_i = h/n]$$

$h=10,50\text{m}$ (la hauteur totale de la salle)

E : la partie entière Donc :

$$n = E [10,50/3] = 3 \quad \Rightarrow \quad h_i = 10,50/3 = 3,50 \text{ m}$$

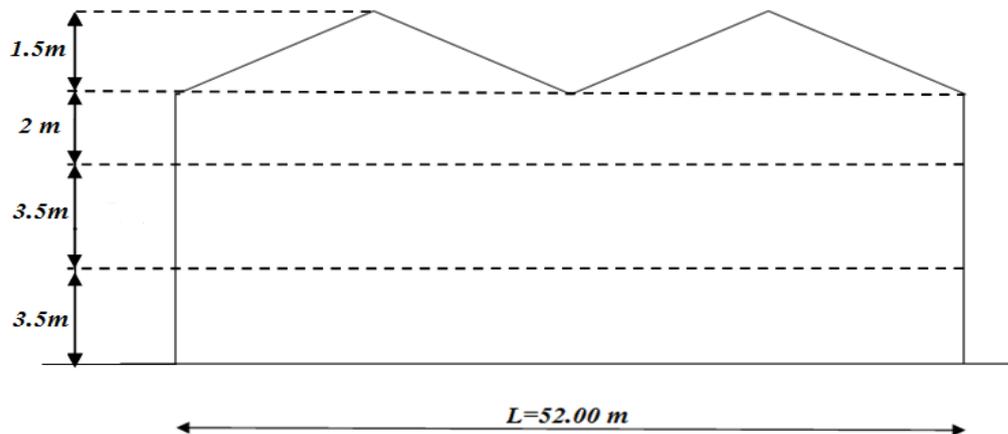


Figure III.3 : surfaces élémentaires

la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)}$$

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

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

III.2.3 Détermination du Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation (RNV chapitre2-2.15).

$$\begin{cases} C_r(z) = K_r \times \ln(Z/Z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_r \times \ln(Z_{\min}/Z_0) & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Avec : $-Z_0$: le paramètre de rugosité.

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

Dans notre cas :

$$Z = 10,50 > Z_{min} = 8m$$

Z : la hauteur de la construction.

Les valeurs des (C_r) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. III.3 : Les valeurs de Coefficient de rugosité :

Niveau	H (m)	Z (m)	Cr
1	3.50	1.75	0.722
2	3.50	5.25	0.722
3	2	8	0.722
Toiture	H (toiture)	10.5	0.782

III.2.4 Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :

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

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 0,89 < 1,2$.

Le coefficient d'exposition est calculé par la formule suivante :

$$C_e = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad \text{RNVA99chap2 - 3.3}$$

Les valeurs des (C_e) sont résumées dans le tableau suivant : $C_T(z) = 1 \rightarrow$ site plat

Tableau. III.4 : les valeurs de coefficient d'exposition :

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$.	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1	1	0.722	1	0.521	1.632
2	1	0.722	1	0.521	1.632
3	1	0.722	1	0.521	1.632
toiture	1	0.782	1	0.611	1.814

III.2.5 Calcul de la pression :

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

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

III.2.6 Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :

Selon la relation : $q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j)$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Tableau III.5 : les valeurs de pression dynamique :

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(z_j)$	$q_{\text{dyn}}(z_j)$ (N/m ²)
1	375	1.632	612
2	375	1.632	612
3	375	1.632	612
toiture	375	1.814	680.25

III.3 Direction de vent (pignon)

III.3.1 Calcul des coefficients de pression extérieure (C_{pe}) :

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2 \text{ (RNV99 chap5 - 5.1)} \end{array} \right.$$

Etant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m² les $C_{pi} = C_{pe10}$

❖ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure (5.1 du RNV99 chap5), et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min (b, 2h).$$

h : hauteur totale : $h = 10.50 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : $d = 48.00 \text{ m}$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 : $b = 52.00 \text{ m}$

$$e = \min (52.00 \text{ m}, 21 \text{ m}) = 21 \text{ m}$$

$d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b, plus E et D selon d pour chacune, comme ils l'indiquent les schémas suivantes :

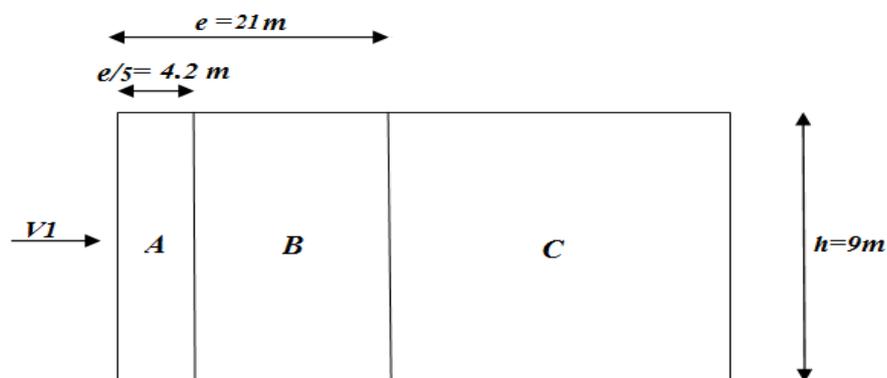


Figure III.4 : Vue en élévation des parois verticales de direction pignon

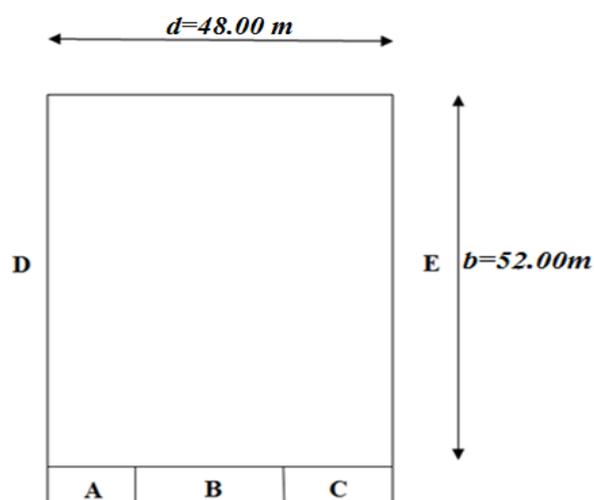


Figure III.5 : Vue en plan de la paroi verticale de direction pignon

Etant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m² ,donc les Cpe = Cpe,10. et selon le tableau (5.1) RNV99, on trouve :

Tableau III.6 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale

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

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

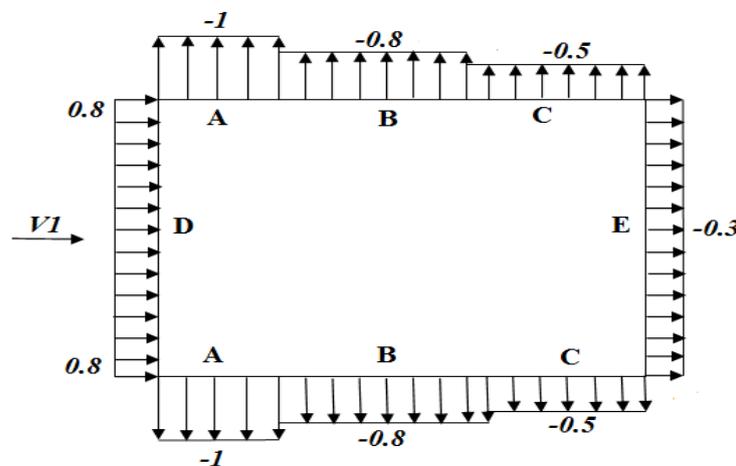


Figure III.6 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales– direction V1 du vent

❖ **La toiture :**

Pour notre cas on a une toiture a versants multiples

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s’obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$ (cf. § 1.1.4).

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur totale ; } h = 10.5\text{m} \\ b : \text{dimension perpendiculaire au vent} \\ e = \min(b ; 2h) = \min(18\text{m} , 21) \\ e/2 = 18/2 = 9\text{m} \\ e/10 = 18/10 = 1.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{1.5}{13} = 0.115 \rightarrow \alpha = 6.58^\circ$$

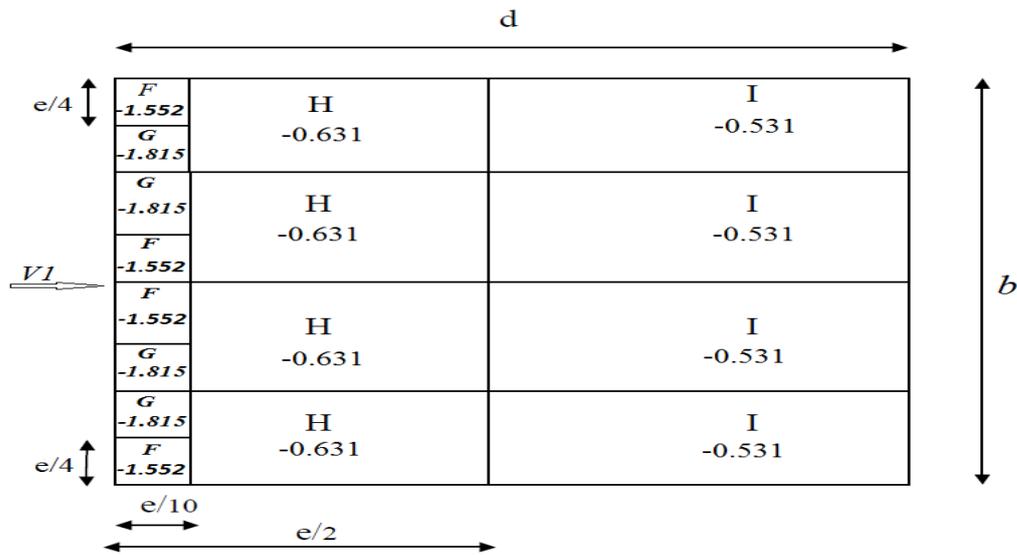


Figure III.7 : répartition du vent sur la toiture $\Theta = 90^\circ$

-calcul des surfaces de la toiture.

$$\left\{ \begin{array}{l} SF = 11,02 \text{ m}^2 \\ SG = 16.27 \text{ m}^2 \\ SH = 109.2 \text{ m}^2 \\ SI = 487.5 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Remarque : toutes les surfaces de la toiture sont $> 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Après interpolation linéaire nous établissons un tableau contenant les C_{pe} des différentes zones de la toiture :

Tableau III.7 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

Angle (α)=6.58°	F	G	H	I
Cpe	-1.552	-1.815	-0.631	-0.531

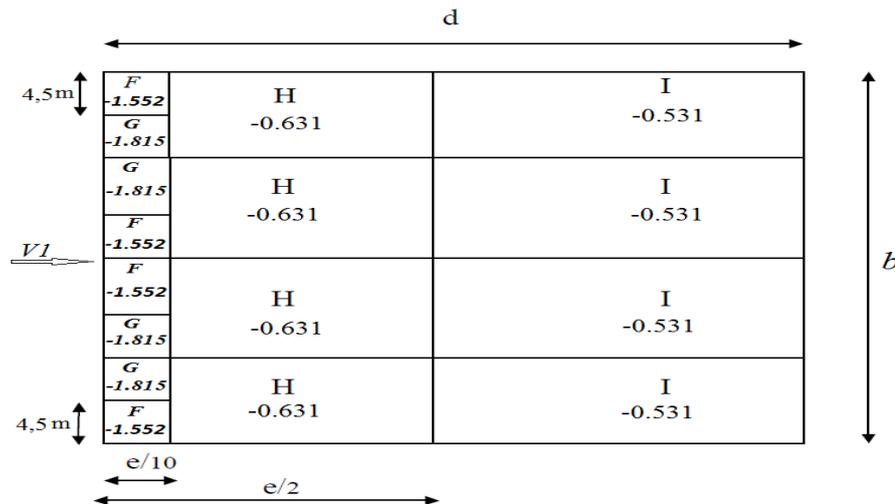


Figure III.8 : Valeurs de Cpe pour la toiture, vent sur pignon

h : hauteur de la paroi verticale (h=9.00m)

f : naissance de la voute (f=1.5 m)

III.3.2 Coefficient de pression intérieure :

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

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

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

✓ **Calcul des surfaces :**

- Façade principale : $\Rightarrow S= 58 \text{ m}^2$
- façade secondaire : $\Rightarrow S= 00 \text{ m}^2$
- Façade latérale gauche : $\Rightarrow S= 15 \text{ m}^2$
- Façade latérale droite : $\Rightarrow S= 15 \text{ m}^2$

1^{er} cas :

a) Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{(15+15)}{(58+15+15)} = 0.340 \rightarrow C_{pi} = 0.3$$

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

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

❖ **Parois verticales :**

Dépression intérieur $C_{pi} = 0.3$

Tableau III.8 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale / $C_{pi} = 0.3$

ZONE	C_D	$Q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	612	-1	0.3	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	612	-1	0.3	-1.3	-795.6	-708.084
	0.89	612	-1	0.3	-1.3	-795.6	-708.084
B	0.89	612	-0.8	0.3	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	612	-0.8	0.3	-1.1	-673.2	-599.148
	0.89	612	-0.8	0.3	-1.1	-673.2	-599.148
C	0.89	612	-0.5	0.3	-0.8	-489.6	-435.744
	0.89	612	-0.5	0.3	-0.8	-489.6	-435.744
	0.89	612	-0.5	0.3	-0.8	-489.6	-435.744
D	0.89	612	0.8	0.3	0.5	306	272.34
	0.89	612	0.8	0.3	0.5	306	272.34
	0.89	612	0.8	0.3	0.5	306	272.34

<i>E</i>	0.89	612	-0.3	0.3	-0.6	-367.2	-326.80
	0.89	612	-0.3	0.3	-0.6	-367.2	-326.80
	0.89	612	-0.3	0.3	-0.6	-367.2	-326.80

❖ **La toiture :**

Dépression intérieur $C_{pi} = 0.3$

Tableau III.9 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture / $C_{pi} = 0.3$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
<i>F</i>	0.89	680.25	-1.552	0.3	-1.852	-1259.82	-1121.24
<i>G</i>	0.89	680.25	-1.815	0.3	-2.115	-1438.72	-1280.46
<i>H</i>	0.89	680.25	-0.631	0.3	-0.931	-633.31	-563.64
<i>I</i>	0.89	680.25	-0.531	0.3	-0.831	-565.28	-503.10

2^{eme} cas :

b) Cas ou toutes les ouvertures sont fermées

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

❖ **Paroi verticale :**

Surpression intérieure avec $C_{pi} = 0.8$

Tableau III.10 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale / $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_d	$Q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
<i>A</i>	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42
	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42

	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42
<i>B</i>	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
<i>C</i>	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
<i>D</i>	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
<i>E</i>	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.14
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.14
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.14

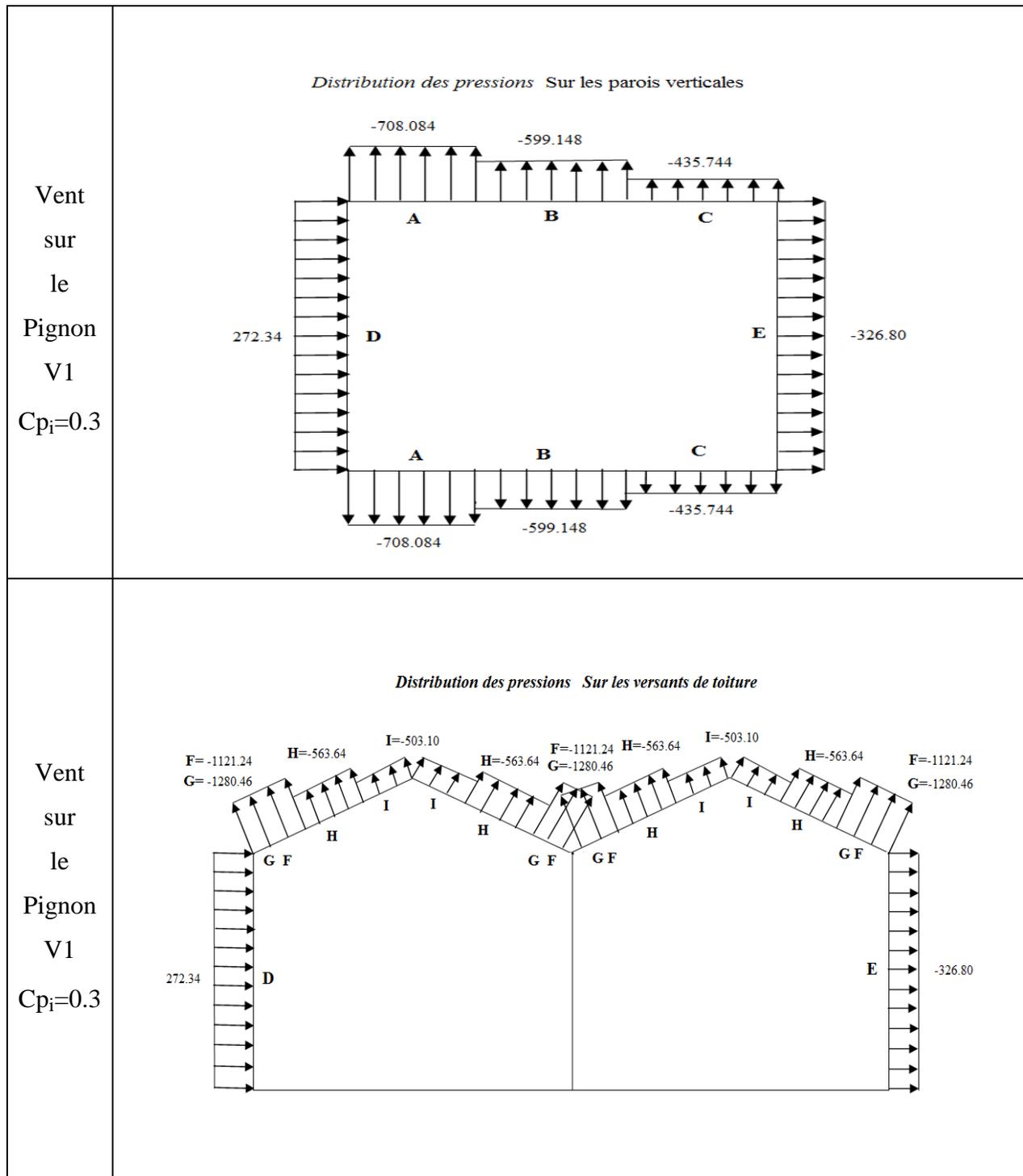
❖ La toiture :

Surpression intérieur avec $C_{pi} = 0.8$

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

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
<i>F</i>	0.89	680.25	-1.552	0.8	-2.352	-1599.948	-1423.953
<i>G</i>	0.89	680.25	-1.815	0.8	-2.615	-1778.853	-1583.179
<i>H</i>	0.89	680.25	-0.631	0.8	-1.431	-973.437	-866.359
<i>I</i>	0.89	680.25	-0.531	0.8	-1.331	-905.412	-805.817

III.3.3 Résumé des pressions exercées sur la structure,(vent sur pignon)



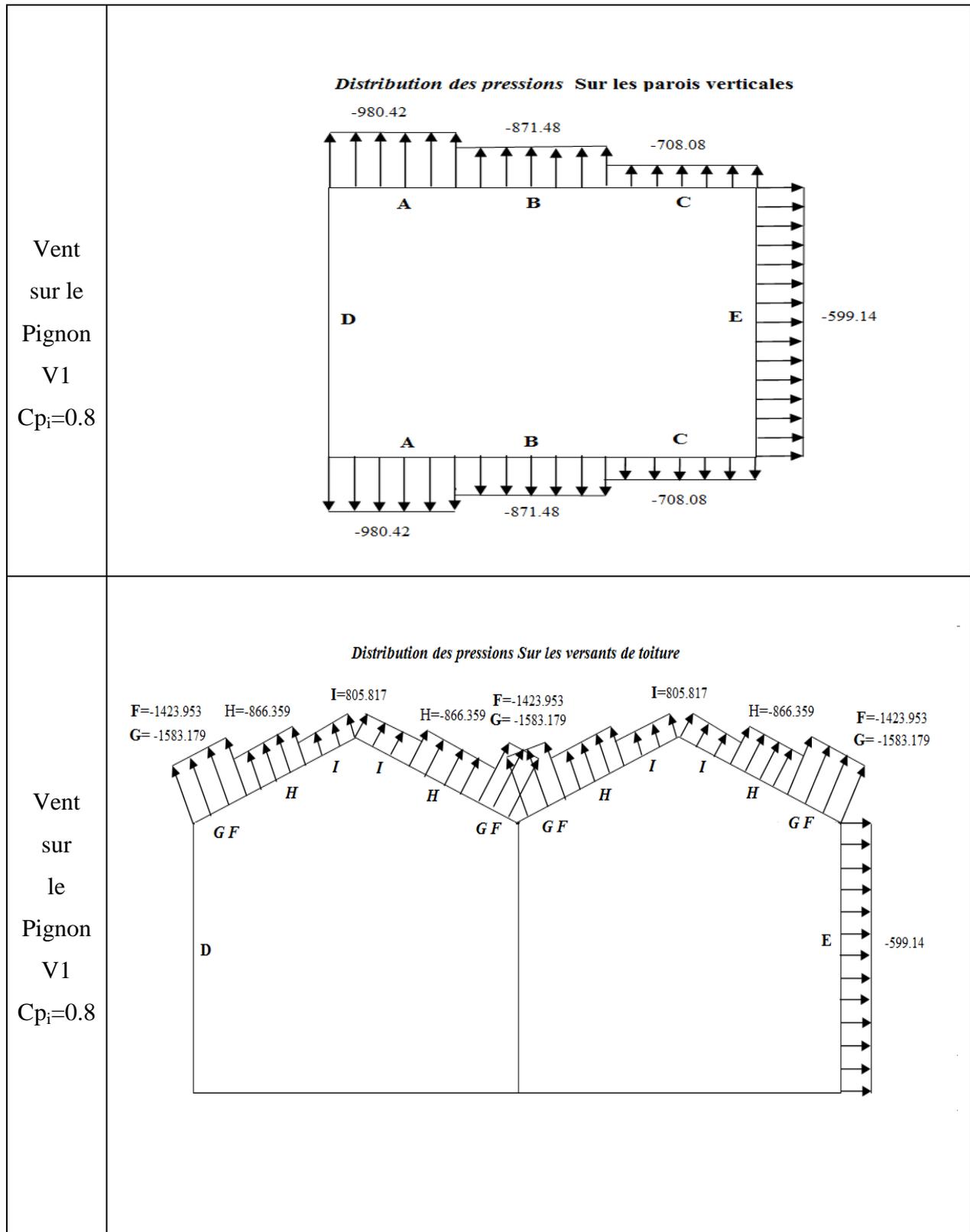


Figure III.9 : Distribution des pressions sur la structure, vent sur pignon, Cp_i=0,3 et Cp_i=0,8

III.4 Calcul de force de frottement

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

Avec :

(d) : est la dimension de la construction parallèle au vent

(b) : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

(h) : est la hauteur de la construction

$$d/b = 48/52.00 = 0.92 < 3 \quad ; \quad d/h = 48/10.5 = 4.57 > 3$$

Pour cette direction de vent la deuxième condition du (RNV99 – Chapitre 2, § 1.4) n'est pas satisfaites, les forces de frottements ne peuvent être négligées.

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad \text{RNV99 chap2- 4.3}$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : Hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

❖ **Paroi verticale :**

$$S_{fr,j} = d \times h = 48 \times 9 = 432 \text{ m}^2$$

❖ **La toiture (versants multiples) :**

$$S_{fr,j} = (\text{longueur de ABC développée}) \times d \quad (\text{tableau 2.2 . chap. II . RNVA99}).$$

$$S_{fr,j} = 13.08 \times 48 = 627.84 \text{ m}^2$$

$S_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

$C_{fr,parois} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires a la direction du vent).

$C_{fr,parois} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires a la direction du vent).

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{fr,toiture} = 680.25 \times 0.04 \times 4 \times 627.84 = 68.33 \text{ kN} \\ F_{fr,parois} = 612 \times 0.04 \times 2 \times 432 = 21.15 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Tableau III.12 : Valeurs de la force de frottement.

Direction de vent	Paroi (kN)			Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F _{fr}	d/b	d/h	F _{fr}
V1	0.92	4.57	21.15	0.92	4.57	68.33

$$F_{fr}(\text{totale}) = (21.15 + 68.33) = 89.48 \text{ kN}$$

III.5 Direction du vent V₃ (Lang pan)

III.5.1 Calcul des coefficients de pression extérieure (C_{pe}):

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement C_{pe,1} et C_{pe,10} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2 \text{ (RNV99 chap5 - 5.1)} \end{array} \right.$$

❖ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 du RNV99 chap5, et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

$$h : \text{ hauteur totale : } h = 10.50 \text{ m}$$

$$d : \text{ la dimension parallèle à la direction } V_3 : d = 52.00 \text{ m.}$$

$$b : \text{ la dimension perpendiculaire à la direction } V_3 : b = 48.00 \text{ m}$$

$$e = \min(48.00\text{m}, 21.00 \text{ m}) = 21.00 \text{ m}$$

On a :

$d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b, plus E et D selon d pour chacune, comme ils l'indiquent les schémas suivantes :

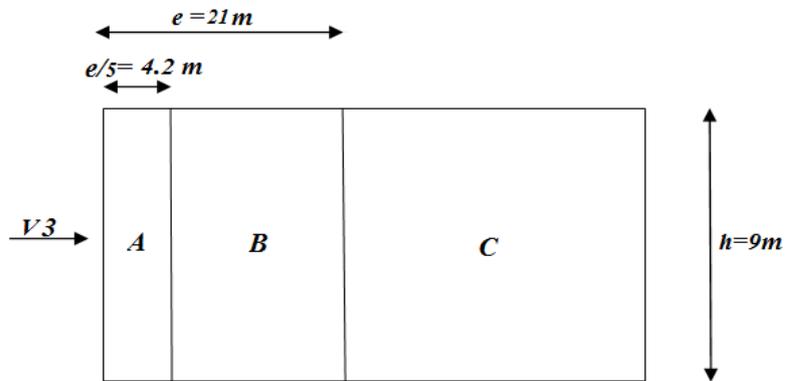


Figure III.10 : Vue en élévation des parois verticales de direction V3

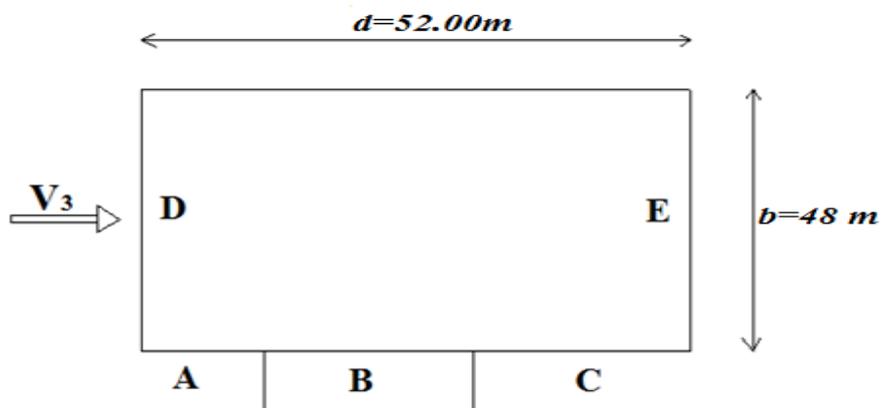


Figure III.11 : vue en plan des parois verticales

Etant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m^2 les $C_{pi} = C_{pe10}$ (RNV99 chap5-5.1)

Et selon le tableau (5.1) RNV99, on trouve :

Tableau III.13: Coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.

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

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

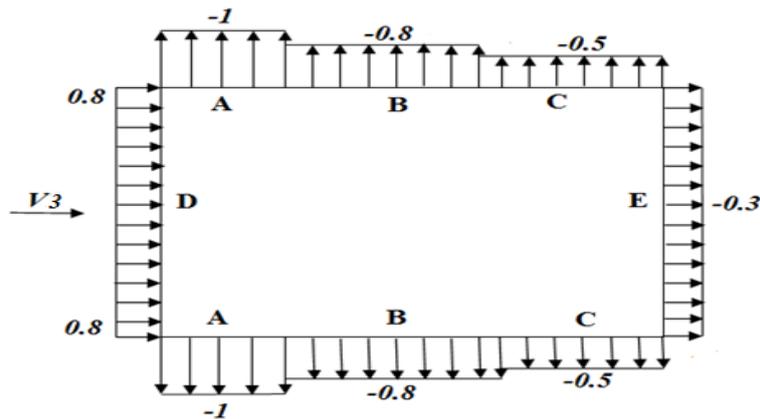


Figure III.12 : Légende pour les parois verticales

❖ **La toiture :**

Pour notre cas on a une toiture a versants multiples

$\text{tg } \alpha = 0.115 \rightarrow \alpha = 6.58^\circ$

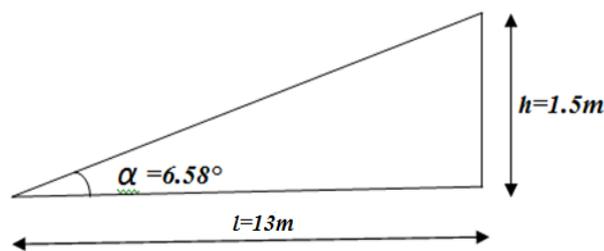


Figure III.13 : représentation des pentes.

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, pour des surfaces supérieures à 10 m², on prendra :

- toitures dont les versants sont à pente positive (cas a de la figure 5.7) :
- * les valeurs de C_{pe} d'une toiture à un versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ pour le premier versant ;
- * les valeurs indiquées sur la figure 5.7 pour les autres versants ;

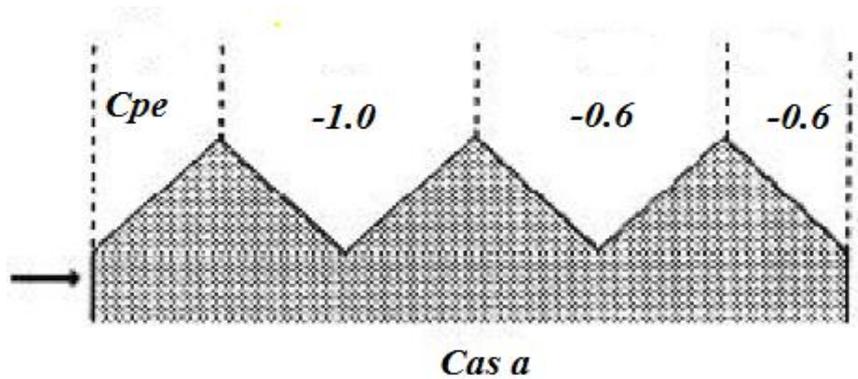


Figure III.14 : Légende pour les toitures à versants multiples

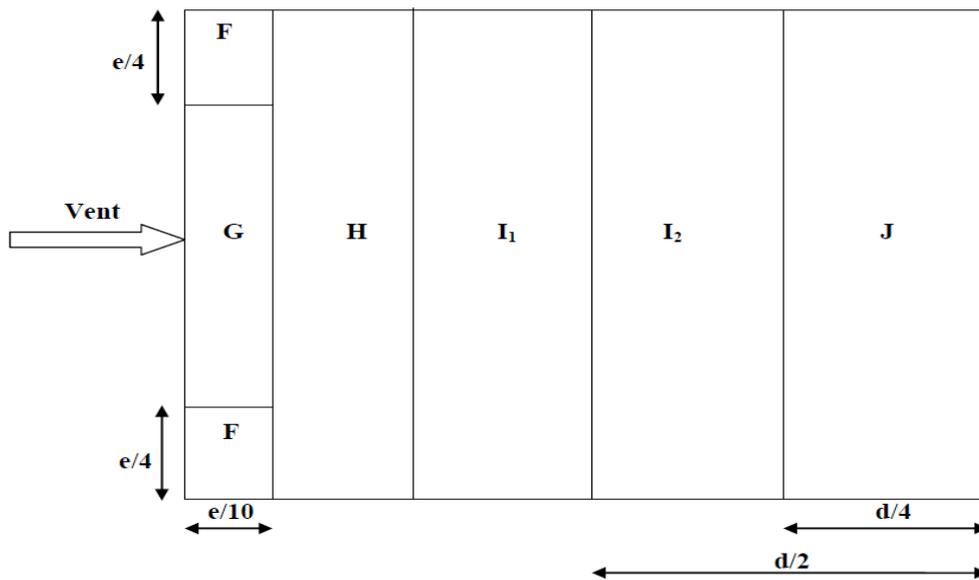


Figure III.15 : Légende pour la toiture.

La valeur de $\alpha = 6.58^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 du RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

Remarque : toutes les surfaces de la toiture sont $> 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Après interpolation linéaire nous établissons un tableau contenant les C_{pe} des différentes zones de la toiture :

Tableau III.14 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Zone	F	G	H	I1	I2	J
C_{pe}	-1.650	-1.136	-0.552	-1.0	-1.0	-0.6

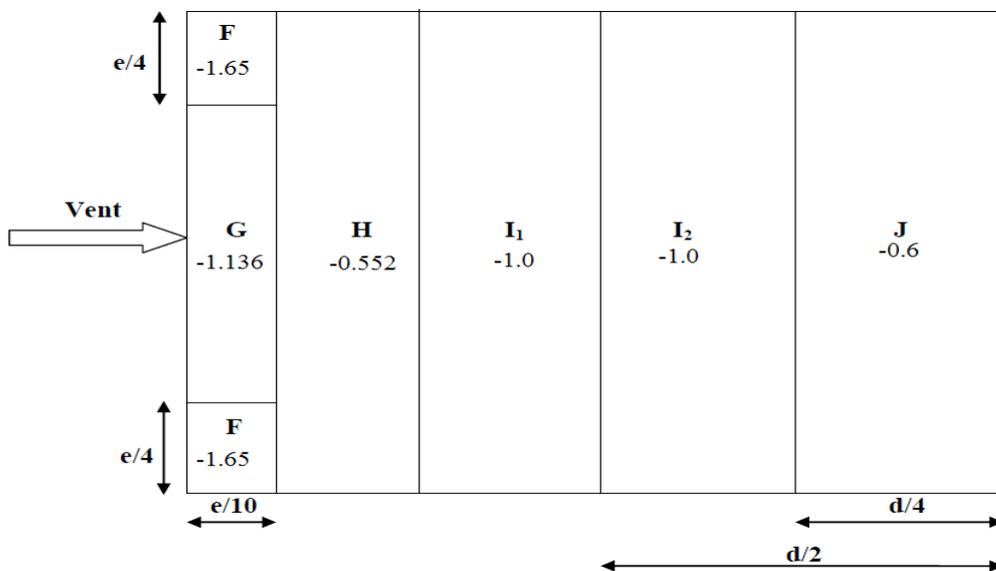


Figure III.16 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture – direction du vent V3

III.5.2 Calcul du Coefficient de pression intérieure :

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

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

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

III.5.3 Calcul des surfaces :

- Façade principale : $\Rightarrow S= 58 \text{ m}^2$
- façade secondaire : $\Rightarrow S= 00 \text{ m}^2$
- Façade latérale gauche : $\Rightarrow S= 15 \text{ m}^2$
- Façade latérale droite : $\Rightarrow S= 15 \text{ m}^2$

1^{er} cas :

a)Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{(15 + 58)}{(58 + 15 + 15)} = 0.83$$

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

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn} \cdot (z_j) \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

❖ Parois verticales :

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.4$

Tableau III.15 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale $C_{pi} = -0.4$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	612	-1	-0.4	-0.6	-367.2	-326.80
	0.89	612	-1	-0.4	-0.6	-367.2	-326.80
	0.89	612	-1	-0.4	-0.6	-367.2	-326.80
B	0.89	612	-0.8	-0.4	-0.4	-244.8	-217.87
	0.89	612	-0.8	-0.4	-0.4	-244.8	-217.87
	0.89	612	-0.8	-0.4	-0.4	-244.8	-217.87

<i>C</i>	0.89	612	-0.5	-0.4	-0.1	-61.2	-54.46
	0.89	612	-0.5	-0.4	-0.1	-61.2	-54.46
	0.89	612	-0.5	-0.4	-0.1	-61.2	-54.46
<i>D</i>	0.89	612	0.8	-0.4	1.2	734.4	653.61
	0.89	612	0.8	-0.4	1.2	734.4	653.61
	0.89	612	0.8	-0.4	1.2	734.4	653.61
<i>E</i>	0.89	612	-0.3	-0.4	0.1	61.2	54.46
	0.89	612	-0.3	-0.4	0.1	61.2	54.46
	0.89	612	-0.3	-0.4	0.1	61.2	54.46

❖ La toiture :

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.4$ **Tableau III.16** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture / $C_{pi} = -0.4$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
<i>F</i>	0.89	680.25	-1.650	-0.4	-1.25	-850.31	-756.77
<i>G</i>	0.89	680.25	-1.136	-0.4	-0.736	-500.66	-445.60
<i>H</i>	0.89	680.25	-0.552	-0.4	-0.152	-103.39	-92.02
<i>II</i>	0.89	680.25	-1.0	-0.4	-0.6	-408.15	-363.25
<i>I2</i>	0.89	680.25	-1.0	-0.4	-0.6	-408.15	-363.25
<i>J</i>	0.89	680.25	-0.6	-0.4	-0.2	-136.05	-121.08

2^{ème} cas :

❖ Cas où toutes les ouvertures sont fermées

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

➤ Paroi verticale :

Surpression intérieure avec $C_{pi} = 0.8$ Tableau III.17 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale / $C_{pi} = 0.8$

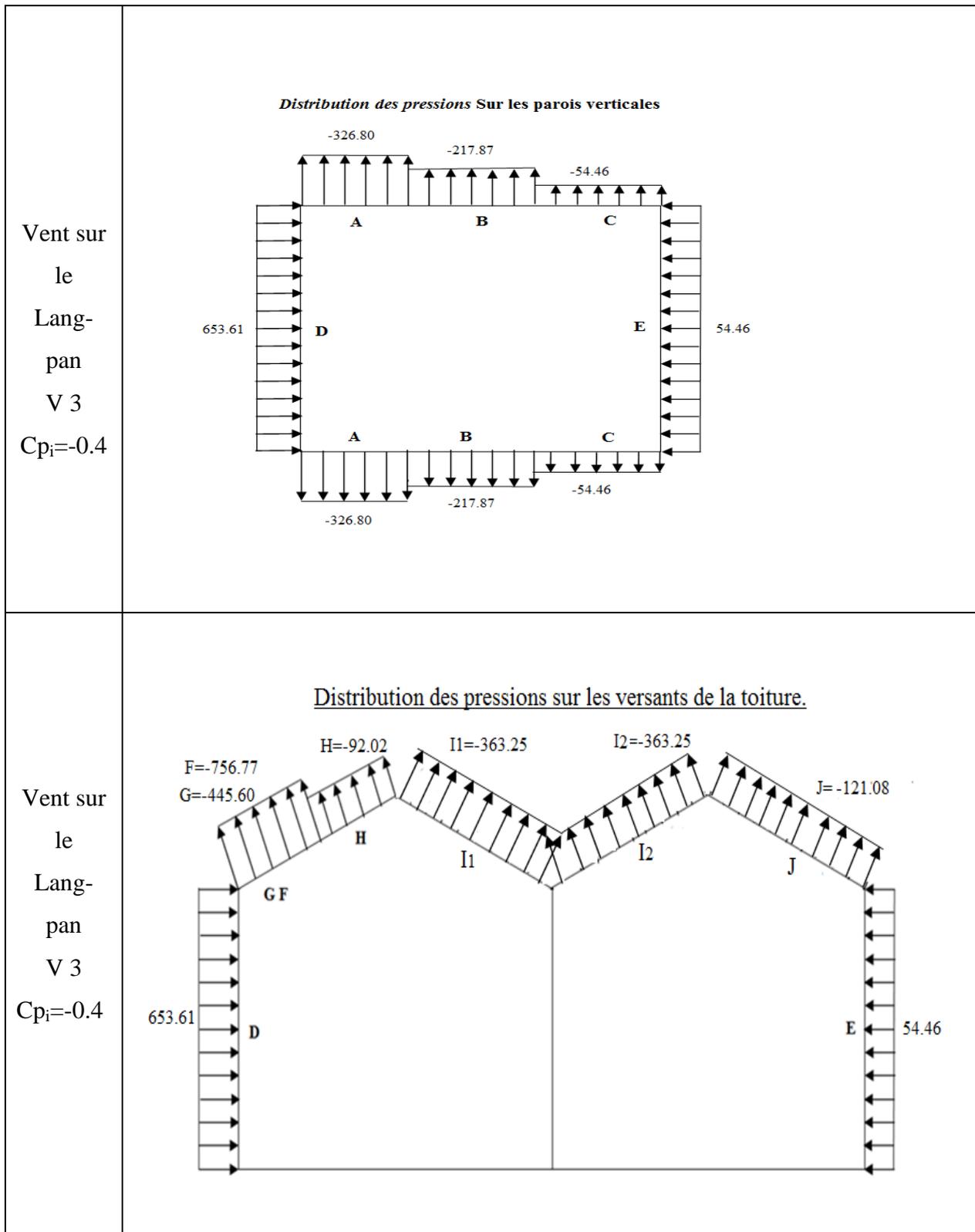
ZONE	C_d	$Q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$Q_j (N/m^2)$
<i>A</i>	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42
	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42
	0.89	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-980.42
<i>B</i>	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
	0.89	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-871.48
<i>C</i>	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
	0.89	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-708.08
<i>D</i>	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.89	612	0.8	0.8	0	0	0
<i>E</i>	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.14
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-599.14
	0.89	612	-0.3	0.8	-1.1	-697.53	-599.14

❖ La toiture :

Dépression intérieur $C_{pi} = 0.8$ **Tableau III.18** Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m)$
F	0.89	680.25	-1.650	0.8	-2.45	-1666.612	-1483.28
G	0.89	680.25	-1.136	0.8	-1.936	-1316.964	-1172.09
H	0.89	680.25	-0.552	0.8	-1.322	-899.29	-800.36
I1	0.89	680.25	-1.0	0.8	-1.8	-1224.45	-1089.76
I2	0.89	680.25	-1.0	0.8	-1.8	-1224.45	-1089.76
J	0.89	680.25	-0.6	0.8	-1.4	-952.35	-847.59

III.5.4 Résumé des pressions exercées sur la structure, vent sur long pan V3



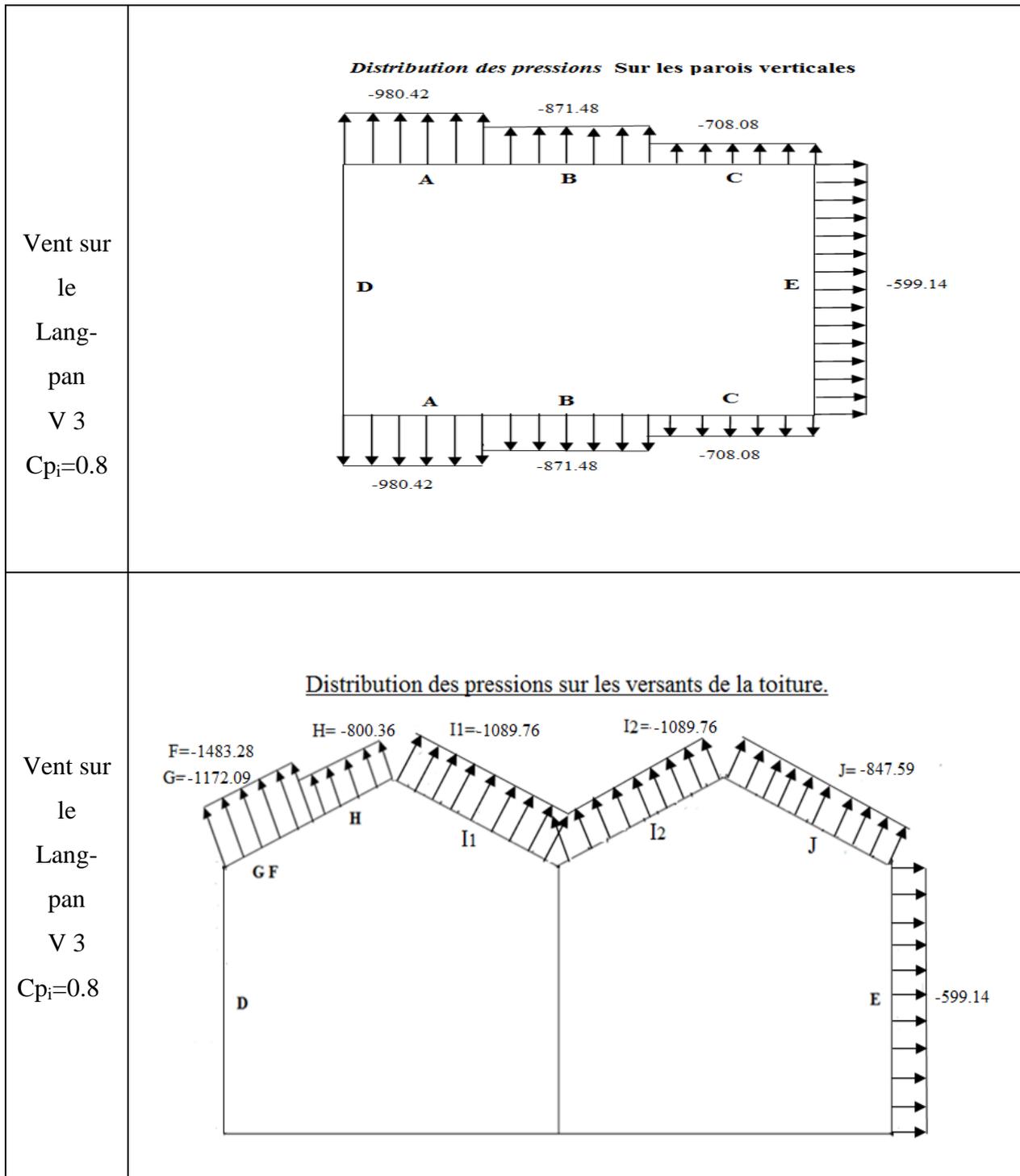


Figure III.19 Distribution des pressions sur la structure, vent sur long pan, $C_{pi}=-0,4$ et $C_{pi}=0,8$

III.6 Calcul de force de frottement

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

Avec :

(d) : est la dimension de la construction parallèle au vent ($d=52m$)

(b) : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent ($b=48m$)

(h) : est la hauteur de la construction ($h=10.5m$)

$$d/b = 52/48 = 1.08m < 3 \text{ et } d/h = 52 / 10.5 = 4.95 > 3$$

Pour cette direction de vent la deuxième condition du (RNV99 –Chapitre 2, § 1.4) n'est pas satisfaites, les forces de frottements ne peuvent être négligées.

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad \text{RNV99 chap2- 4.3}$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

❖ **Paroi verticale :**

$$S_{fr,j} = d \times h = (52 \times 9) = 468 \text{ m}^2$$

❖ **La toiture** (versants multiples) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur de ABC développée}) \times d \quad (\text{tableau 2.2 .chap. II .RNVA99}).$$

$$S_{fr,j} = 13,08 \times 48 = 634,38 \text{ m}^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

$$\begin{cases} C_{fr, \text{toiture}} = 0.01 \text{ (ondulations parallèle a la direction du vent).} \\ C_{fr, \text{parois}} = 0.04 \text{ (ondulations perpendiculaires a la direction du vent).} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{fr, \text{toiture}} = 680.25 \times 0.01 \times 634,38 = 4,315 \text{ kN} \\ F_{fr, \text{parois}} = 612 \times 0.04 \times (468 \times 2) = 22,91 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau III.19 : les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

<i>Direction de vent</i>	<i>Paroi (kN)</i>			<i>Toiture (kN)</i>		
	<i>d/b</i>	<i>d/h</i>	<i>F_{fr}</i>	<i>d/b</i>	<i>d/h</i>	<i>F_{fr}</i>
<i>V3</i>	1.08	4.95	22,91	1.08	4.95	4,315

$$F_{fr}(\text{Totale}) = (22,91 + 4,315) = 27,225 \text{ kN}$$

III.7 Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte sur la vérification des éléments du HANGAR

III.7.1 Base de calcul :

III.7.1.1 La charge de la neige

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par cette formule :

$$S = \mu \times S_k \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{RNVA99 partie1} - 3.3.1)$$

S_k (en KN /m²): est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné du RNVA99 partie1- 6.

III.7.1.2 Calcul de S_k

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé en zone A (BEJAIA Cmne AKBOU), selon la classification de la RNV99.

$$S_k \text{ est donné par la formule : } S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$H = 280\text{m} \quad \text{Donc : } S_k = \frac{0.07 \times 280 + 15}{100} = 0.346\text{KN/m}^2$$

III.7.1.3 Neige sur la toiture :

Dans notre projet la toiture à versants multiples symétriques (avec pente inférieure à 60°)

Le calcul des coefficients de forme se fait comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : coefficient de forme –toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport a l'horizontale(en °)	$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$
Coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$
Coefficient de forme μ_3	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6

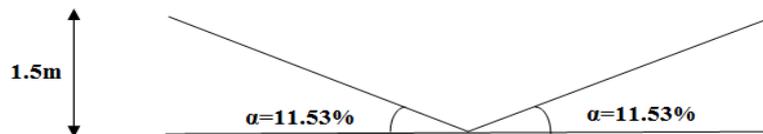


Figure III.20 : Représentation des versants de la toiture.

$$\Rightarrow \alpha = 6.58^\circ < 30^\circ$$

Les valeurs des coefficients de forme μ_1 et μ_3 sont ceux du tableau 6.3 correspondant à

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 (\alpha / 30) = 0.975$$

h : est la naissance de voute (h=1.5m)

l : est la longueur total de la toiture (l=48.50m)

$$\text{Donc: } S_1 = \mu_1 \cdot S_k = 0,276 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_3 \cdot S_k = 0,337 \text{ KN/m}^2$$

La charge de la neige à retenir est : **S = 0,337 kN/m²**

$$\mu_1 \cdot s_k = 0.276 \text{ KN/m}^2 \quad \mu_3 \cdot s_k = 0.337 \text{ KN/m}^2 \quad \mu_1 \cdot s_k = 0.276 \text{ KN/m}^2$$

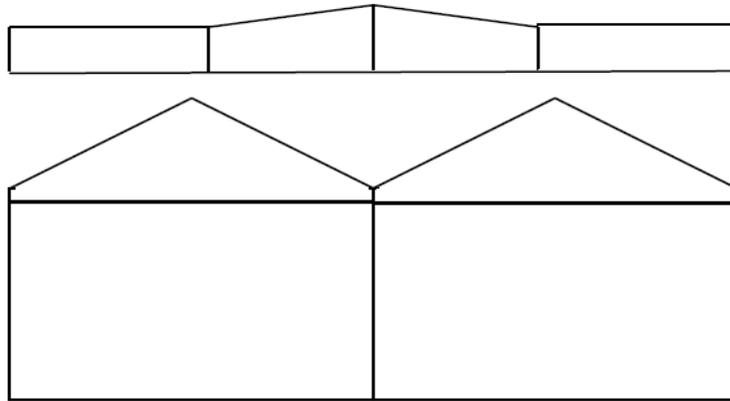


Figure III.21 : Chargement de la neige sur la toiture.

III.8 Effet de la température

Selon le CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C. La température de montage est prise égale à 20°C. Donc le gradient de température est :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$$

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

CALCUL DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

IV.1 Etude de bardage et de la couverture:

Les bardages et la couverture sont destinés pour couvrir et isoler la structure de milieu extérieure (l'air libre) vis-à-vis de différentes actions comme le vent la neige...etc.

Dans notre cas on utilise des panneaux sandwich et on détermine les caractéristiques à partir de l'annexe en fonction de la charge appliquée (charge du vent) afin d'estimer leurs poids et l'épaisseur de ces panneaux et l'entraxe entre les pannes pour dimensionner notre hangar.

➤ Etude de bardage :

Pour notre cas la charge la plus défavorable est **980,42 N/ m²**, on choisit un panneau de **30mm** d'épaisseur et de poids de **8.80Kg/ m²** et l'entraxe de **1.8m** entre les lisses. (Voir Annexe des panneaux sandwich)

➤ Etude de la couverture :

On a une charge de **1583,179 N/ m²** d'après l'étude au vent ce qui nous donne un panneau de **40mm** d'épaisseur, et de poids de **13Kg/ m²** et l'entraxe de **1,5m**. (Voir Annexe des panneaux sandwich)

La charge des accessoires est égale à **4 Kg/ m²**.

IV.2 Calcul des pannes :

IV.2.1 Définition :

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

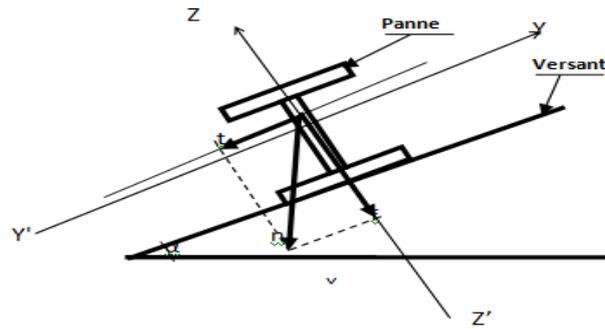


Figure IV.1 Disposition de la panne sur la toiture.



Figure IV.2 pente de calcul.

IV.2.2 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes : (selon le DTR .b1.c.2.2)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich)..... 13 kg /m²
- Poids propre d’accessoires d’attache.4kg / m²
- Poids propre des pannes est estimés à.....12 kg / m

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

e : espacement entre les pannes est : e = 1.62m

$$G = \left[(13 + 4) \times \left(\frac{1.50}{\cos 6.58} \right) \right] + 12 = 37.669 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.376 \text{ KN /ml}$$

b) Surcharge d’entretien P_{eq} :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d’entretien qui est égale au poids d’un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux

charges concentrées de 100 kg chacune située à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

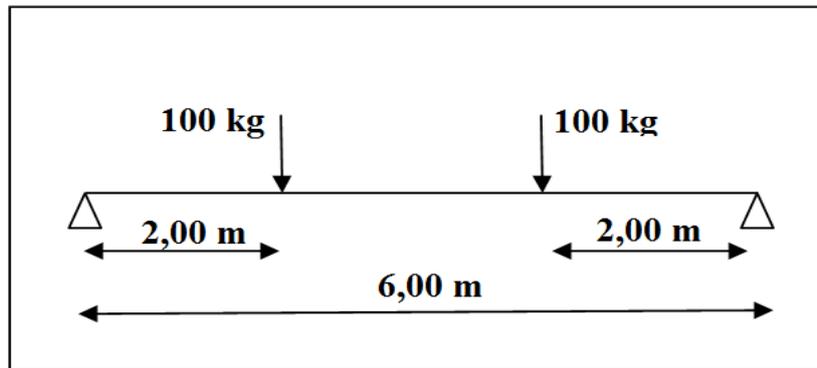


Figure IV.3 Schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

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

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

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg/ml}$$

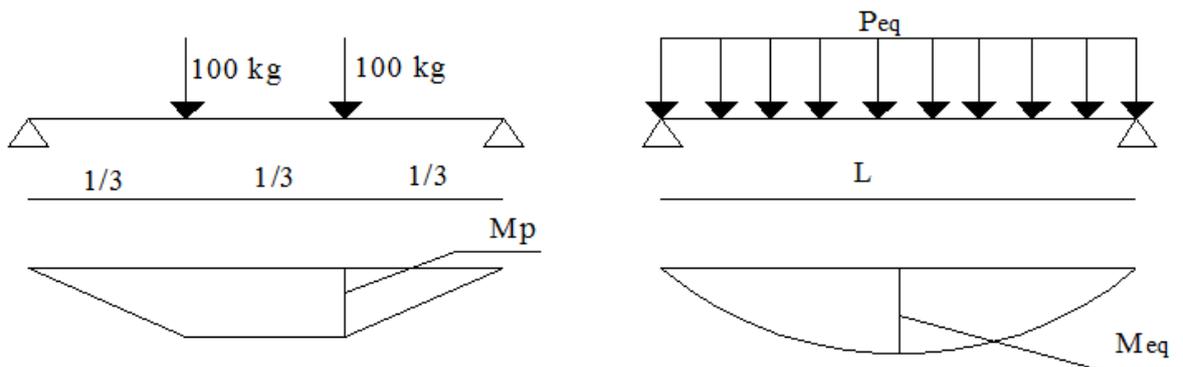


Figure IV.4 Moment due à la charge d'entretien

a) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone G et dans le chapitre 3.

$$V = -1,583 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 3)}$$

$$V = -1,583 \times 1,50 = -2,37 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge climatique due a la neige :

$$S = 0,337 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 2)}$$

$$S = 0,337 \times 1,5 = 0,505 \text{ KN/ml}$$

IV.2.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,376 \text{ KN / ml}$$

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

$$V = -2,37 \text{ KN / ml}$$

$$S = 0,505 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

- ✓ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \times \cos \alpha = 0,376 \times \cos 6,58 = 0,373 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = P_{eq} \times \cos \alpha = 0,444 \times \cos 6,58 = 0,441 \text{ KN/m}$$

$$V_{zz} = -2,37 \text{ KN / ml}$$

$$S_{zz} = S \times \cos \alpha = 0,505 \times \cos 6,58 = 0,501 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0,376 \times \sin 6,58 = 0,043 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = P_{eq} \times \sin \alpha = 0,444 \times \sin 6,58 = 0,050 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \times \sin \alpha = 0,505 \times \sin 6,58 = 0,057 \text{ KN/ml}$$

IV.2.4 Combinaisons d'actions :

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR.

- **ELU**

- ✓ **Axe Z-Z:**

$$G_{min} + 1,5V = 0,373 - 1,5 \times 2,37 = -3,18 \text{KN/ml}$$

$$1,35G_z, \max + 1,5S_z = 1,35 \times 0,373 + 1,5 \times 0,501 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 G_z, \max + 1,5Q_z = 1,35 \times 0,373 + 1,5 \times 0,441 = 1,165 \text{KN/ml}$$

- ✓ **Axe Y-Y :**

$$1,35G_y \max + 1,5S_y = 1,35 \times 0,043 + 1,5 \times 0,057 = 0,143 \text{ KN/ml}$$

$$1,35G_y \max + 1,5Q_y = 1,35 \times 0,043 + 1,5 \times 0,050 = 0,135 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- ✓ **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,373 - 2,37 = -1,99 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,373 + 0,501 = 0,874 \text{KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,373 + 0,441 = 0,814 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,043 + 0,057 = 0,10 \text{KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,043 + 0,050 = 0,093 \text{ KN/m}$$

IV.2.5 Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm}$$

l : la longueur de la panne

q_s : la charge la plus défavorable a l'ELS

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,99 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 533,03 \text{cm}^4$$

✚ Donc on choisit **IPE160**

Ces caractéristiques sont :

$$-I_y = 869,3 \text{ cm}^4$$

$$-I_z = 68,28 \text{ cm}^4$$

$$-A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$-H = 16 \text{ cm}$$

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

Le poids propre réel G :

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

$$G = \left[(13 + 4) \times \left(\frac{1,50}{\cos 6,58} \right) \right] + 15,8 = 41,469 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0,414 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,414 \cos 6,58 = 0,411 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,414 \sin 6,58 = 0,047 \text{ KN/ml}$$

IV.2.6 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

IV.2.6.1 Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,411 + 1,5 \times 0,441 = 1,216 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,047 + 1,5 \times 0,050 = 0,138 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,411 - 1,5 \times 2,37 = -3,14 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,047 + 1,5 \times 0 = 0,063 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,411 + 1,5 \times 0,501 = 1,306 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,047 + 1,5 \times 0,057 = 0,148 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

IV.2.6.2 Détermination des sollicitations :

- **Moments**

- ✓ **Sous le vent :**

Axe Z-Z $M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,14 \times 6^2}{8} = 14,13 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,063 \times 6^2}{8} = 0,283 \text{ KN.m}$

- ✓ **Sous charge d'exploitation :**

Axe Z-Z $M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,216 \times 6^2}{8} = 5,47 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,138 \times 6^2}{8} = 0,621 \text{ KN.m}$

- ✓ **Sous charge de la neige :**

Axe Z-Z $M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,306 \times 6^2}{8} = 5,877 \text{ KN.m}$

Axe Y-Y $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,148 \times 6^2}{8} = 0,666 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant :**

- ✓ Effort tranchant due au vent : $V_V = \frac{ql}{2} = \frac{-3,14 \times 6}{2} = -9,42 \text{ KN}$

- ✓ Effort tranchant due à la neige : $V_S = \frac{ql}{2} = \frac{1,306 \times 6}{2} = 3,918 \text{ KN}$

- ✓ Effort tranchant due au poids propre : $V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,411 \times 6}{2} = 1,233 \text{ KN}$

- ✓ Effort tranchant due aux charges d'exploitations : $V_Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,216 \times 6}{2} = 3,648 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,233 + 1,5(-9,42) = -12,89KN$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,233 + 1,5 \times 3,648 = 7,136KN$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_S = 1,35 \times 1,233 + 1,5 \times 3,918 = 7,541KN$$

IV.2.6.3 Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification a l'effort tranchant :**

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (7)}$$

Avec :

F_y : Résistance limite d'élasticité.

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,7cm^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,642KN$$

- Sous le vent :

$$V_z = 12,89KN < V_{plz} = 119,642KN \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_z = 7,136KN < V_{plz} = 119,642kN \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 7,54KN < V_{plz} = 119,642kN \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

a) Vérification au déversement :

a) La vérification à faire est :
$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

$\beta_w = 1 \Rightarrow$ section de classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Annexe F.1.2 (7)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; **EC3 Tab F.1.2**

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$L = 600 \text{ cm}$;

$Z_g = Z_a - Z_s$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8 \text{ cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$

$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm}$ sous le vent

$Z_g = Z_a - Z_s = 8 \text{ cm}$ sous la charge verticale

$I_t = 3,60 \text{ cm}^4$, $I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$

✓ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,396}{68,28} + \frac{(6)^2 \times 0,411 \times 3,6}{3,14^2 \times 2,1 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$M_{cr} = 11,209 \text{ kN.m}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{11,209 \times 10^{-3}}} = 1,611$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,611 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On calcule χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,6 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,7$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,611$$

$$\chi_{LT} = 0,3301$$

On a $M_{sdy} = 14,13 \text{ KN.m}$

$$M_{sdy} \leq 0,3301 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 8,737 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 8,737 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 14,13 \text{ KN.m} > 8,737 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \text{Non vérifiée}$$

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

IV.3 Dimensionnement des pannes (avec des liernes).

IV.3.1 Détermination des sollicitations :

a) Moments :

✓ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,14 \times 6^2}{8} = 14,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,063 \times 3^2}{8} = 0,070 \text{ KN.m}$$

✓ **Sous charge d'exploitation:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,216 \times 6^2}{8} = 5,472 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,138 \times 3^2}{8} = 0,155 \text{ KN.m}$$

✓ **Sous la neige:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,306 \times 6^2}{8} = 5,877 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,148 \times 3^2}{8} = 0,166 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$\checkmark \text{ Effort tranchant due au vent:} \quad V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-3,14 \times 6}{2} = -9,42 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant due a la neige:} \quad V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1,306 \times 6}{2} = 3,918 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant due au poids propre :} \quad V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,411 \times 6}{2} = 1,233 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant dû aux charges d'exploitations :} \quad V_Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,216 \times 6}{2} = 3,648 \text{ KN}$$

-1^{ere} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,233 + 1,5(-9,42) = -12,89 \text{ KN}$$

-2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times (1,233) + 1,5 \times (3,648) = 7,136 \text{ KN}$$

-3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_s = 1,35 \times (1,233) + 1,5 \times (3,918) = 7,541 \text{ KN}$$

IV.3.2 Vérification de la résistance des pannes :**IV.3.2.1 Vérification a l'effort tranchant :**

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (7)}$$

Avec :

F_y : Résistance limite d'élasticité.

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{9,7 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,64 \text{ KN}$$

- **Sous le vent :**

$$V_z = 12,89 \text{ KN} < V_{plz} = 119,642 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- **Sous la charge verticale :**

$$V_z = 7,136 \text{ KN} < V_{plz} = 119,642 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- **Sous la neige :**

$$V_z = 7,541 \text{ KN} < V_{plz} = 119,642 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

IV.3.2.2 Vérification au déversement :

La vérification à faire est

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (7)}$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient t de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Annexe F.1.2 (7)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ; \quad \text{EC3 Tab F.1.2}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$; **EC3 Tab F.1.2**

$$L = 300 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 8 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale}$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4, \quad I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,396}{68,28} + \frac{(3)^2 \times 0,411 \times 3,60}{3,14^2 \times 2,1 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 30,48 \text{ kN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235}{30,48 \times 10^{-3}}} = 0,977$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,977 > 0,4 \text{ Donc il y a risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$;

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,9 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,977$$

$$\chi_{LT} = 0,674$$

On a $M_{sdy} = 14,13 \text{ KN.m}$

$$M_{sdy} \leq 0,674 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 17,84 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sdy} = 17,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 14,13 \text{ KN.m} < 17,84 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{ V é r i f i é e .}$$

IV.3.3 Vérification de la Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

Section en I ou H : $\Rightarrow \alpha = 2$, $\beta = 1$.

- **Sous le vent :**

$$\left(\frac{14,13}{29,116}\right)^2 + \left(\frac{0,070}{6,133}\right)^1 = 0,24 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{5,472}{29,116}\right)^2 + \left(\frac{0,155}{6,133}\right)^1 = 0,0605 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

IV.3.3 Vérification à L'ELS :

IV.3.3.1 Combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,411 + 0,441 = 0,852 \text{ KN} \\ q_y = 0,047 + 0,050 = 0,097 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,411 + (-2,37) = -1,959 \text{ KN} \\ q_y = 0,047 + 0 = 0,047 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,411 + 0,501 = 0,912 \text{ KN} \\ q_y = 0,047 + 0,057 = 0,104 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.3.2 Calcul de la flèche :

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

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,959 \times (6)^4}{869,3 \times 2,1} = 1,81 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,047 \times (3)^4}{68,31 \times 2,1} = 0,034 \text{ cm} \leq \frac{L/2}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

✚ **Conclusion :**

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

IV.4 Calcul des liernes :

IV.4.1 Introduction

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas s'attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.

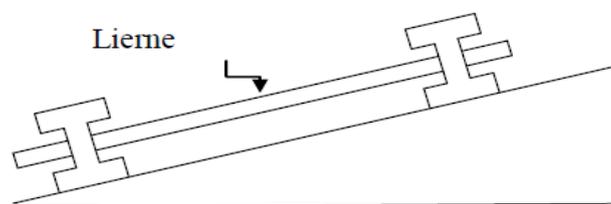


Figure IV.5 Présentation d'une lierne

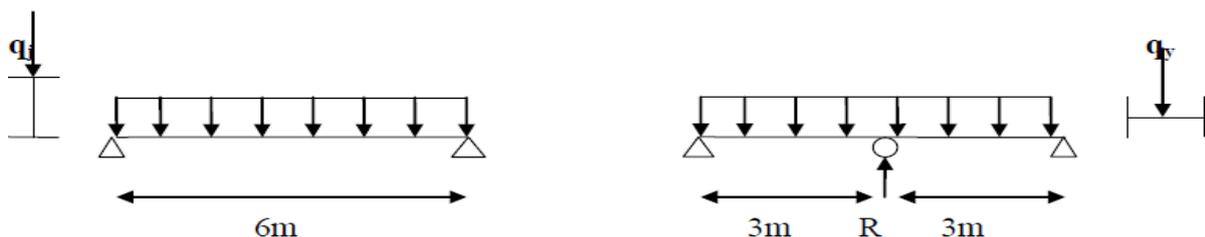


Figure IV.6 les schémas statiques

Dans notre projet on a un hangar à quatre versants avec 8 espacements de 1,5 m pour chaque versant.

IV.4.2 Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_7, T_b)$$

T_b : Effort de traction de brettèle

$$T_7 = N_{tsdi} = (2 \times 7 - 1) \frac{R}{2} = 13 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1,25 \times q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)$$

$$R = 1,25 \times 0,141 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 0,528 \text{ kN}$$

$$T_7 = 13 \times \frac{0,573}{2} = 3,43 \text{ kN}$$

$$R = 1,25 \times 0,141 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 0,528 \text{ kN}$$

$$T_7 = 13 \times \frac{0,573}{2} = 3,432 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{\frac{T_8}{2}}{\cos \theta}$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{Artg } 3/1,62 = 61,63^\circ$$

$$T_8 = (2 \times 8 - 1) \frac{R}{2} = 3,96 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{\frac{3,96}{2}}{\cos 61,63} = 4,167 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = \max (T_7 = 3,432 ; T_b = 4,167)$$

❖ Donc on prendra : $T_{\max} = 4,167 \text{ kN}$

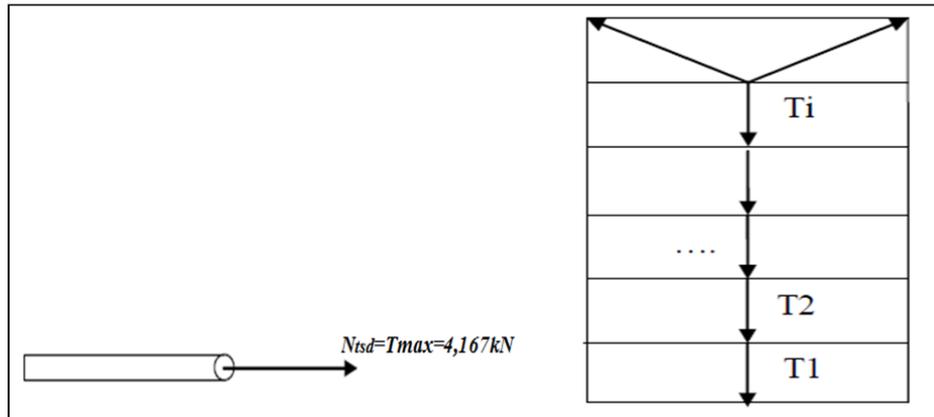


Figure IV.7 représentation des efforts

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : La résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 4,167 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 4,75 \text{ mm}$$

✚ On va choisir un $\phi 10$ pour les liernes des pannes.

IV.5 Calcul de l'échantignolle

IV.5.1 Introduction.

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

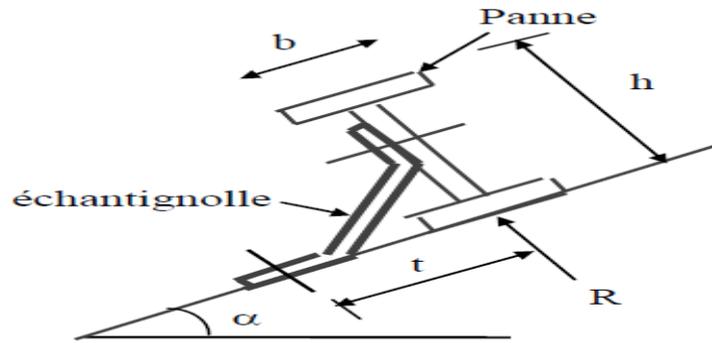


Figure IV.8: Echantignolle

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

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

Pour un IPE160 $\rightarrow \begin{cases} b = 8,2 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{cases}$

$$8,2\text{cm} \leq t \leq 16\text{cm}$$

Soit $t = 10\text{cm}$.

IV.5.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

On a : IPE160 \Rightarrow le nouveau poids propre devient :

$$G = \left[(13 + 4) \times \left(\frac{1,50}{\cos 6,58} \right) \right] + 15,8 = 41,46 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,414 \text{ kN/ml}$$

a) Effort de soulèvement :

$$Q_z = G \cos 6,58^\circ - 1,5V$$

$$Q_z = (0,414) \cos 6,58^\circ - 1,5 (2,37)$$

$$Q_z = -3,143 \text{ kN/ml}$$

b) Effort suivant rampant:

$$Q_y = 1,35 \text{ GY}$$

$$Q_y = 1,35 \text{ G} \sin 6,58^\circ$$

$$Q_y = 1,35 (0,414 \sin 6,58^\circ)$$

$$Q_y = 0,064 \text{ KN/ml}$$

❖ **Echantignolle de rive :**

$$R_z = Q_z \cdot L/2 = 3,143 \times 6/2 = 9,42 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_y \cdot L/2 = 0,064 \times 6/2 = 0,192 \text{ KN}$$

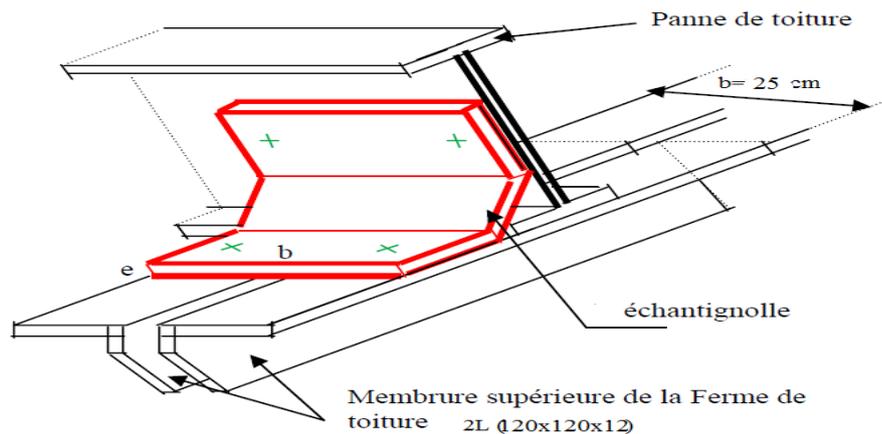


Figure IV.9. Disposition de l'échantignolle de rive

❖ **Echantignolle intermédiaire :**

$$R'_z = 2 \times R_z = 18,84 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2 \times R_y = 0,384 \text{ KN}$$

IV.5.3 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2$$

$$M_R = 18,84 \times 0,1 + 0,384 \times 0,08$$

$$M_R = 1,91 \text{ kN.m}$$

IV.5.4 Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple

Remarque : Généralement les échantignolle sont des éléments formés à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_{sdy} \leq M_{el. rd}$$

$$M_{el, rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$M_{el, rd}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

IV.5.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \leq \frac{1,91 \times 10^5 \times 1,1}{235 \times 10^2} = 8,94$$

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

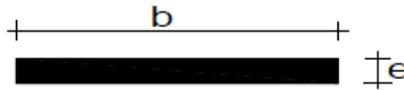


Figure IV.10 Dimensions de l'échantignolle.

Remarque : la largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, **2L(120x120x12)**

$$b = 12 + 12 + 1,2 = 25,2 \text{ cm ; avec l'épaisseur du gousset de 12mm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{b}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 8,94}{25,2}} = 1,45 \text{ cm}$$

Soit **e = 1,5 cm.**

IV.6 Calcul des lisses de bardages

IV.6.1 Introduction :

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

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

IV.6.2 détermination des charges et surcharges :

- D'après le tableau 1 des panneaux sandwich :

$h = 10\text{m} \rightarrow 6$ (nombre espacement)

$H_{\text{poteau}} = 9\text{ m}$

Donc $n = 5 \rightarrow e = 1,8\text{m}$

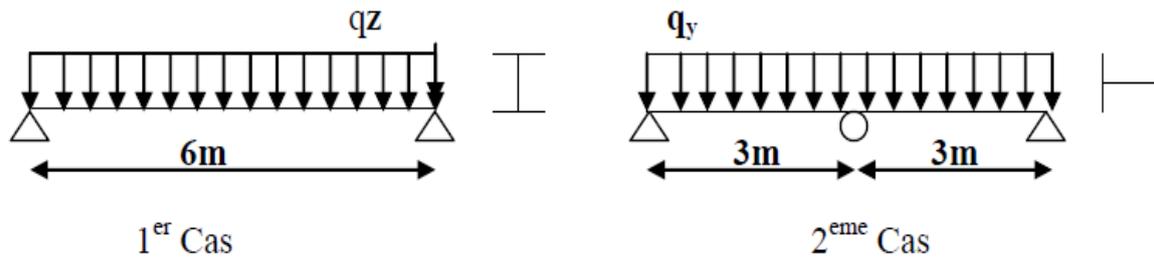


Figure IV.11 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

a) Les charges permanentes

- ◆ Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... $8,8\text{ kg / m}^2$
- ◆ Poids propre d'accessoires d'attache 4 kg / m^2
- ◆ Poids propre de la lisse on suppose un (UAP100)..... $10,5\text{kg / m}$

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

$$G = (8,8 + 4) 1,8 + 10,5 = 33,54\text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,335\text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique due au vent

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent avec $C_{pi} = +0,8$ direction V1.

$$V = -0,980\text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 2)}$$

$$V = -0,980 \times 1,8 = -1,764\text{ KN / ml}$$

IV.6.3 Combinaisons d'actions◆ **ELU**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,335 = 0,452\text{ kN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times v = 1,5 \times (-1,764) = -2,646 \text{ kN/ml}$$

◆ **ELS**

$$q_y = G = 0,335 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = v = -1,764 \text{ kN/ml}$$

IV.6.4 Pré dimensionnement

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

$$f = \frac{5 \cdot v \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot v \cdot l^4}{3 \cdot 384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 1,764 \cdot 600^4 \cdot 10^{-1}}{3 \cdot 384 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 472,5 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP 150**

Ses caractéristiques sont :

$$I_y = 796,06 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 93,25 \text{ cm}^4$$

$$A = 22,84 \text{ cm}^2$$

$$H = 15 \text{ cm}$$

$$G = 17,93 \text{ kg/m}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = (8,8 + 4) 1,8 + 17,93 = 40,97 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0,409 \text{ KN/ml}$$

IV.6.5 Dimensionnement des lisses

IV.6.5.1 Les combinaisons de calcul

◆ **ELU**

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,409 = 0,552 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times v = 1,5 \times (-1,764) = -2,646 \text{ kN/ml}$$

IV.6.5.2 Détermination des sollicitations

• Moments :

➤ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2,646 \cdot 6^2}{8} = 11,90 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

➤ Sous poids propre

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0,552 \cdot 6^2}{8} = 2,484 \text{ kN.m}$$

IV.6.5.3 Vérification de la résistance des lisses :

a) Condition de résistance :

$$\text{La condition à vérifier est} \Rightarrow \left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

$$\text{On a : UAP 150} \rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 125,27 \cdot \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 29,438 \text{ kN.m} \\ M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 38,91 \cdot \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 9,143 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✦ Sous le vent :

$$\left[\frac{11,90}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0}{9,143} \right]^1 = 0,163 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✦ Sous charge verticale :

$$\left[\frac{0}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{2,484}{9,143} \right]^1 = 0,271 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✦ Sous charge verticale et vent

$$\left[\frac{11,90}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{2,375}{9,143} \right]^1 = 0,434 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

IV.6.5.4 Vérification à L'ELS

a) Combinaisons de calcul

◆ **ELS**

$$q_y = G = 0,409 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = v = -1,764 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

◆ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5 \cdot 1,764 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 796,06} = 0,0178 \text{ m} = 1,78 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

◆ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,409 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 44,9} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Non Vérifiée}$$

✚ **Conclusion :** La flèche n'est pas Vérifiée, donc on adopte des liernes

IV.6.6 Dimensionnement des lisses (avec des liernes)

IV.6.6.1 Détermination des sollicitations

• **Moments :**

➤ **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2,646 \cdot 6^2}{8} = 11,90 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y \cdot l^2 / 2}{8} = \frac{0,552 \cdot 3^2}{8} = 0,621 \text{ kN.m}$$

IV.6.6.2 Vérification de la résistance des lisses (avec liernes)

a) Condition de résistance :

$$\text{La condition à vérifier est : } \left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

♦ **Sous le vent :**

$$\left[\frac{11,90}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0}{9,143} \right]^1 = 0,163 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

♦ **Sous charge verticale :**

$$\left[\frac{0}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0,552}{9,143} \right]^1 = 0,063 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

♦ **Sous charge verticale et vent**

$$\left[\frac{12,33}{29,438} \right]^2 + \left[\frac{0,592}{9,143} \right]^1 = 0,223 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$V_z < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_z = \frac{1,5 \cdot V \cdot l}{2} = \frac{1,5 \cdot 1,764 \cdot 6}{2} = 7,93 \text{ kN}$$

$$V_{plz} = \frac{11,28 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 139,13 \text{ kN}$$

$$V_z < V_{plz} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

c) Vérification au déversement :

➤ **Sous le vent de dépression :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\left(C_1 \right)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \cdot \left(\frac{l_z}{t_f} \right) \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2,02}}{\left(1,132 \right)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{300}{15} \right)^2 \cdot \left(\frac{2,02}{1,03} \right) \right]^{0,25}} = 84,46$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \text{et} \quad \beta_w = 1 \quad (\text{pour les section de classe 1 et 2})$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_w]^{0,5} = 0,899$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,899 > 0,4$$

Il ya un risque de déversement.

Remarque : Pour les Sections en U , quelque soit l'axe de flambement, on choisit la courbe de flambement C

A partir de la courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (tableau 3).

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

Par interpolation linéaire on obtient :

$$\chi_{lt} = 0,6006.$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 0,6006 \cdot 1 \cdot \frac{125,27 \cdot 23,5}{1,1} = 16,07 \text{ kN.m}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_y \text{ sd}}{M_{brd}} \right] + \left[\frac{M_z \text{ sd}}{M_{pl.zrd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{11,90}{16,07} \right] + \left[\frac{0,621}{8,31} \right] = 0,81 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

IV.6.6.3 Vérification à L'ELS

a) Combinaisons de calcul

♦ ELS

$$q_y = G = 0,409 \text{ kN/ml}$$

$$q_z = v = -1,764 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

♦ Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times 1,76 \times 6^4}{384 \times 2,1 \times 44,9} = 2,61 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

♦ Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,409 \cdot 3^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 44,9} = 0,45 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Conclusion :

L'UAP150 convient comme lisse de bardage.

IV.7 Calcul des liernes

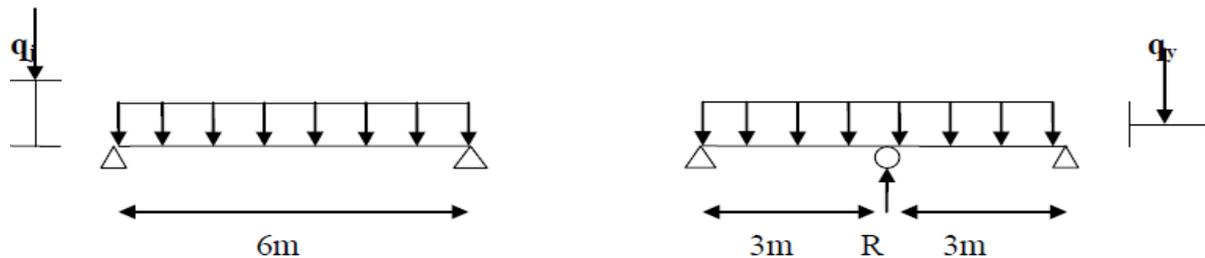


Figure IV.12 les schémas statiques

Dans notre cas on a des parois de 9m de hauteur avec 5 espacements de 1,8m entre chaque deux lisses de bardage.

IV.7.1 Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t \max} = \max(T_7, T_b)$$

T_b : Effort de traction de brettelle

$$T_4 = N_{tsdi} = (2 \times 4 - 1) \times \frac{R}{2} = 7 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1,25 \times q_y \times \left(\frac{L}{2}\right)$$

$$R = 1,25 \times 0,409 \times \left(\frac{6}{2}\right) = 1,533 \text{ kN}$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 6,898 \cdot 1}{3,14 \cdot 0,235}}$$

$$\emptyset \geq 6,114 \text{ mm}$$

✚ **Conclusion :**

On va choisir un $\emptyset 10$ pour les liernes des lisses de bardage.

IV.8 Calcul des fermes:

IV.8.1 Introduction :

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

IV.8.2 Hypothèse de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

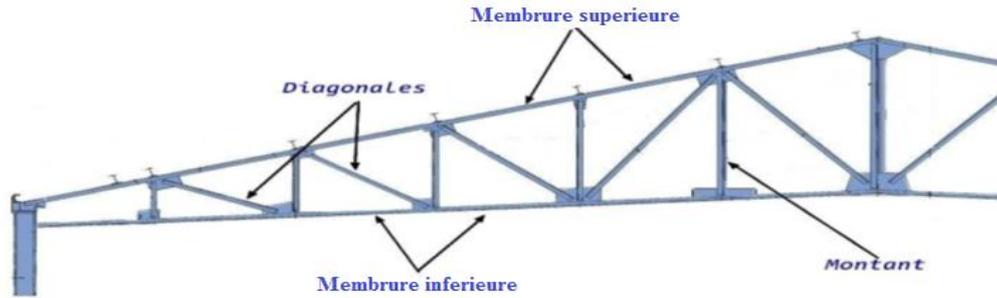


Figure IV.14 Les composants de la ferme.

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

- Cas de soulèvement : $G + 1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G + 1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

Dans notre cas, notre Hangar est constitué de toiture a (04) versants ,donc on aura (02) fermes de longueur de 26.00m chacune.

Par symétrie on se contentera d'étudier une seule ferme de longueur de 26,00m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant:

Avec : l : la longueur de la ferme ($l=26.00m$)

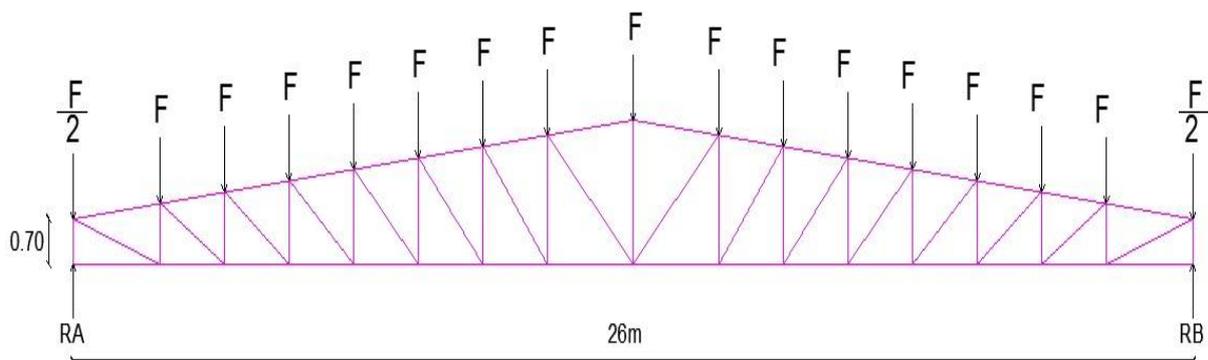


Figure IV.15 Schéma statique de la ferme

On a des fermes de forme trapézoïdale de 26.00 m de longueur supportent 9 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,50 m ; L'entre axe des fermes est de 6 m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

IV.8.3 Calcul des charges revenant à chaque nœud :

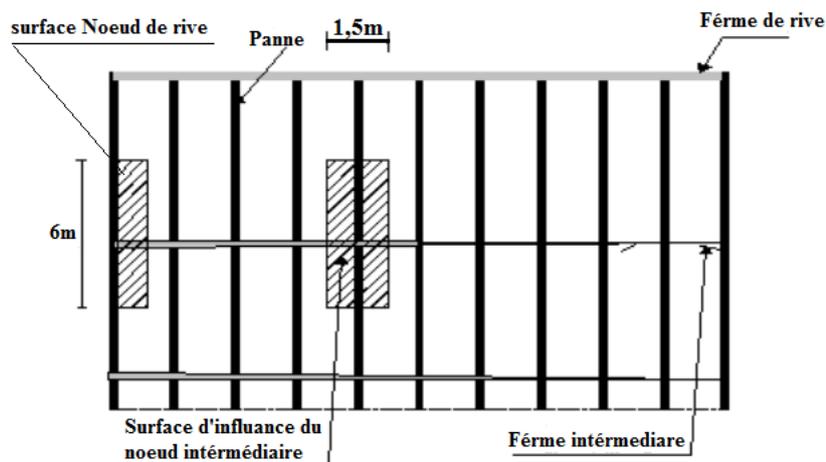


Figure IV.16: Surface afférente des nœuds

IV.8.3.1 Nœud intermédiaire.

$$S = 1.5 \times 6 = 9 \text{ m}^2$$

o Poids propre

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose..... $0,17 \times 9 = 1,53 \text{ kN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948 \text{ kN}$
- Les contreventements $0,04 \times 9 = 0,36 \text{ kN}$
- Total $2,83 \text{ kN}$

o Surcharges climatiques.

1) Surcharges du vent :

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

$$q_j = -1,583 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,583 \times 9 = 14,24 \text{ kN}$$

2) Surcharges de la neige.

$$S_{\max} = 0,337 \text{ kN/m}^2$$

-La surface revenant à chaque nœud est de $9,72 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } S = 0,337 \times 9 = 3,03 \text{ kN}$$

IV.8.3.2 Nœud de rive :

$$S = 0,81 \times 6 = 4,86 \text{ m}^2$$

La surcharge revenant au nœud de rive.

$$S = 0,337 \times 4,5 = 1,52 \text{ kN}$$

○ Poids propre

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose..... $0,17 \times 4, = 0,765 \text{ kN}$

- La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 6 = 0,948 \text{ kN}$

- Les contreventements $0,04 \times 4,5 = 0,18 \text{ kN}$

-Total $1,89 \text{ kN}$

○ Surcharges climatiques.

1) Surcharges du vent :

$$q_j = -1,583 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,583 \times 4,5 = 7,12 \text{ kN}$$

2) Surcharges de la neige.

$$S = 0,337 \times 4,5 = 1,52 \text{ kN.}$$

IV.8.4 Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

IV.8.4 .1 Nœud intermédiaire :

a) Soulèvement

$$F = G + 1,5V = 2,83 + 1,5(-14,24) = -18,53 \text{ KN}$$

b) Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 2,83) + (1,5 \times 3,03) = 8,36 \text{ KN}$$

IV.8.4 .2 Nœud de rive :**a) Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 1,89 + 1,5(-7,12) = -8,79 \text{ KN}$$

b) neige

$$F = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 1,89) + (1,5 \times 1,52) = 4,83 \text{ KN}$$

✚ La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2013.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

Tableau IV-1 : Les efforts max dans les éléments de la ferme.

<i>Eléments</i>	<i>Sous : G+1.5V (kN)</i>	<i>Sous : 1.35G+1.5S (kN)</i>
<i>Membrures supérieure</i>	322,46 kN	226,74 kN
<i>Membrures inférieure</i>	-508,13 kN	363,31 kN
<i>Montants</i>	-136,94 kN	96,21 kN
<i>Diagonales</i>	396,33 kN	-283,08 kN

Remarque :

- la combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : G + 1,5V.
- convention de signe (+) traction et (-) compression.

IV.8.5 Dimensionnement des éléments de la ferme.

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

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

$$\gamma_{m0} = 1$$

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

EC3 Art 5.4.3.1

IV.8.5.1 Membrure supérieure :

$$N^{\max} = -322,46 \text{ (Compression)}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{322,46 \times 1}{23,5} = 13,72 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 13,72 \text{ cm}^2$$

✚ Soit 2L (120x120x12) de section $\Rightarrow A_s = 55,1 \text{ cm}^2$

IV.8.5.2 Membrure inférieure.

$$N^{\max} = -508,13 \text{ kN}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{508,13 \times 1}{23,5} = 21,62 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 21,62 \text{ cm}^2$$

✚ Soit 2L (100x100x10) de section $\Rightarrow A_s = 38,3 \text{ cm}^2$

IV.8.5.3 Les Diagonale

$$N^{\max} = 396,33 \text{ kN}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{396,33 \times 1}{23,5} = 16,86 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 16,86 \text{ cm}^2$$

✚ Soit 2L (90x90x12) de section $\Rightarrow A_s = 40,58 \text{ cm}^2$

IV.8.5.4 Les montants:

$$N^{\max} = -136,94 \text{ kN}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{136,33 \times 1}{23,5} = 5,80 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 5,80 \text{ cm}^2$$

✚ Soit 2L (70x70x7) de section $\Rightarrow A_s = 18,80 \text{ cm}^2$

IV.8.6 Vérification des éléments comprimés au flambement :

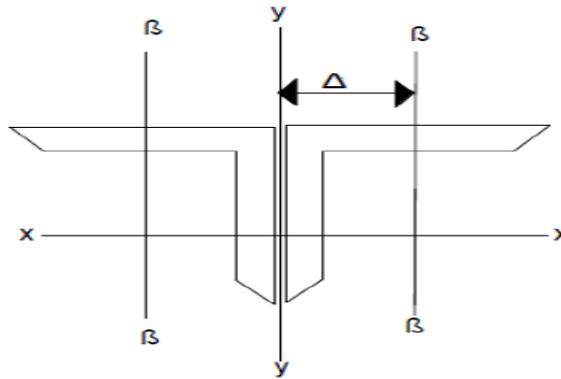


Figure IV.17 : Doubles cornières

Il faut vérifier la condition suivant :

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\text{min}} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{\text{sd}} \quad 5.5.1.1 \text{ Art EC3}$$

IV.8.6.1 Vérification des Membrure supérieure.

$$N^{\text{max}} = -322,46 \text{ kN (Compression)}$$

$$l_k = 151 \text{ cm}$$

✚ Soit une double cornière (120x120x12) de section $\Rightarrow A_s = 55.1 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : Inertie(z, z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie(y, y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere.

$$\Delta^2: d + 0,5$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 735,40 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1372,15 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{735,40}{55,1}} = 3,65 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1372,15}{55,1}} = 4,99 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{3,65} = 41,36$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{151}{4,99} = 30,26$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{41,36}{93,9} \right) = 0,44$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{30,26}{93,9} \right) = 0,32$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul de χ_{min} :

On a section en forme de L \Rightarrow courbe C $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,655$$

$$\phi = 0,655$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{0,655 + (0,655^2 - 0,44^2)} = 1,12$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \left(\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right)} = \frac{1}{0,655 + (0,655^2 - 0,32^2)} = 1,01$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 1,01$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{\text{sd}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{\text{crd}} = 1,01 \times 1 \times 55,1 \times \frac{23,5}{1,1} = 1188,90 \geq N_{\text{sd}} = 322,46 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Vérifier}$$

IV.8.6.2 Vérification des Membrure Inférieure.

$$N^{\max} = -508,13 \text{ kN (Compression)}$$

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

✚ Soit une double cornière (**100x100x10**) de section $A_s = 38.3 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : Inertie(z, z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie(y, y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere.

$$\Delta^2: d + 0,5$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 2 \times 176,68 = 353,36 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[176.68 + 19,15 \times (2,82 + 0,5)^2]$$

$$I_z = 775,51 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{353,36}{38,3}} = 3,04 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{775,51}{38,3}} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{150}{3,04} = 49,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4,5} = 33,33$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{49,34}{93,9} \right) = 0,52$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{33,33}{93,9} \right) = 0,35$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul de χ_{min} :

On a section en forme de L \Rightarrow courbe C $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,713$$

$$\phi = 0,713$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{0,713 + (0,713^2 - 0,52^2)} = 1,05$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{0,713 + (0,713^2 - 0,35^2)} = 0,91$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,91$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,91 \times 1 \times 38,3 \times \frac{23,5}{1,1} = 744,58 \geq N_{sd} = 508,13 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Véifier}$$

IV.8.6.3 Vérification des Diagonale.

$$N^{\max} = -283,08 \text{ (Compression)}$$

$$l_k = 281 \text{ cm (La diagonale plus longue)}$$

Soit une double cornière (**90x90x12**) de section $A_s = 40,58 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : Inertie(z, z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie(y, y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere.

$$\Delta^2: d + 0,5$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 296,06 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 767,93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{296,06}{40,58}} = 2,70 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{767,93}{40,58}} = 4,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{281}{2,72} = 103,30$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{281}{4,35} = 64,59$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0.5} \text{ Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{103,30}{93,9} \right) = 1,10$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{64,59}{93,9} \right) = 0,68$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul de χ_{min} :

On a section en forme de L \Rightarrow courbe C $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(1,10 - 0,2) + 1,10^2] = 1,325$$

$$\phi = 1,325$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,325 + (1,325^2 - 1,1^2)} = 0,534$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,325 + (1,325^2 - 0,68^2)} = 0,38$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,38$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,38 \times 1 \times 40,58 \times \frac{23,5}{1,1} = 329,43 \geq N_{sd} = 283,08 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Vérifier}$$

IV.8.6.4 Vérification des Montants.

$$N^{\max} = -136,94 \text{ (Compression)}$$

$$l_k = 220 \text{ cm (Le Montant le plus long)}$$

Soit une double cornière (**70x70x7**) de section $A_s = 18,80 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_{β} : Inertie(z, z) d'une seule cornière.

I_{α} : Inertie(y, y) d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

$$\Delta^2: d + 0,5$$

$$I_y = 2I_{\alpha}$$

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 157,56 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,6}{18,80}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{157,56}{84,6}} = 2,89 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{220}{2,12} = 103,77$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{220}{2,89} = 76,12$$

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

$$\overline{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{103,77}{93,9} \right) = 1,1$$

$$\overline{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{76,12}{93,9} \right) = 0,81$$

$$\overline{\lambda}_z \geq 0,2$$

$$\overline{\lambda}_y \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul de χ_{min} :

On a section en forme de L \Rightarrow courbe C $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,32$$

$$\phi = 1,32$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,32 + (1,32^2 - 1,1^2)} = 0,53$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,32 + (1,32^2 - 0,81^2)} = 0,41$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,41$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{\text{sd}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{\text{crd}} = 0,41 \times 1 \times 18,80 \times \frac{23,5}{1,1} = 164,67 \geq N_{\text{sd}} = 136,94 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Vérifier}$$

IV.8.7 Résumé des Dimensions adoptées pour les éléments de la Ferme.

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les sections des éléments de la ferme adoptés

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L(120x120x12)
Membrures inférieures	2L(100x100x10)
Diagonales	2L(90x90x12)
Montants	2L(70x70x7)

IV.9 Calcul De La Poutre Sablière.

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

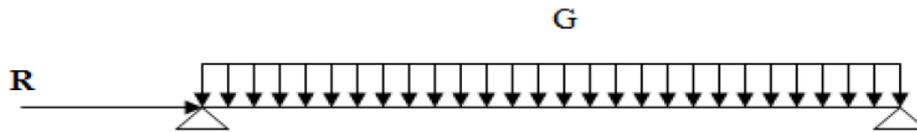


Figure IV.18 : effort sur la poutre sablière

IV.9.1 Poutre sablière intermédiaire.

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

$$R = 196,404 \text{ Kn}$$

IV.9.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression seule :

$$A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{F_y} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{196,404 \times 1}{23,5} = 8,35 \text{ cm}^2.$$

✚ On opte pour un IPE 300 avec : $\Rightarrow A = 53,8 \text{ cm}^2$ $p = 42,2 \text{ kg/ml}$.

IV.9.2 vérification de la résistance de la poutre sablière :

IV.9.2.1 vérification aux instabilités :

a) Vérification au flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{KY} = 600 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{600}{5,73} = 104,71. \\ L_{KZ} = 600 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{600}{3,52} = 170,45. \end{array} \right.$$

$\xi = 1$ Pour une section de classe 01

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \left[\frac{104,71}{93,9} \right] = 1,11 \\ \bar{\lambda}_z = \left[\frac{170,45}{93,9} \right] = 1,81. \end{array} \right\} \bar{\lambda}_{\square} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 1,81 > 0,2.$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 1,81 > 0,2. \longrightarrow$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

b) Vérification au déversement sous le poids propre :

Le moment critique de déversement

$C_1 = 1,132$; $C_2 = 0,459$; $C_3 = 0,529$ (charge uniformément répartie)

$K = K_w = 1$ extrémités libres.

$$\frac{I_w}{I_t} = \left(\frac{h - t_w}{2} \right)^2 = \left(\frac{13,3 - 0,55}{2} \right)^2 = 40,64 \text{ cm}^2$$

$$I_t = 8,13 \text{ cm}^4 \quad I_w = 15,06 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$Z_j = 0$ section doublement symétrique.

$Z_g = -6,65 \text{ Cm}$ le chargement sur la semelle tendue.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{ EC3 Annexe F.1.2 (7)}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 389,3}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{1,5}{389,3} + \frac{(3)^2 \times 0,4 \times 8,13}{3,14^2 \times 2,1 \times 389,3} + (0,459 \times 0,066)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times 0,066) \right\}$$

$$M_{cr} = 62,21 \text{ kN.m}$$

-Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 23,5 \cdot 173,5}{6221}} = 0,81 \bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4 \Rightarrow \text{Donc il y a lieu de tenir}$$

compte de risque de déversement d'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

IV.9.2.2 Calcul des coefficients réducteurs :

Flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{\max} \geq 0,2 \\ h/b = 0,95 \leq 1,2 \\ \text{Axe Z-Z} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe C} \\ \alpha = 0,49 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \phi = 0,967 \\ \chi_{\min} = 0,656 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} = 0,662$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{lt} \times \frac{N}{\chi_Z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15 = 0,15 \times 1,81 \times 1,8 - 0,15 = 0,338$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} \leq 0,9$$

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

$$N_{sd} = 178,38 \text{ kN}$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \right] = 1 - \left[\frac{0,338 \times 178,38}{0,656 \times 31,4 \times 23,5} \right] = 0,875$$

$$K_{LT} = 0,857$$

IV.9.2.3 Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{1,1}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} < 1$$

$$M_y = M_g = 1,35 \times \frac{24,7 \times 36}{8} = 150,05 \text{ kg. m}$$

Donc :

$$\frac{178,38}{0,656 \times 31,4 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,857 \times 150,05}{0,662 \times 173,5 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,395 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.9.2.4 Vérification à l'effort normal :

il faut vérifier si :

$$N > \min \begin{cases} 0,5 \times A_w \times f_y \\ 0,25 \times N_{pl} \end{cases}$$

A_w : section de l'âme.

$$A_w = 11,6 \times 0,55 = 6,38 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times A_w \times f_y = 0,5 \times 6,38 \times 23,5 = 74,96 \text{ kN}$$

$$0,25 \times N_{pl} = 0,25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \times \frac{31,4 \times 23,5}{1,1} = 167,704 \text{ kN}$$

$$N = 178,33 > \min(74,96 \text{ kN} ; 167,704 \text{ kN}) \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal \Rightarrow réduction du moment résistant $M_{Ry} = M_{Ny}$

$$M_{Ny} = M_{ply} \times \left[\frac{1-n}{1-0,5 \times a} \right] \quad \text{Ou :}$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = \frac{178,33}{670,81} = 0,265$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A} ; 0,5\right)$$

$$a = \min\left(\frac{6,38}{31,4} ; 0,5\right)$$

$$a = 0,203$$

$$M_{Ny} = 173,5 \times \frac{23,5}{1,1} \times \left[\frac{1-0,265}{1-0,5 \times 0,203} \right] = 2724,34 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Ny} = 2724,34 \text{ kN.cm} > M_y = 150,05 \text{ kg.m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Conclusion:

Le **HEA140** : convient parfaitement comme poutre sablière Intermédiaire.

IV.9.2 Calcul de la poutre sablière de Rive :

IV.9.2.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait en compression seule :

$$R_A = 103,362 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{m0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{103,36 \times 1}{23,5} = 4,40 \text{ cm}^2$$

✚ On opte pour un HEA120 avec $\Rightarrow A = 25,3 \text{ cm}^2$ $p = 19,9 \text{ kg/ml}$.

IV.9.3 vérification de la résistance de la poutre sablière :

IV.9.3.1 vérification aux instabilités :

a) Vérification au flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{KY} = 600\text{cm} \quad \Rightarrow \lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{600}{4,89} = 122,70 \\ L_{KZ} = 600\text{cm} \quad \Rightarrow \lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{600}{3,02} = 198,67 \end{array} \right.$$

$\xi = 1$ Pour une section de classe 01

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \left[\frac{122,70}{93,9} \right] = 1,30 \\ \bar{\lambda}_z = \left[\frac{198,67}{93,9} \right] = 2,11. \end{array} \right\} \bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 2,11 > 0,2.$$

$\bar{\lambda}_{\max} = 2,11 > 0,2. \Rightarrow$ Donc il y a eu lieu de tenir compte du risque de flambement.

b) Vérification au déversement sous le poids propre :

Le moment critique de déversement

$C_1 = 1,132 ; C_2 = 0,459 ; C_3 = 0,529$ (charge uniformément répartie)

$K = Kw = 1$ Extrémités libres.

$$\frac{I_w}{I_t} = \left(\frac{h - t_w}{2} \right)^2 = \left(\frac{11,4 - 0,5}{2} \right)^2 = 29,70 \text{ cm}^2$$

$$I_t = 5,99 \text{ cm}^4 \quad I_w = 6,47 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$Z_j = 0$: Section doublement symétrique.

$Zg = -5,7 \text{ Cm}$: le chargement sur la semelle tendue.

$$M_{cr} = 38,04 \text{ kN.m}$$

c) Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 23,5 \cdot 119,5}{3804}} = 0,86$$

$\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a lieu de tenir compte de risque de déversement d'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

IV.9.3.2 Calcul des coefficients réducteurs :

Flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z \geq 0,2 \\ h/b = 0,95 \leq 1,2 \\ \text{Axe } Z-Z \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbe C} \\ \alpha = 0,49 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \phi = 1,03 \\ \chi_{\min} = 0,625 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \left[\phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0,5}} = 0,626$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{lt} \times \frac{N}{\chi_Z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{mlt} - 0,15 = 0,15 \times 2,11 \times 1,8 - 0,15 = 0,419$$

Avec : $\mu_{LT} \leq 0,9$

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

$$N_{sd} = 94 \text{ kN}$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \right] = 1 - \left[\frac{0,419 \times 94}{0,625 \times 25,3 \times 23,5} \right] = 0,947$$

$$K_{LT} = 0,947$$

IV.9.3.3 Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{1,1}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} < 1$$

$$M_y = M_g = 1,35 \times \frac{19,9 \times 36}{8} = 89,55 \text{ kg.m}$$

Donc :

$$\frac{94}{0,625 \times 25,3 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,947 \times 89,55}{0,626 \times 119,5 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,331 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV.9.3.4 Vérification à l'effort normal :

il faut vérifier si :

$$N > \min \begin{cases} 0,5 \times A_w \times f_y \\ 0,25 \times N_{pl} \end{cases}$$

A_w : section de l'âme.

$$A_w = 9,8 \times 0,5 = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times A_w \times f_y = 0,5 \times 4,9 \times 23,5 = 57,57 \text{ kN}$$

$$0,25 \times N_{pl} = 0,25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \times \frac{23,5 \times 25,3}{1,1} = 135,12 \text{ kN}$$

$$N = 94 \text{ kN} > \min(57,57 \text{ kN}; 135,12 \text{ kN}) \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal \Rightarrow réduction du moment résistant $M_{Ry} = M_{Ny}$

$$M_{Ny} = M_{ply} \times \left[\frac{1-n}{1-0,5 \times a} \right] \quad \text{Ou :}$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = \frac{94}{25,3 \times 23,5 / 1,1} = 0,174$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{4,9}{25,3}; 0,5 \right)$$

$$a = 0,193$$

$$M_{Ny} = 119,5 \times \frac{23,5}{1,1} \times \left[\frac{1 - 0,174}{1 - 0,5 \times 0,193} \right] = 2333,96 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Ny} = 2333,96 \text{ kN.cm} > M_y = 89,55 \text{ kg.m} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

 **Conclusion:**

Le **HEA120** convient parfaitement comme poutre sablière de rive.

IV.10 Calcul des potelets :**IV.10.1 Introduction :**

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la

nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

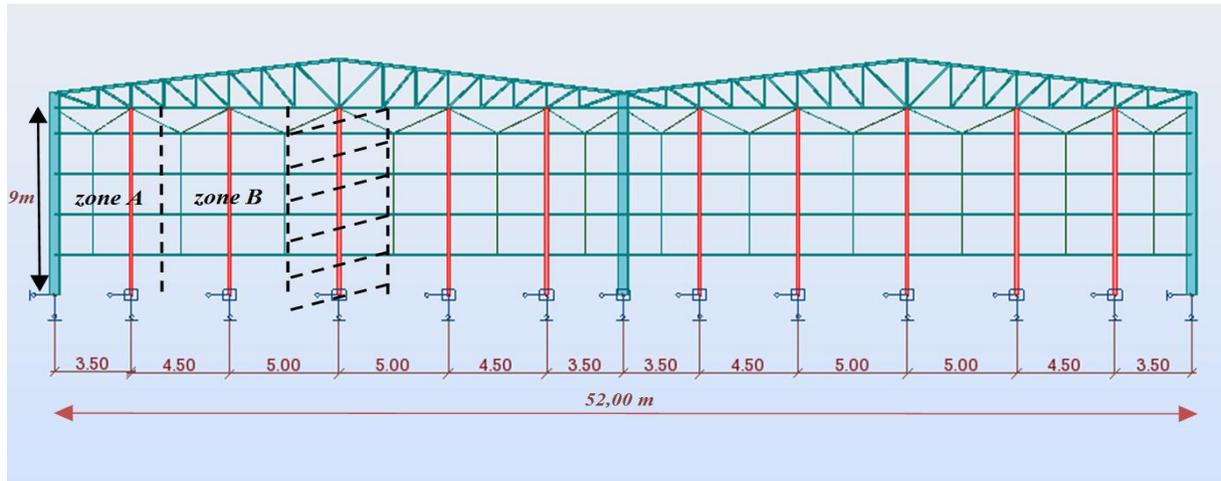


Figure IV.19 : Schéma statique du potelet.

IV.10.2 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé (Potelet du milieu) :

IV.10.2.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)

- Bardage (panneau sandwich)8.8 kg/m²
- Poids propre de la lisse (UAP150).....17,93 kg/ml
- Accessoires de pose3 kg/m²

La longueur de la lisse et de : L = 5,00m, et le nombre des lisses supporter par le potelet
 N = 5 lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S = (5,00 x 8,3) = 41,5 m²

L'entraxe des potelets e = 5,00 m (cas le plus défavorable).

$$G = (17,93 \times 6 \times 5) + (8,8 + 3) \times 5 \times 8,3 = 1006,85 \text{ kg} = 10,08 \text{ KN}$$

IV.10.2.2 Surcharge climatique V (vent) :

La direction la plus défavorable du vent est celle sur pignon avec $C_{Pi} = + 0,8$ et le potelet du milieu ce trouve dans la zone B

Zone B :

Vent..... $V = -0,871 \text{ KN/m}^2$

$$V = 0,871 \times 5 = 4,355 \text{ kN/ml}$$

IV.10.3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$V = 4,355 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5V = 1,5 \times 4,355 = 6,532 \text{ kN/ml}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{4,355 \times 10^{-2} \times 5 \times (830)^4}{2,1 \times 10^4 \times 384 \times 4,15} = 3087,96 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 270**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 5789,8 \text{ cm}^4 \\ I_z = 419,77 \text{ cm}^4 \\ A = 45,9 \text{ cm}^2 \\ H = 27 \text{ cm} \\ G = 36,1 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } G = (36,1 \times 5 \times 6) + (8,8 + 3) \times 5 \times 8,3 = 1572,7 \text{ kg} = 15,72 \text{ KN}$$

IV.10.4 Vérification de la section à la résistance :**IV.10.4.1 sous la flexion :**

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{c.Rd} = 484 \times \frac{23,5}{1,1} = 103,40 \text{ kN.m}$$

$$Q_z = 1,5 V = 6,532 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{6,532 \cdot (8,3)^2}{8} = 56,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 56,25 \text{ kN.m} < M_{c.Rd} = 103,40 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

IV.10.4.2 Sous l'effort normal :

$$\text{Si: } N_{sd} \leq \min \left(0,25N_{pl,Rd} ; 0,5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

⇒ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \cdot 15,72 = 21,22 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,9 \cdot 23,5}{1,1} = 980,59 \text{ kN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 245,11 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b_{tf} = 45,9 - (2 \cdot 13,5 \cdot 1,02) = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times 18,36 \times \frac{23,5}{1,1} = 196,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 21,22 \text{ kN} < \min(245,11 ; 196,11) = 196,11 \text{ kN.}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

IV.10.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, Aux poids des bacs de bardage et des lisses) .En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant).il travaille la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

IV.10.5.1 Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

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

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

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{830}{11,23} = 73,90$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{73,90}{93,9}\right) \cdot [1]^{0,5} = 0,787$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 270/135 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,801$$

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

$$\lambda_z = \frac{180}{3,03} = 59,40$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{59,40}{93,9}\right) \cdot [1]^{0,5} = 0,632$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,827$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0,801 ; 0,827)$$

$$\chi_{\min} = 0,801$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l_z}{h} \cdot \frac{i_z}{t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{180}{3,03}}{(1,132)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{180}{27} \cdot \frac{3,03}{1,02} \right)^2 \right]^{0,25}} = 52,76$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,561$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,561 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,561 - 0,2) + 0,561^2 \right] = 0,695$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,904$$

$$\chi_{LT} = 0,904 < 1$$

Calcul de coefficient k :

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

$$\mu_y = 0,787 \cdot (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{484 - 428,9}{428,9} = -0,973$$

Avec : $\mu_y = -0,973 < 0,9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,973 \cdot 21,22}{0,801 \cdot 45,9 \cdot 23,5} = 1,02$$

Avec : $K_y = 1,02 \leq 1,5$

$$\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \cdot 0,632 \cdot 1,3) - (0,15) = -0,026 \leq 0,9$$

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

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,026 \cdot 21,22}{0,827 \cdot 45,9 \cdot 23,5} = 0,99$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \cdot V \cdot l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{6,532 \cdot (8,3)^2}{8} = 56,24 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,9 \cdot 23,5}{1,1} = 980,59 \text{ kN}$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 484 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 103,40 \text{ kN.m}$$

IV.10.5.2 Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{21,22}{0,827 \cdot 980,59} + \frac{1 \cdot 56,24}{0,904 \cdot 103,40} = 0,62 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✚ **Conclusion :**

L'IPE 270 convient comme potelet

ETUDE SISMIQUE

INTRODUCTION:

Les risques liés à l'activité sismique sont omniprésents, et de plus en plus prépondérants, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que spécialiste en génie civil (étudiant, ingénieur, master.....), il est de notre devoir, voir de notre responsabilité, d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant les séismes. Il existe pour cela les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003) en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

De nos jours il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser une maquette de la structure à étudier et lui faire subir toutes les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

V.1 Description de logiciel ROBOT :

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- ✓ la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, par exemple au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO)

- ✓ la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),

- ✓ la possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- ✓ la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ✓ la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),
- ✓ la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

V.2 Analyse de la structure :

V.2.1 Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- ✓ Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- ✓ Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

V.3 Méthodes de calcul :

V.3.1 La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais le " RPA 99 V 2003 " exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique Equivalente

V.3.1.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.3.1.2 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone (**IIa**) et un Groupe d'usage **2** Nous trouverons :

A = 0.15

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie du site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Site (S3) : **T1 (sec) = 0.15 s , T2 (sec) = 0.5s.**

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

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

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003

Nous avons une structure légère (sans remplissage) contreventée par palée triangulée en X, Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1.08 > 0.7$

$\eta = 1.08$

V.3.1.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 10,5$ m.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a un Portiques auto stables en en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0,085$.**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 10,5^{3/4} = 0,495s$$

$$T = 0,49s < 0,5s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$\mathbf{D = 2,5 \times 1,08 = 2,7}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

On a une ossature contreventée par palées triangulées en **X** \Rightarrow **R = 4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau V.1 : Pénalité de vérification.

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0,1

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,4$

$$W_G = 2199,1kN$$

$$W_Q = 21,60KN$$

$$W = 2199,1 + 0,4 \times 21,60 = 2207,7KN$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,15 \times 2,7 \times 1}{4} \times 2207,7 = 223,75kN$$

$$\mathbf{V = 223,75 KN}$$

V.3.1.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i , W_j : poids revenant aux plancher i, j .

h_j =niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $V = F_t$

V.3.2 Principe de la méthode dynamique spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

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

Avec les coefficients A , η , R , T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1 \quad A = 0,15 \quad \eta = 2,7 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

V.3.2.2 Nombre de modes à considérer :

- a) Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,2s$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

V.3.3 Résultat de calcul :**V.3.3.1 Pourcentage de participation de masse :**

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, et une présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99V2003.

Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Somme suivant X	Somme suivant Y
1	0,59	0,9560	0,00000001	0,9560	0,00000001
2	0,53	0,0000	0,8077	0,9546	0,8077
3	0,48	0,0065	0,0001	0,9625	0,8076

Dans les trois modes premiers on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

Et on a bien que :

$T_6 = 0,19_s < 0,2_s$ Avec une participation massique (96,77 %) suivant X \Rightarrow (mode 6)

$T_7 = 0,18_s < 0,2_s$ Avec une participation massique (92,89 %) suivant Y \Rightarrow (mode 7)

V.3.3.2 Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,59$ s, taux de participation de la masse 95,60%

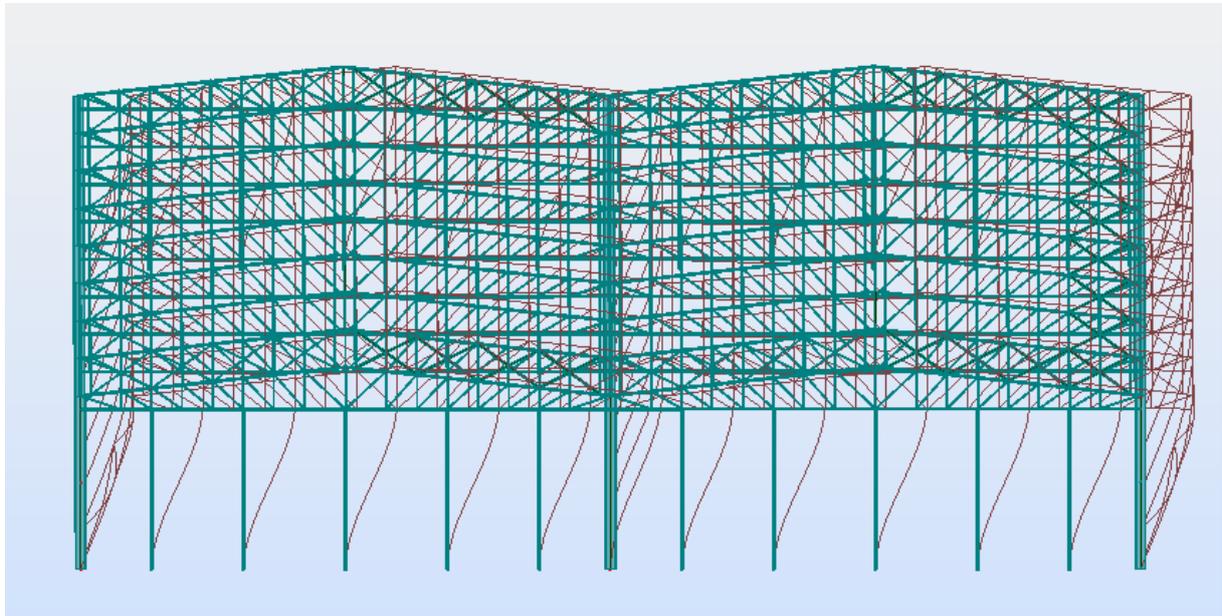


Figure V.1 : Mode de déformation (1).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,53$ s, taux de participation de la masse 80,77%

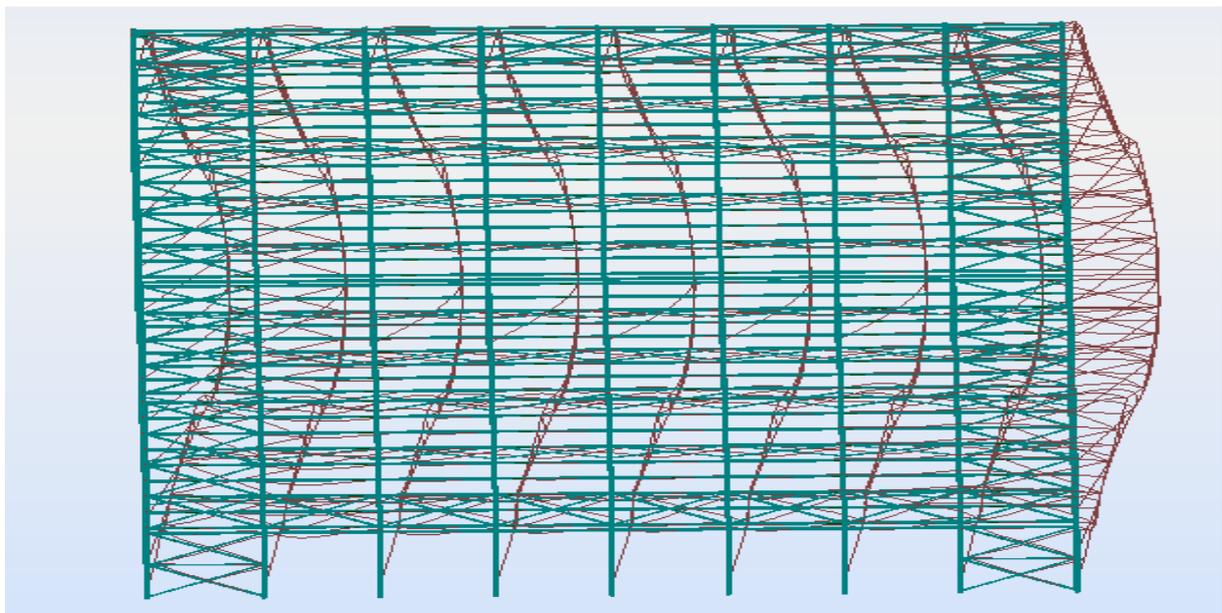
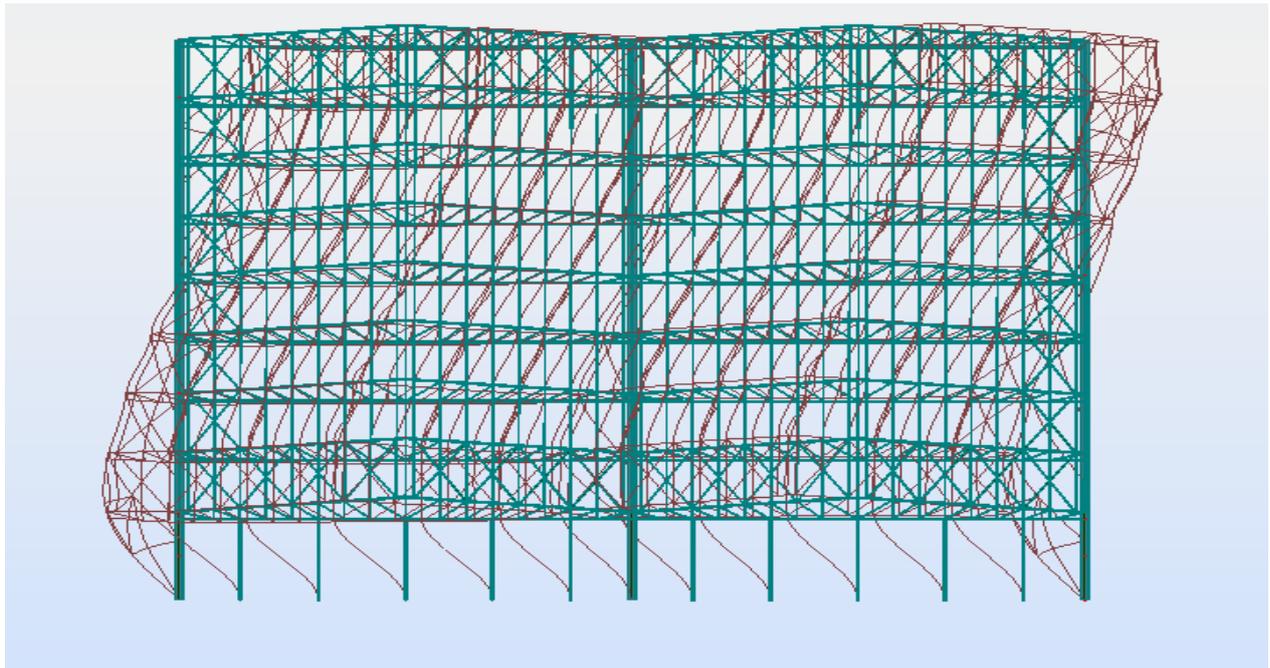


Figure V.2 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : rotation suivant Z-Z, période T = 0,48 s**Figure V.3:** Mode de déformation (3).**V.3.4 Analyse des résultats :**

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

V.3.4 .1 Les combinaisons de calcul :**Notation :**

- V1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- V2D : Vent sur la façade latérale nord avec dépression intérieure.
- V2S : Vent sur la façade latérale nord avec surpression intérieure.
- E : Action sismique .

V.3.4 .2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t

obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

D'où il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) selon le RPA99V2003 art 4.3.6.

Donc :

$$\frac{0,8 V}{V_t} = 1,785 \Rightarrow \text{Selon } X \quad , \quad \frac{0,8 V}{V_t} = 1,54 \Rightarrow \text{Selon } Y$$

Tableau V.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	223,75	179	100,36 × 1,784 = 179,14	Vérifiée
Sens yy	223,75	179	116,35 × 1,54 = 179,179	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à l'effort tranchant statique dans les deux sens

V.3.4.3 Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

a) Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \quad \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \quad \text{avec charge du vent} \end{array} \right.$$

EC3 Art 4.2.2(7)

Où h : hauteur du poteau

b) Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée}$$

EC3 tab 4.1

Tableau V.4 : Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5V2D	1,35(G+Q+S)	1,3x1,784=2,32	0,6x1,784=1,07
Suivant Y	G + 1,5V2D	1,35(G+Q+S)	3,7x1,54=5,69	0,5x1,54=0,77
Suivant Z	G + 1,5V	1,35(G+Q+S)	3,5	3

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{900}{150} = 6cm \\ \frac{h}{125} = \frac{900}{125} = 7,2cm \\ \frac{L}{200} = \frac{5200}{200} = 26cm \end{array} \right.$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.5: Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	2,4	2,5	9,6	10

$$\frac{h}{100} = \frac{1050}{100} = 10,5 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 10,5 cm, donc ils sont vérifiés

V.3.5 Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

a) Sens X-X

Tableau V.6 : Effet P- Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
10,50	9,6	2209,9	223,75	10,5	0,91	0,0903

$\theta_k = 0,0903 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

b) Sens Y-Y :

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
10,5	10	2209,9	223,75	10,5	0,95	0,094

$\theta_k = 0,094 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

ETUDE DES CONTREVENTEMENTS

INTRODUCTION:

Les contreventements sont des éléments disposés pour reprendre les efforts horizontaux et les transmettre aux fondations.

Ce sont généralement des barres de triangulation disposées en toiture : poutre au vent (contreventement horizontal) ou, dans les parois verticales (contreventement verticale).

L'importance de la stabilité de contreventement est très grande, elle représente le facteur principal de sécurité de l'ouvrage, pour cela le contreventement de la structure sera assuré par :

- Des contreventements horizontaux.
- Des contreventements verticaux.

VI.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisse puis aux potelets puis de la traverse du portique, ce dernier n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entraînement.

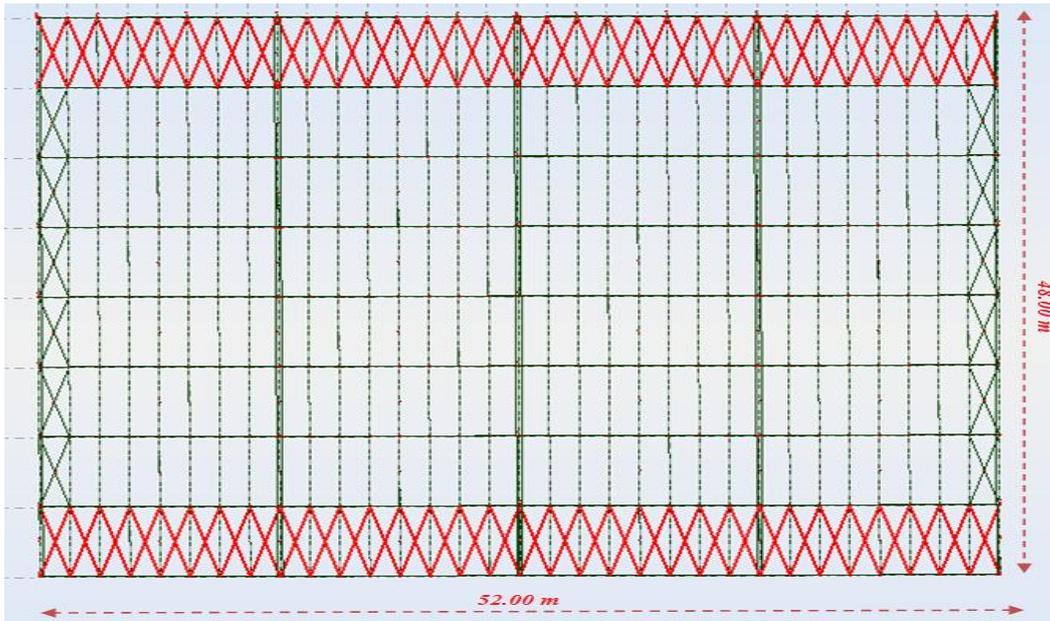


Figure VI.1 : Vue en plan de la poutre au vent.

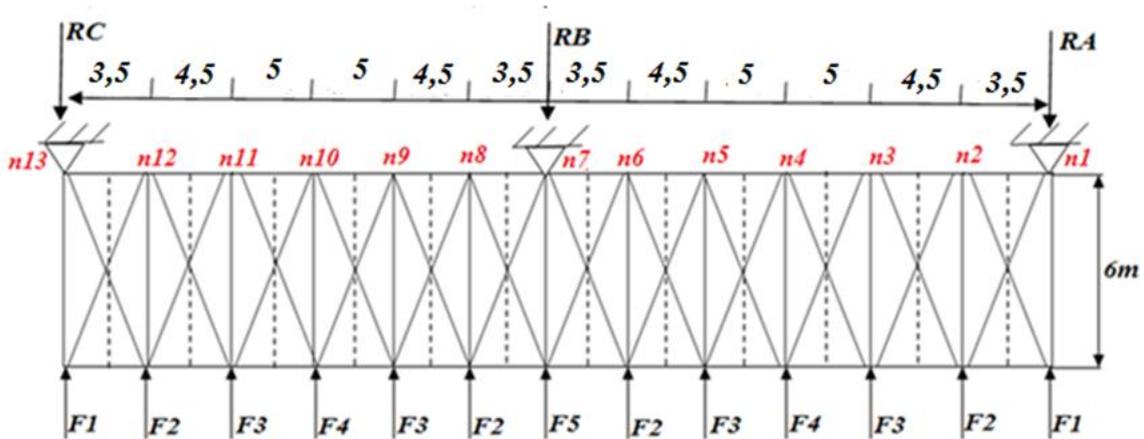


Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent

VI.1.1 Evaluation des efforts horizontaux :

On a :

$$F_{fr} = 89.48 \text{ kN}$$

$$W_i = 0,708 \text{ kN/m}^2$$

$$F_i = 1,5 \cdot \left[(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

F_{fr} : force de frottement

n : nombre de nœuds (n=13)

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{89.48}{13} = 6,883 \text{ kN}$$

Calcul de S_i :

$$S_i = h_i \cdot \frac{L_i}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.1 : Les résultats de F_i

i	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>
$h_i (m)$	9	9,374	9,936	10,5	9
$l_i (m)$	1,75	4	4,75	5	3,5
$S_i (m^2)$	7,875	18,74	23,59	26,25	15,75
$W \cdot S_i (kN)$	5,575	13,26	16,70	18,585	11,151
$\frac{F_{fr}}{n} (kN)$	6,883	6,883	6,883	6,883	6,883
$F_i (kN)$	12,458	20,143	23,583	25,468	18,034
$1,5 F_i (kN)$	18,687	30,21	35,37	38,20	27,051

VI.1.2 Calcul des réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = F_1 + F_2 + F_3 + \frac{F_4}{2} = 18,687 + 30,21 + 35,37 + \frac{38,20}{2} = 103,367 \text{ kN} \\ R_C = R_A = 103,367 \text{ kN} \\ R_B = F_5 + F_4 + 2(F_2 + F_3) = 27,051 + 38,20 + 2(30,21 + 35,37) = 196,41 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Les valeurs des réactions et de forces exercées sur la poutre au vent sont présentées sur la figure suivante.

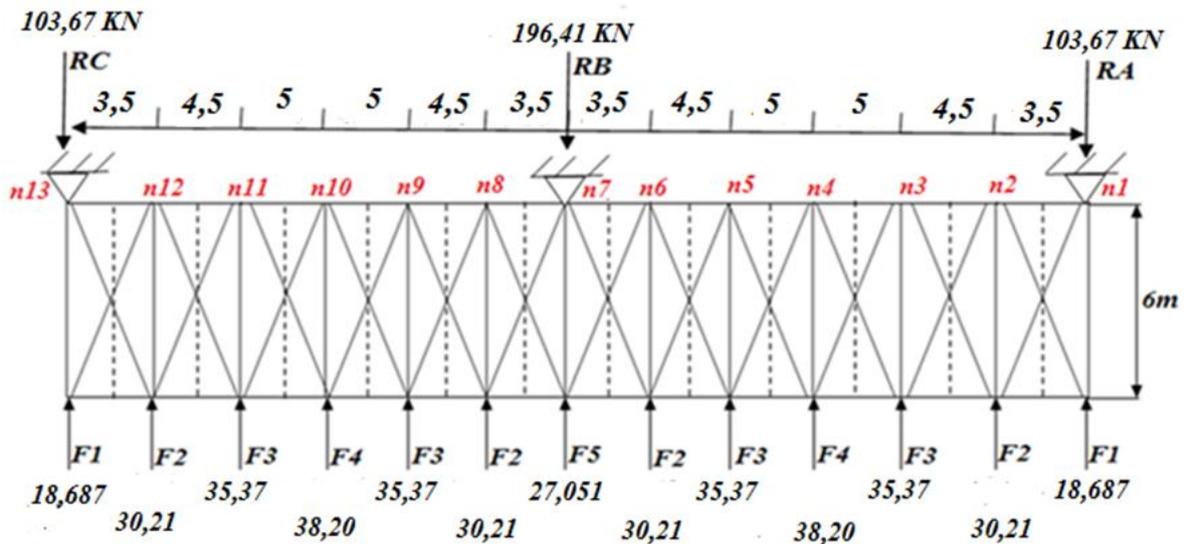


Figure VI.3 : Valeurs des forces et réactions

VI.1.3 Calcul des efforts de traction dans les diagonales:

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :

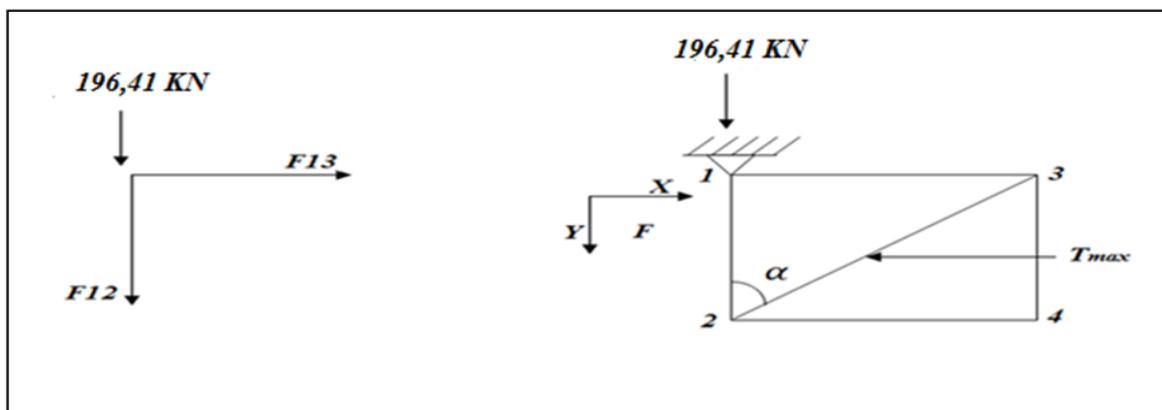


Figure VI.4 : Isolation des nœuds

➤ **Nœud (1)**

$$\tan \alpha = \frac{3,5}{6} = 0,541 \Rightarrow \alpha = 30,25^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{12} = -196,41 \text{ kN (Compression)}$$

➤ **Nœud (2)**

$$\begin{aligned}\sum F_y = 0 &\Rightarrow 196,41 - F_5 - F_{23} \cos \alpha = 0 \\ &\Rightarrow F_{23} \cos \alpha = 196,41 \text{ kN} - F_5 \\ &\Rightarrow F_{23} = \frac{196,41 - 27,051}{\cos 30,25} = 196,05 \text{ kN}\end{aligned}$$

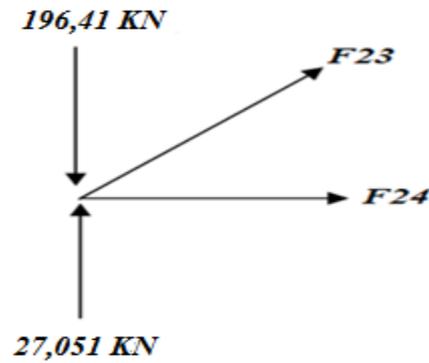


Figure VI.5 : Présentation des efforts sur les nœuds

✚ L'effort de traction max : $N_{t,sd} = 196,05 \text{ kN}$

VI.1.3.1 Calcul de la section brute A de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{196,05 \cdot 1}{23,5} = 8,34 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 8,25 \text{ cm}^2$$

✚ On adopte une cornière : **L (90 x 90 x 6)** $\Rightarrow A = 10,57 \text{ cm}^2$

VI.1.3.2 Calcul de la section nette :

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (9 \cdot 0,6) - (1,6 \cdot 0,6) = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9 - 0,6) \cdot 0,6 = 5,04 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,725$$

$$A_{net} = 4,44 + (0,725 \cdot 5,04) = 8,09 \text{ cm}^2$$

VI.1.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section :

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

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 8,09 \cdot 36}{1,25} = 209,69 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 196,41 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 209,69 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

🔧 Donc la cornière **L(90x 90 x 6)** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

VI.1.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge vertical, et en outre à la compression sous F on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

VI.1.4.1 Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_2 = 30,21 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = G - 1,5V = 0,435 - 1,5 \cdot 0,708 = -0,627 \text{ KN /ml}$$

$$Q_{\max} = -0,627 \text{ KN /ml}$$

✓ Les caractéristiques de L' IPE 160 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 160 \text{ mm} \\ A = 20,1 \times 10^2 \text{ mm}^2, \\ W_{ply} = 123,9 \times 10^3 \text{ mm}^3, \quad W_{plz} = 26,1 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ I_y = 869,3 \times 10^4 \text{ mm}^4, \quad I_z = 68,28 \times 10^4 \text{ mm}^4, \quad P = 15,8 \text{ kg /m.} \end{array} \right.$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,627 \times \sin 6,58 = 0,071 \text{ KN /ml}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 0,627 \times \cos 6,58 = 0,662 \text{ KN /ml}$$

$$\begin{cases} M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{0,662 \cdot 6^2}{8} = 2,979 \text{ kN.m} \\ M_z = \frac{q_y \cdot l^2/2}{8} = \frac{0,071 \cdot 3^2}{8} = 0,079 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 123,9 \cdot \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 29,116 \text{ kN.m} \\ M_{plz} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 26,1 \cdot \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 6,133 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{On a : IPE 160} \rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$\underline{AN} : \left[\frac{2,979}{29,116} \right]^2 + \left[\frac{0,079}{6,133} \right]^1 = 0,023 < 1 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.1.4 .2 Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de flambement :

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$N = F_2 = 30,21 \text{ kN}$$

$$N_{ply} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20,1 \cdot 23,5}{1,1} = 429,409 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{ply} = 29,116 \text{ kN.m} \\ M_{plz} = 6,133 \text{ kN.m} \\ M_y = 2,979 \text{ kN.m} \\ M_z = 0,079 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,185$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \xi, \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S 235} \quad \Rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\text{Section en I} \quad \Rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91,185}{93,9} \cdot (1)^{0,5} = 0,971$$

Par le **tableau 8 eurocode3** on a :

$$\beta_{MY} = 1,3$$

AN:

$$\mu_y = 0,97 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{123,9 - 108,7}{108,7} = -1,21 < 0,9$$

Calcul de χ à l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$T_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}.$$

Par rapport à l'axe yy \longrightarrow courbe a

Par rapport à l'axe zz \longrightarrow courbe b

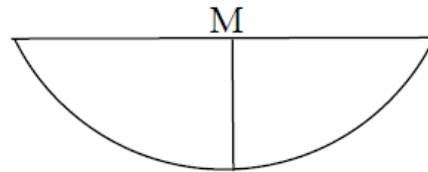
Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_y = 0,68$$

$$\chi_z = 0,61$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,21 \cdot 30,21}{0,68 \cdot 20,1 \cdot 23,5} = 1,113 < 1,5$$

Calcul de K_z :



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

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

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,043$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \quad \text{avec:} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S 235} \quad \Rightarrow \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section en I} \quad \Rightarrow \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163,04}{93,9} \cdot (1)^{0,5} = 1,736$$

Par le tableau **8 eurocode3** on a :

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

AN:

$$\mu_z = 1,736 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,65}{16,65} = -1,85 < 0,9$$

Calcul de χ à l'aide du **tableau 5.5.2 de l'eurocode3**

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$T_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Par rapport à l'axe yy \longrightarrow courbe a

Par rapport à l'axe zz \longrightarrow courbe b

Tableau de l'eurocode3 :

$$\chi_y = 0,29$$

$$\chi_z = 0,269$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,85 \times 30,21}{0,269 \times 20,1 \times 23,5} = 1,43 < 1,5$$

On prend $K_z = 1,43$

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$\frac{30,21}{0,269 \times 429,409} + \frac{1,113 \times 2,979}{29,116} + \frac{1,43 \times 0,079}{6,133} \leq 1$$

$$0,261 + 0,113 + 0,018 = 0,392 < 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.1.4.3 Vérification de la panne intermédiaire à la flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N}{\chi_z \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{\chi_z \cdot M_{plz}} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = 0,921$$

Ou : $\alpha_{LT} = 0,21$ (on a un profilé laminé)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l_z}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1,84}}{(1,132)^{0,5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{300}{1,84} \right)^2 \right]^{0,25}} = 109,448$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0,5} = \left(\frac{109,448}{93,9} \right) \cdot 1^{0,5} = 1,165$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,165 > 0,4 \rightarrow$ il y a un risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(1,165 - 0,2) + 1,165^2 \right] = 1,279$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,279 + [1,279^2 - 1,165^2]^{0,5}} = 0,553$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15. \text{ Avec : } \Rightarrow \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,73 \times 1,3 - 0,15 = 0,187 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \right] = 1 - \left[\frac{0,187 \times 30,21}{0,269 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,955 \leq 1$$

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_{y \times} M_y}{M_{ply}} + \frac{K_{z \times} M_z}{M_{plz}} \leq 1$$

$$\frac{30,21}{0,269 \times 20,1 \times 23,5/1,1} + \frac{1,113 \times 2,979}{29,116} + \frac{1,43 \times 0,079}{6,133} = 0,317 \leq 1 \Rightarrow \text{Vérfifiée}$$

🚦 Conclusion :

Le profilé choisi **IPE160** est adéquat comme panne de toiture.

VI.2 Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.

Le dimensionnement s'effectue en négligent les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent .dans ce cas tous les efforts sont reprise par les diagonales en traction.

VI.2.1 Dimensionnement de la palée de stabilité :

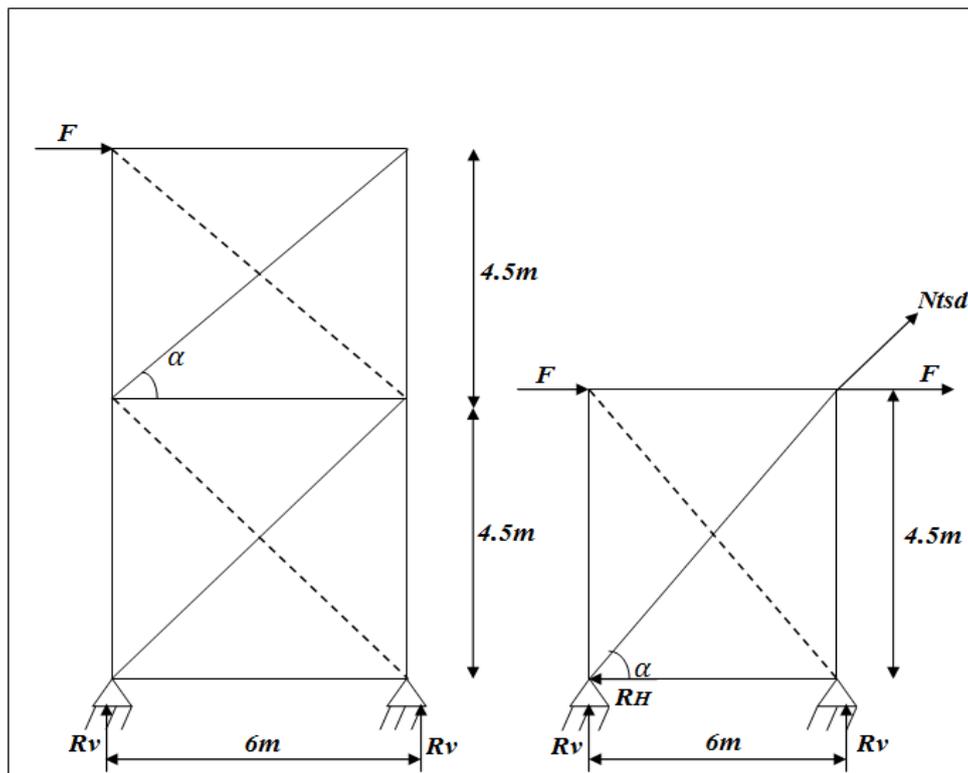


Figure VI.6 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan

VI.2.1.1 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_t :

On a :

$$F = R_A = 103,67 \text{ kN}$$

$$\tan \alpha = \frac{4.5}{6} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \frac{4.5}{6} = 36.86^\circ$$

$$\alpha = 36.86^\circ$$

$$N_{t_{sd}} = \frac{F}{\cos \alpha}$$

$$N_{t_{sd}} = \frac{103,67}{\cos(36.86)} = 129,57 \text{ kN}$$

VI.2.1.2 Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{129,57 \times 1}{23,5} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 5,51 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : **L(90x 90 x 7)** $\Rightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2$

VI.2.1.3 Calcul de la section nette :

$$A_{\text{net}} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (9 \cdot 0,7) - (1,6 \cdot 0,7) = 5,18 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9 - 0,7) \cdot 0,7 = 5,81 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,727$$

$$A_{\text{net}} = 5,18 + (0,727 \cdot 5,81) = 9,40 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.4 Vérification à la résistance ultime de la section :

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

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 9,40 \cdot 36}{1,25} = 243,64 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 129,57 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 243,64 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

Conclusion :

La cornière **L (90 x 90 x 7)** convient pour les diagonales de la palée de stabilité de Rive.

VI.3 calcul des ciseaux (contreventements verticaux)

De part leur conception, ces contreventements réalisés généralement en petits profils L ne peuvent travailler qu'en effort de traction. Pour les ossatures courantes les ciseaux sont habituellement définis par "construction" cornière en croix en L de 35 à 50 généralement l'estimation donne des efforts relativement faible qu'il est inutile de justifier.

Cependant pour les ossatures dans les quelles les fermes treillis sont sollicitées par des efforts importants dans les membrures, on détermine l'effort de stabilité à reprendre par les ciseaux en traction suivant 1/100 de l'effort de compression sollicitant la membrure au droit du point d'attache du ciseau.

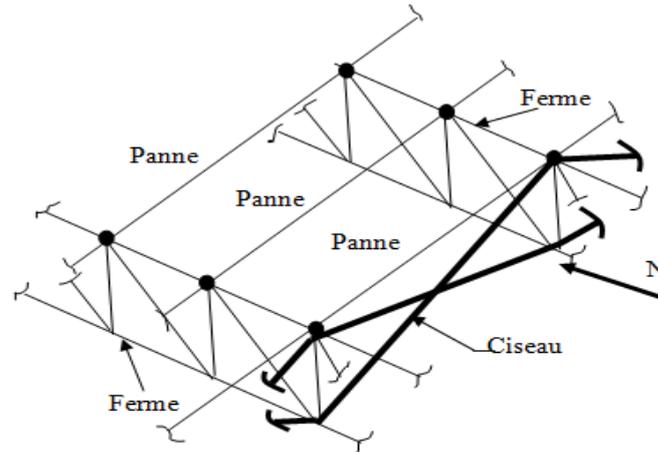


Figure VI.7 : Schéma des Contreventements verticaux ou ciseaux.

VI.3.1 Dédution de l'effort de traction sollicitant les diagonales du ciseau.

Après l'obtention des efforts de compression sollicitant les membrures de ferme treillis grâce a un model 2D avec le logiciel ROBOT 2013. On peut maintenant déduire l'effort de traction sollicitant les diagonales du ciseau.

$N_{c,m}$: Effort de compression dans les membrures, $N_{c,m} = -508,13 \text{ kN}$

$N_{t,cis}$: Effort de traction dans les diagonales des ciseaux, $N_{t,cis} = \frac{1}{100} N_{c,m}$

$N_{t,cis} = 5,08 \text{ kN}$

VI.3.2 Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{5,08 \times 1}{23,5} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,21 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière : $L(40 \times 40 \times 5) \Rightarrow A = 3,79 \text{ cm}^2$

VII.3.3 Calcul de la section nette :

$$A_{\text{net}} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (4 \cdot 0,5) - (1,2 \cdot 0,5) = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (4 - 0,5) \cdot 0,5 = 1,75$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,70$$

$$A_{\text{net}} = 1,4 + (0,72 \cdot 1,75) = 2,63 \text{ cm}^2$$

VII.3.4 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u,Rd}}$$

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

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot 2,63 \cdot 36}{1,25} = 68,30 \text{ kN}$$

$$N_{\text{t,sd}} = 6,37 \text{ kN} < N_{\text{u,Rd}} = 68,30 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Conclusion :

La cornière CAE (40 × 40 × 5) convient pour les diagonales des Ciseaux.

Pour des raisons constructives on a augmenté la section des cornières a CAE (120x120)

VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE EN EXPLOITANT LES RESULTATS TIRES DU LOGICIEL ROBOT 2013

INTRODUCTION:

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013.

VII.1 Itérerai de dimensionnement avec ROBOT :

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

Ainsi nous pouvons enfin commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT et que se traduit par la conception de la structure à étudier à 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilé couramment utilisé en réalité.

Après avoir modalisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure.
- Charges permanentes (panneau sandwich...).
- Charge d'exploitations.
- Charge climatiques (vent, neige).
- Charge sismique.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications,

ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toute ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit :

Pour pouvoir effectuer un pré dimensionnement automatique avec **ROBOT**, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément.

On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

VII.2 Les vérifications à faire:

VII.2.1 Vérification a la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

VII.2.2 Vérification Au flambement (compression)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

VII.2.3 La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant

N_{rd} : Effort résistant

VII.3 Note de calculé puisées de logiciel ROBOT de déférents élément :

VII.3.1 Membrures inferieurs:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 41 membrure inf

PIECE : 448 membrure inf

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 15 (G1+G2)+1.5V1S (1+6)*1.00+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 100x10

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=20.00 cm ²	Az=18.00 cm ²	Ax=38.30 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=353.36 cm ⁴	Iz=775.52 cm ⁴	Ix=12.67 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=49.21 cm ³	Welz=73.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 506.10 kN	My,Ed = -4.99 kN*m	Mz,Ed = 0.11 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 900.05 kN	My,el,Rd = 11.57 kN*m	Mz,el,Rd = 17.36 kN*m	Vy,T,Rd = 271.35 kN
Nb,Rd = 770.63 kN	My,c,Rd = 11.57 kN*m	Mz,c,Rd = 17.36 kN*m	Vz,Ed = 3.64 kN
			Vz,T,Rd = 244.22 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 2.00 m	Lam_y = 0.56
Lcr,y = 1.60 m	Xy = 0.86
Lamy = 52.68	kzy = 0.99



en z :

Lz = 2.00 m	Lam_z = 0.43
Lcr,z = 1.80 m	Xz = 0.92
Lamz = 40.00	kzz = 0.99

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda}_{y} = 52.68 < \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 40.00 < \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{\text{min}} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{\text{min}} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.2 Membrures supérieurs:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 211 membrure sup

PIECE : 520 membrure sup

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 14 (G1+G2)+1.5V1D (1+6)*1.00+7*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 120x12**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=28.80 cm ²	Az=25.92 cm ²	Ax=55.08 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=735.40 cm ⁴	Iz=1372.15 cm ⁴	Ix=26.27 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=85.51 cm ³	Welz=114.35 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 126.11 kN	My,Ed = -17.78 kN*m	Mz,Ed = -0.08 kN*m	Vy,Ed = -0.12 kN
Nc,Rd = 1294.44 kN	My,el,Rd = 20.10 kN*m	Mz,el,Rd = 26.87 kN*m	Vy,T,Rd = 390.75 kN
Nb,Rd = 1161.81 kN	My,c,Rd = 20.10 kN*m	Mz,c,Rd = 26.87 kN*m	Vz,Ed = 23.86 kN
			Vz,T,Rd = 351.68 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 2.01 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 1.61 m	Xy = 0.90
Lamy = 44.08	kzy = 1.00



en z :

Lz = 2.01 m	Lam_z = 0.39
Lcr,z = 1.81 m	Xz = 0.93
Lamz = 36.30	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.99 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 44.08 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 36.30 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.3 Montants :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 13 montant

PIECE : 957 montant
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 (G1+G2)+1.5V1S (1+6)*1.00+8*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 70x7**

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=9.80 cm ²	Az=8.82 cm ²	Ax=18.80 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm ⁴	Iz=157.56 cm ⁴	Ix=3.04 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm ³	Welz=22.51 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 138.91 kN	My,Ed = 1.67 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.06 kN
Nc,Rd = 441.80 kN	My,el,Rd = 3.95 kN*m	Mz,el,Rd = 5.29 kN*m	Vy,T,Rd = 132.96 kN
Nb,Rd = 413.68 kN	My,c,Rd = 3.95 kN*m	Mz,c,Rd = 5.29 kN*m	Vz,Ed = -3.29 kN
			Vz,T,Rd = 119.67 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 0.93 m	Lam_y = 0.37
Lcr,y = 0.74 m	Xy = 0.94
Lamy = 35.10	kzy = 1.00



en z :

Lz = 0.93 m	Lam_z = 0.31
Lcr,z = 0.84 m	Xz = 0.96
Lamz = 28.94	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 35.10 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 28.94 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.4 Diagonales:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 22 diagonal

PIECE : 909 diagonal

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 14 (G1+G2)+1.5V1D (1+6)*1.00+7*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 90x12**

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.5 cm	Ay=21.60 cm ²	Az=19.44 cm ²	Ax=40.58 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=296.06 cm ⁴	Iz=767.93 cm ⁴	Ix=19.35 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=46.70 cm ³	Welz=78.76 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 439.71 kN	My _{Ed} = 3.42 kN*m	Mz _{Ed} = -0.06 kN*m	Vy _{Ed} = 0.02 kN
Nc,Rd = 953.63 kN	My _{el,Rd} = 10.97 kN*m	Mz _{el,Rd} = 18.51 kN*m	Vy _{T,Rd} = 293.06 kN
Nb,Rd = 764.16 kN	My _{c,Rd} = 10.97 kN*m	Mz _{c,Rd} = 18.51 kN*m	Vz _{Ed} = -1.78 kN
			Vz _{T,Rd} = 263.76 kN
			Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 2.12 m	Lam_y = 0.67
Lcr,y = 1.70 m	Xy = 0.80
Lamy = 62.76	kzy = 0.99



en z :

Lz = 2.12 m	Lam_z = 0.47
Lcr,z = 1.91 m	Xz = 0.90
Lamz = 43.84	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{y,Ed}^2) / (fy/gM0)} = 0.78 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda}_y = 62.76 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 43.84 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{Ed}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{Ed}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{Ed}/(XLT \cdot My_{Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{Ed}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.5 Palées de stabilités :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 352 palé de stabilité

PIECE : 360
3.75 m

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 46 (G1+G2)+Q+1.2EY (1+6+12)*1.00+5*1.20

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 90x6**

h=9.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.0 cm	Ay=5.40 cm ²	Az=5.40 cm ²	Ax=10.57 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=80.32 cm ⁴	Iz=80.32 cm ⁴	Ix=1.25 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=12.19 cm ³	Welz=12.19 cm ³	
	Weff,y=12.19 cm ³	Weff,z=12.19 cm ³	Aeff=10.57 cm ²

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 24.42 kN	My,Ed = -0.07 kN*m	Mz,Ed = 0.15 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 248.39 kN	My,el,Rd = 2.86 kN*m	Mz,el,Rd = 2.86 kN*m	Vy,T,Rd = 73.26 kN
Nb,Rd = 89.88 kN	My,c,Rd = 2.86 kN*m	Mz,c,Rd = 2.86 kN*m	Vz,Ed = -0.12 kN
			Vz,T,Rd = 73.26 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 3.75 m	Lam_y = 1.45
Lcr,y = 3.75 m	Xy = 0.36
Lamy = 136.04	kyy = 1.08



en z :

Lz = 3.75 m	Lam_z = 1.45
Lcr,z = 3.75 m	Xz = 0.36
Lamz = 136.04	kzz = 0.89

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 136.04 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 136.04 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM1) + k_{yy}M_{y,Ed}/(XLTM_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM1) + k_{zy}M_{y,Ed}/(XLTM_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.6 Poutre au vent:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2651 poutre au vent

PIECE : 2626 panne
0.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 14 (G1+G2)+1.5V1D (1+6)*1.00+7*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 80x6.5**

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.0 cm	Ay=5.20 cm ²	Az=5.20 cm ²	Ax=10.08 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=60.04 cm ⁴	Iz=60.04 cm ⁴	Ix=1.41 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=10.33 cm ³	Welz=10.33 cm ³	
	Weff,y=10.33 cm ³	Weff,z=10.33 cm ³	Aeff=10.08 cm ²

Attention : Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 21.57 kN	My,Ed = -0.50 kN*m	Mz,Ed = 0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 236.99 kN	My,el,Rd = 2.43 kN*m	Mz,el,Rd = 2.43 kN*m	Vy,T,Rd = 70.49 kN
Nb,Rd = 99.01 kN	My,c,Rd = 2.43 kN*m	Mz,c,Rd = 2.43 kN*m	Vz,Ed = 0.28 kN
			Vz,T,Rd = 70.49 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 3.36 m	Lam_y = 1.17
Lcr,y = 2.69 m	Xy = 0.49
Lamy = 110.12	ky = 0.93



en z :

Lz = 3.36 m	Lam_z = 1.32
Lcr,z = 3.02 m	Xz = 0.42
Lamz = 123.88	kyz = 0.93

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 110.12 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 123.88 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!-----

VII.3.7 Poutres sablières:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 1817 poutre sab

PIECE : 35 poutre sab
6.00 m

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 16 (G1+G2)+1.5V2D (1+6)*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 120**

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=21.64 cm ²	Az=8.46 cm ²	Ax=25.34 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=606.15 cm ⁴	Iz=230.90 cm ⁴	Ix=5.63 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=119.50 cm ³	Wplz=58.85 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -20.14 kN	My,Ed = 6.70 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 595.40 kN	My,pl,Rd = 28.08 kN*m	Mz,pl,Rd = 13.83 kN*m	Vy,c,Rd = 293.55 kN
	My,c,Rd = 28.08 kN*m	Mz,c,Rd = 13.83 kN*m	Vz,Ed = 1.17 kN
	MN,y,Rd = 28.08 kN*m	MN,z,Rd = 13.83 kN*m	Vz,c,Rd = 114.73 kN
	Mb,Rd = 28.08 kN*m		

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 62.91 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.85
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 0.67	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VII.3.8 Pannes :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 1454 panne**PIECE :** 326 panne**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :*Cas de charge décisif :* 14 (G1+G2)+1.5V1D (1+6)*1.00+7*1.50**MATERIAU :**

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 160**

h=16.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=8.2 cm

Ay=13.73 cm²Az=9.66 cm²Ax=20.09 cm²

tw=0.5 cm

Iy=869.29 cm⁴Iz=68.31 cm⁴Ix=3.53 cm⁴

tf=0.7 cm

Wply=123.87 cm³Wplz=26.10 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = -9.06 kN

My,Ed = 9.86 kN*m

Mz,Ed = -0.08 kN*m

Vy,Ed = -0.05 kN

Nt,Rd = 472.15 kN

My,pl,Rd = 29.11 kN*m

Mz,pl,Rd = 6.13 kN*m

Vy,T,Rd = 186.19 kN

My,c,Rd = 29.11 kN*m

Mz,c,Rd = 6.13 kN*m

Vz,Ed = -9.57 kN

MN,y,Rd = 29.11 kN*m

MN,z,Rd = 6.13 kN*m

Vz,T,Rd = 130.97 kN

Mb,Rd = 10.91 kN*m

Tt,Ed = -0.00 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 0.00

Mcr = 12.44 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.37

Lcr,upp=6.00 m

Lam_LT = 1.53

fi,LT = 1.77

XLT,mod = 0.37

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

N,Ed/Nt,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.3.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.13 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

VII.3.9 Lisses de bardage :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 395 lisse de bardage

PIECE : 2677 lisse de bardage **POINT :** 1

COORDONNEE : x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 16 (G1+G2)+1.5V2D (1+6)*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : UAP 150**

h=15.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.5 cm	Ay=15.22 cm ²	Az=11.23 cm ²	Ax=22.84 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=796.06 cm ⁴	Iz=93.25 cm ⁴	Ix=6.51 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=125.72 cm ³	Wplz=38.91 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = -5.51 kN	My,Ed = -9.18 kN*m	Mz,Ed = -0.08 kN*m	Vy,Ed = -0.25 kN
Nt,Rd = 536.74 kN	My,pl,Rd = 29.54 kN*m	Mz,pl,Rd = 9.14 kN*m	Vy,T,Rd = 206.52 kN
	My,c,Rd = 29.54 kN*m	Mz,c,Rd = 9.14 kN*m	Vz,Ed = 8.23 kN
	MN,y,Rd = 29.54 kN*m	MN,z,Rd = 9.14 kN*m	Vz,T,Rd = 152.38 kN
	Mb,Rd = 10.54 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z = 1.00	Mcr = 18.91 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.36
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.25	fi,LT = 1.68	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

VII.3.10 Ciseaux:**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 2507 ciseaux**PIECE :** 185 ciseaux
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 14 (G1+G2)+1.5V1D (1+6)*1.00+7*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x10**

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=12.00 cm ²	Az=12.00 cm ²	Ax=23.18 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=312.90 cm ⁴	Iz=312.90 cm ⁴	Ix=7.67 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=36.01 cm ³	Welz=36.01 cm ³	
	Weff,y=36.01 cm ³	Weff,z=36.01 cm ³	Aeff=23.18 cm ²

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 64.54 kN	My,Ed = -1.87 kN*m	Mz,Ed = 0.14 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 544.76 kN	My,eI,Rd = 8.46 kN*m	Mz,eI,Rd = 8.46 kN*m	Vy,T,Rd = 162.79 kN
Nb,Rd = 130.65 kN	My,c,Rd = 8.46 kN*m	Mz,c,Rd = 8.46 kN*m	Vz,Ed = 0.80 kN
			Vz,T,Rd = 162.79 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 6.39 m	Lam_y = 1.85
Lcr,y = 6.39 m	Xy = 0.24
Lamy = 173.94	ky = 0.86



en z :

Lz = 6.39 m	Lam_z = 1.85
Lcr,z = 6.39 m	Xz = 0.24
Lamz = 173.94	kzz = 0.66

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(2))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{yk}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{zk}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 173.94 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 173.94 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.11 Potelets:**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 1691 POTELES**PIECE :** 1701 poteles
3.60 m**POINT :** 7**COORDONNEE :** x = 0.43 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 16 (G1+G2)+1.5V2D (1+6)*1.00+9*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 270**

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.94 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=14.93 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 22.08 kN	My,Ed = 56.38 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 1079.71 kN	My,pl,Rd = 113.75 kN*m	Mz,pl,Rd = 22.78 kN*m	Vy,T,Rd = 426.67 kN
Nb,Rd = 217.07 kN	My,c,Rd = 113.75 kN*m	Mz,c,Rd = 22.78 kN*m	Vz,Ed = 8.91 kN
	MN,y,Rd = 113.75 kN*m	MN,z,Rd = 22.78 kN*m	Vz,T,Rd = 300.34 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 8.30 m	Lam_y = 0.39
Lcr,y = 4.15 m	Xy = 0.95
Lamy = 36.97	ky = 0.80



en z :

Lz = 8.30 m	Lam_z = 2.05
Lcr,z = 5.81 m	Xz = 0.20
Lamz = 192.19	kyz = 0.42

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 36.97 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 192.19 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.3.12 Poteaux:**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Dimensionnement des familles**FAMILLE :** 1 poteaux**PIECE :** 386 poteau
4.15 m**POINT :** 4**COORDONNEE :** $x = 0.46 L =$ **CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 16 (G1+G2)+1.5V2D (1+6)*1.00+9*1.50

MATERIAU :ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 500**

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wely=1927.94 cm ³	Welz=214.17 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 3.74 kN	Mz,Ed = -38.85 kN*m	Vy,Ed = -1.31 kN
Nc,Rd = 2714.77 kN	Mz,el,Rd = 50.33 kN*m	Vy,c,Rd = 977.83 kN
Nb,Rd = 873.44 kN	Mz,c,Rd = 50.33 kN*m	

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 9.00 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 4.50 m	Xy = 0.99
Lamy = 22.03	kyz = 0.79



en z :

Lz = 9.00 m	Lam_z = 1.56
Lcr,z = 6.30 m	Xz = 0.32
Lamz = 146.32	kzz = 0.79

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2}/(f_y/gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 22.03 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 146.32 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**Conclusion :**

D'onc d'après la vérification des éléments de la structure on conclut que tous les éléments sont stables.

CALCUL DES ASSEMBLAGES

INTRODUCTION :

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments basses (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

VIII .1 Les différents types d'assemblages :

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

Dans notre projet on retrouve différents types d'assemblages qui sont :

- ❖ Assemblage Poteau-ferme.
- ❖ Assemblage des éléments de la ferme.
- ❖ Assemblage des éléments de contreventement.
- ❖ Assemblage des pannes-ferme.
- ❖ Ancrage en pied de poteau.

VIII.2 Fonctionnement Des Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	220	340	300	400	460	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 -eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

e) Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VIII.3 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles , en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettront en outre les divers moments.

VIII.4 Assemblage des éléments de la ferme

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets.

Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs.

La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre la composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonné).

Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégale parfois renforcées par des plat, des sections tubulaire (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en I, H ou T.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2 : Efforts dans les éléments de la ferme.

<i>Éléments</i>	<i>Membrures Supérieures</i>	<i>Membrures Inférieures</i>	<i>Diagonales</i>	<i>Montants</i>
<i>Efforts (kN)</i>	322,46 kN (Traction)	-508,13 kN (Compression)	396,33 kN (Traction)	-136,94 kN (Compression)
<i>Sections</i>	2L(120×120×12)	2L(100×100×10)	2L(90×90×12)	2L(70×70×7)

Remarque :

*le dernier montant ainsi que celui du milieu de la ferme seront substitué par 2L (70x70x7), pour des raisons constructives.

*Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort repris par chaque Cornière est F/2.

VIII.4.1 Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (kN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures $N = -322,46$ KN compris entre 200 – 450
- Pour les membrures inférieures $N = -508,13$ KN compris entre 450 – 750
- Pour les diagonales $N = 396,33$ KN compris entre 200 – 450
- Pour les montants $N = -136,94$ KN ≤ 200

Donc on choisit $t_{\max} = 12\text{mm}$.

VIII.4.2 Pré dimensionnement de la gorge.

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante: $3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$

avec : t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 12\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 6\text{mm}$$

On prend $a = 4\text{mm}$.

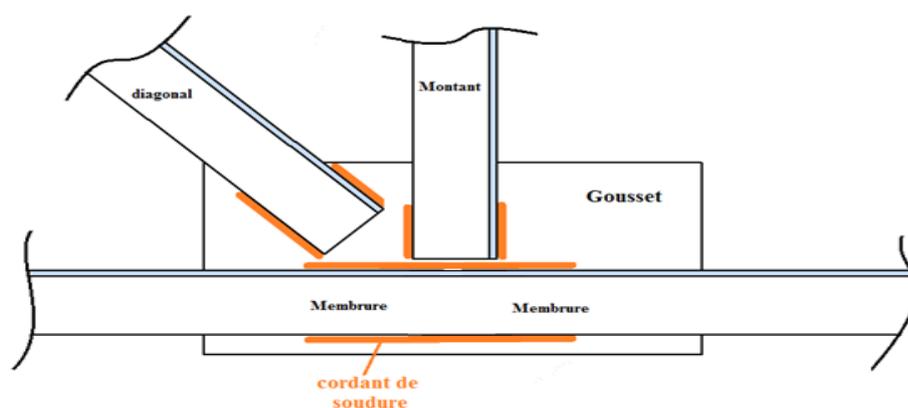
VIII.4.3 Les longueurs de soudures.

Figure VIII.1: Détail assemblage Gousset- éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont calculées comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m_0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times (1 + \frac{d'}{d})} \quad \text{6.6.5.3 Art EC3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m_0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times (1 + \frac{d'}{d})}$$

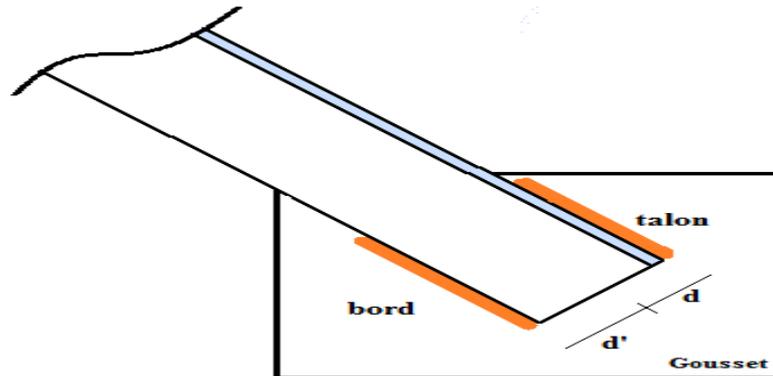


Figure VIII.2: Longueurs des soudures

$N/2$: Effort repris par chaque cornière

γ_{m_0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m_0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4 \text{ mm}$

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Dimension des cordons de soudure.

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon} (cm)	L_{bord} (cm)	
						4

Membrures supérieures	2L(120×120×12)	8,6	3,40	13,89	5,49	4
Membrures Inferieures	2L(100x100x10)	7.18	2.82	22	8,61	4
Diagonales	2L(90×90×12)	6,34	2,66	17,11	6,72	4
Montants	2L(70x70x7)	5,03	1,97	5,91	2,31	4

Remarque :

Afin de faciliter la mise en œuvre ainsi que la réalisation, on adoptera un cordant de soudure uniforme pour assembler tous les éléments de la ferme ; soit: $L_{\text{talon}} = L_{\text{bord}} = 22\text{cm}$

VIII.4.4 Assemblage du couvre joint:

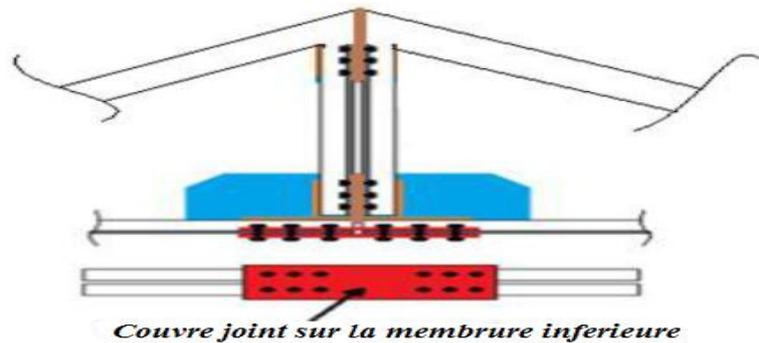


Figure VIII.3: Détail d’assemblage des deux éléments de la ferme

On considérera forfaitairement 4 rangés(X2) de boulons **M18** de classe **8.8**. $d_0 = 20\text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \\ e_1 \leq 12 \cdot t_{\text{max}} \\ e_1 \leq 144 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1.2 \cdot d_0 \\ e_2 \leq 12 \cdot t_{\text{max}} \\ e_2 \leq 144\text{mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 \\ p_1 \leq 14 \cdot t_{\text{max}} \\ p_1 \leq 168\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit : $e_1 = 40\text{mm}$

$e_2 = 40\text{mm}$

$p_1 = 60\text{mm}$

On dimensionnera l’assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir : $G + 1.5V$

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$\text{ELU} \Rightarrow N^{\max} = 308,14 \text{ kN}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow N^{\max} = 160,11 \text{ kN}$$

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{SRd} est donnée par la formule :

$$F_{\text{SRd}} = \frac{K_s \times \mu \times n \times F_p}{\gamma_{m_b}}$$

$$\gamma_{m_b} = 1.25$$

t_p : Épaisseur de la cornière (membrure) ; $t_p = 10 \text{ mm}$

$$\text{Boulon M18 de classe 8.8} \Rightarrow f_{ub} = 800 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : } F_{\text{SRd}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 80 \times 1.92}{1.25} = 46,86 \text{ kN}$$

VIII.4.4.1 Vérification à l'ELU :

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_{V,sd} = \frac{N}{n.p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{\text{SRd}} \Rightarrow n = \frac{\frac{N}{2}}{F_{\text{SRd}} \times p} = \frac{308,14/2}{46,86 \times 2} = 1,64$$

Soit : $n = 2$

VIII.4.4.2 Vérification à l'ELS:

$$F_{\text{SRd}} = \frac{1 \times 1 \times 1 \times 80 \times 1.92}{1.1} = 139,63 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{160,11}{2 \times 1} = 40,02 \text{ kN}$$

$$F_{\text{SRd}} = 139,63 \text{ kN} > F_{V,sd} = 40,02 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VIII.4.4.3 Vérification à la pression diamétrale :

a) Pour la cornière :

On doit vérifier la formule suivante $\Rightarrow F_{V,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{m_b}$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = 0.66$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.66 \times 36 \times 1.8 \times \frac{1}{1.25} = 85.53 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{308,14}{2 \times 1} = 77,03 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 77,03 \text{ kN} < F_{b,rd} = 85.53 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) Pour la platine:

On doit vérifier la formule suivante $\Rightarrow F_{V,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

On prend : $t_p = 12 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.66 \times 36 \times 1.8 \times \frac{1,2}{1.25} = 102,64 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{308,14}{8 \times 1} = 38,51 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 38,51 \text{ kN} < F_{b,rd} = 102,64 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour le Gousset.

VIII.4.4.4 Vérification a la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (100 - 20) \times 10 = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1915 - (20 \times 10) - 800 = 915 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,72$$

$$A_{net} = 2(800 + 0,72 \times 915) = 2924,88 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 2924,88 \times \frac{360}{1.25} = 758,13 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 758,13\text{kN} > N_{\text{traction}} = 308,14 \text{ kN}$$

✚ Pas de risque de rupture de la section nette.

VIII.5 Assemblage poteau – ferme : (IPE500 - 2L (70*70*7))



Figure VIII.4 : Détail assemblage ferme – poteau

L'assemblage est sollicité à des efforts de traction F_t et des efforts tranchants V_V données comme suit :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow V_V = N_{\text{pot}} + N_{\text{mem-sup}} \times \sin 6.58 = 157,79 + 36,9 = 194,69 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow F_t = N_{\text{mem-inf}} + N_{\text{mem-sup}} \times \cos 6.58 = -208,1 + 320,33 = 112,23 \text{ kN}$$

Avec :

$$N_{\text{pot}} = 157,79\text{kN}$$

$$N_{\text{mem-sup}} = 322,46\text{kN}$$

$$N_{\text{mem-Inf}} = -208,14\text{kN}$$

VIII.5.1 Disposition des boulons

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M20 de classe 8.8 (Boulons HR);

$d_0 = 22 \text{ mm}$, $2L (70 \times 7)$; $t = 7 \text{ mm}$, de longueur = 50cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad \text{D'ou} \quad \left\{ \begin{array}{l} 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 84\text{mm} \\ 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 98\text{mm} \\ e_2 > 33\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit : $e_1 = 40\text{mm}$

$p_1 = 50\text{mm}$

$e_2 = 35\text{mm}$

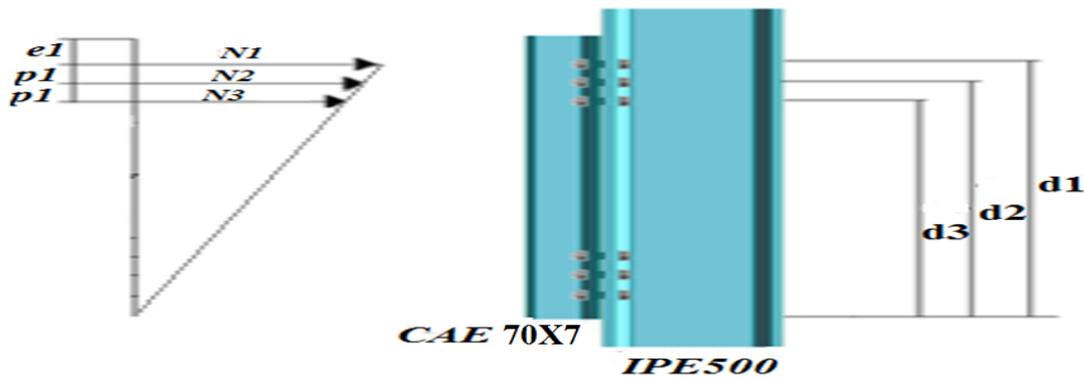


Figure VIII.5 : distribution des efforts

Les 3 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$F_{t,sd} = \frac{F_H}{2} = \frac{112,23}{2} = 56,11 \text{ kN}$$

$F_{t,sd} = 56,11 \text{ kN}$ est l'effort de traction sur le boulon le plus sollicité

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

V_{sd} : effort tranchant de calcul par boulon.

n : nombre de boulons, $n = 12$

p : nombre de plans de cisaillement, $p=1$

$$V_{sd} = \frac{194,96}{12 \times 1} = 16,24 \text{ kN}$$

VIII.5.2 Vérifications :

VIII.5.2.1 Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,cd} - 0.8F_{t,sd}) / \gamma_{m_s} \quad \text{L'article 6.5.8.4EC3}$$

$$F_{p,cd} = 0.7f_{ub} \cdot A_s$$

$F_{p,cd}$: Efforts de précontrainte

f_{ub} : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance) ; $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

A_s : Section résistante de la partie fileté, $A_s = 245 \text{ mm}^2$

γ_{m_s} : Coefficient de sécurité ; $\gamma_{m_s} = 1.25$

K_s : Facteur de forme ; trous nominaux ; $K_s = 1$

n : Nombre de plan de contact ; $n = 1$

μ = Coefficient de frottement surface broyée ; $\mu = 0.3$

On a :

$$f_{v_{sd}} = 16,24 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 1 \times 0.3(137,2 - 44,88)/1.25$$

$$F_{s,Rd} = 22,56 \text{ kN} > f_{v_{sd}} = 16,24 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VIII.5.2.2 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifiée la condition suivante : $\Rightarrow F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{m_b}$

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

On a : M 20 $\Rightarrow d_m = 32,4 \text{ mm}$

t_p : L'épaisseur de la cornière ; $t_p = 7 \text{ mm}$

f_u : La limite de rupture, $f_u = 360 \text{ MPa}$

$F_{t,sd}$: est l'effort de traction sur le boulon le plus sollicité ; $F_{t,sd} = 56.11 \text{ kN}$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times 3,14 \times 32,4 \times 7 \times \frac{360}{1,25} = 123,05 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 56,11 \text{ kN} \leq B_{p,Rd} = 123,05 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VIII.5.2.3 Vérification à La pression diamétrale

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{m_b}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$$

$$\alpha = 0.6$$

$$F_{b,Rd} = 60,48 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 56.11 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 60,48 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale

VIII.6 Assemblage de l'échantignolle

VIII.6.1 Assemblage de la panne sur l'échantignolle.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec : $R_{VZ}/2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

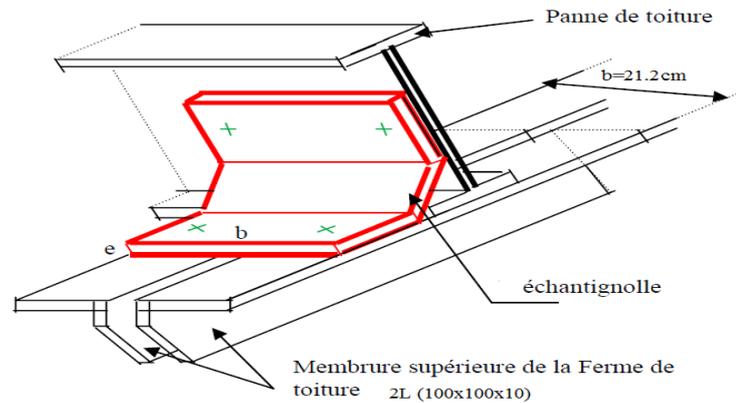


Figure VIII.6 : assemblage de panne et Mem-Sup avec échantignolle.

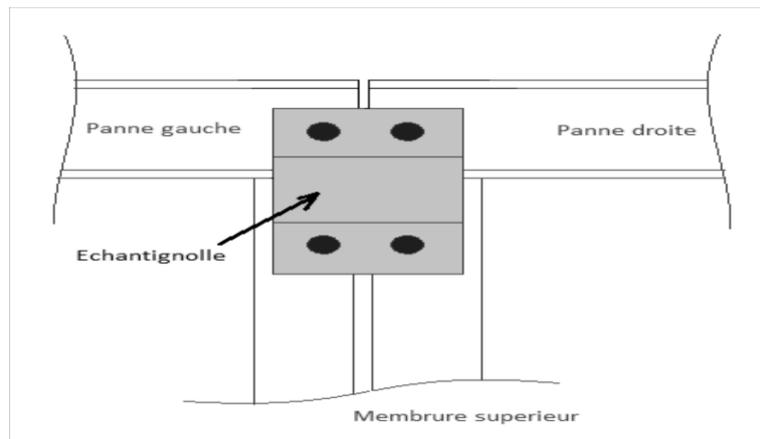


Figure VIII.7 : Vue de face de l'échantignolle

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation

Soit un boulon ordinaire **M 12** de classe **6.8** ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$, $A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

$R_{VZ} \text{ max} = 18,84 \text{ KN}$ et celui due au vent (voir chapitre IV calcul de l'échantignolle).

Mais l'effort tranchant qui revient pour un seul boulon est :

$$F_{V,sd} = \frac{18,84}{2} = 9,42 \text{ kN}$$

$$F_{VRd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0,843 \times 60}{1.25} = 20,23 \text{ kN}$$

$$F_{VRd} = 20,23 \text{ kN} > F_{V,sd} = 9,42 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VIII.6.2 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure.

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$F_{V,sd} = 9,42 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 0,384 \text{ kN}$$

Soit un boulon ordinaire **M 12** de classe **6.8** ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$, $A_s = 0,843 \text{ cm}^2$

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

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,5} = 30,34 \text{ kN}$$

$$\frac{9,42}{20,23} + \frac{0,384}{1,4 \times 30,34} = 0,47 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ L'échantignolle sera fixé sur la membrure supérieure (2L (120x120x12)) de la ferme avec 1 boulon sur chaque cornière , et 2 boulon sur chaque panne.

VIII.7 Assemblage des éléments de contreventements

VIII.7.1 Contreventement horizontal (élément de la poutre au vent) :

VIII.7.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 196,41 \text{ kN} \\ \text{Les diagonales de la poutre au vent sont des cornières : L(90 \times 90 \times 6)} \end{array} \right.$$

On utilise des boulons ordinaires **M16** de classe **6.8** soumis au cisaillement d'où:

$$F_{s,rd} = \frac{0,5A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1,57 \times 60}{1,25} = 38 \text{ kN}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 157\text{mm}^2, \text{ boulons M12} \\ f_{ub} = 600\text{N/mm}^2, \text{ classe 6.8} \\ \gamma_{mb} = 1.25 \end{array} \right.$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{SRd} \times p} = \frac{196,41}{38} = 5,16$$

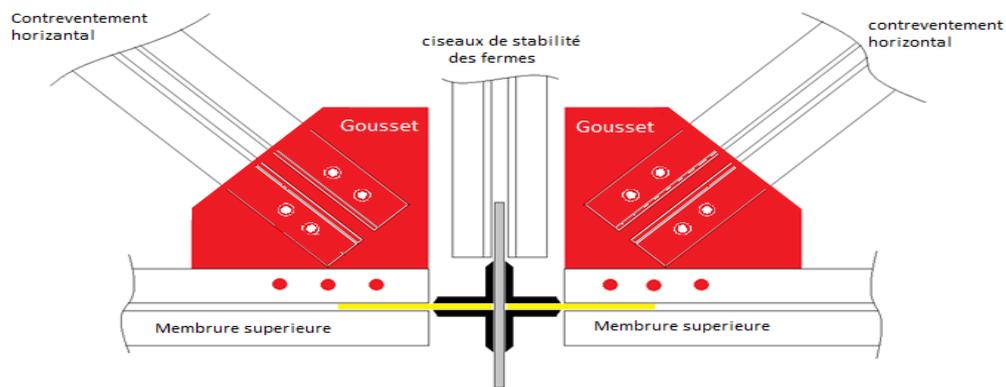


Figure VIII.8 :Détail d'assemblage au sommet de la ferme

VIII.7.1.2 Positionnement des trous pour boulons :

➤ Pince longitudinale :

Boulons M16 $\Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6\text{mm}$$

On prend : $e_1 = 30\text{mm}$

➤ Pince transversale :

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6\text{mm}$$

On prend : $e_1 = 30\text{mm}$

➤ Entre axe des boulons :

$$p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 \Rightarrow p_1 \geq 2.2 \times 18 = 39,6 \text{ mm}$$

On prend : $p_1 = 45\text{mm}$

On opte pour 6 Boulons ordinaires M16 avec un gousset de 8mm pour chaque cornière.

VIII.7.1.3 Vérification à la pression diamétrale :

a) Pour la cornière :

On doit vérifier la formule suivante $\Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

On va opter pour 6 boulons de M16 de classe 6.8.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = 0.55$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.55 \times 36 \times 1.6 \times \frac{0,6}{1.25} = 38,01 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{196,41}{6 \times 2} = 16,36 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 16,36 \text{ kN} < F_{b,rd} = 38,01 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) Pour le gousset :

On doit vérifier la formule suivante $\Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

Avec : $t_p = 8 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.55 \times 36 \times 1.6 \times \frac{0,8}{1.25} = 50,68 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{196,41}{6 \times 1} = 32,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 32,73 \text{ kN} < F_{b,rd} = 50,68 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour le Gousset.

VIII.7.1.4 Vérification à la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{\text{net}} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{\text{net}} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 18) \times 6 = 432 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{tot}} - (d_0 \times e) - A_1 = 1057 - (18 \times 6) - 432 = 517 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.714$$

$$A_{\text{net}} = 2(432 + 0,714 \times 517) = 1602,27 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1602,27 \times \frac{360}{1.25} = 415,30 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 415,30 \text{ kN} > N_{\text{traction}} = 196,41 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture de la section nette.

VIII.7.1.5 Dimensionnement du cordon de soudure du gousset sur la membrure supérieure.

On a : t_p : l'épaisseur du gousset, $t_p = 8 \text{ mm}$

N_t = Effort de traction dans les diagonales, $N_t = 196,41 \text{ kN}$

$$3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 t_p \text{ mm} \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times 8 \text{ mm} \Rightarrow 3 \text{ mm} \leq \alpha \leq 4 \text{ mm}$$

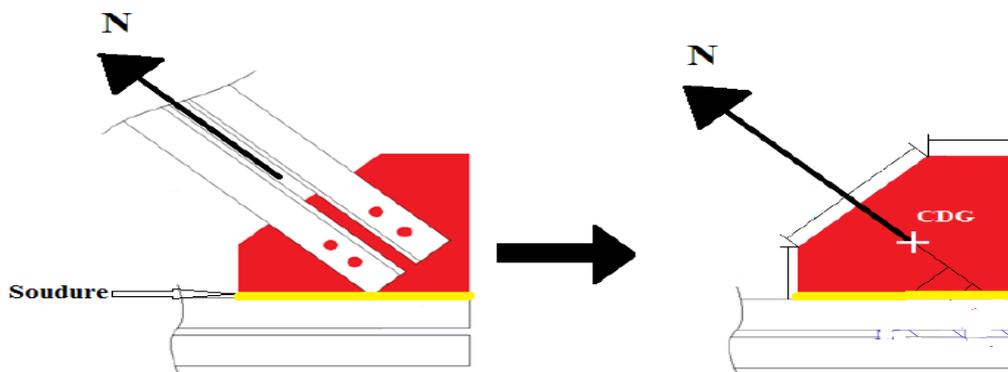


Figure VIII.9 :cordon de soudure

On prend : $\alpha = 4 \text{ mm}$

$$N_t \geq \frac{\alpha \times l \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_w} \times \beta_w} \Rightarrow l \geq \frac{\sqrt{3} \times \gamma_{m_w} \times N_t}{\alpha \times f_u}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_{m_w} = 1,25 \text{ (assemblage soudé)} \\ \beta_w = 0,8 \text{ , } (f_u = 360 \text{ MPa}) \end{cases}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1,25 \times 0,8 \times 196,41}{0,4 \times 36} = 22,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } l = 23 \text{ cm}$$

VIII.7.2 Contreventement verticale (élément de palée de stabilité) :

VIII.7.2.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 129,57 \text{ kN} \\ \text{Les diagonales de la palée de stabilité sont des cornières : } \mathbf{L(90 \times 90 \times 7)} \end{array} \right.$$

Remarque :

L'effort de traction $200 \leq N_{sd} \leq 450 \Rightarrow t_p = 10\text{mm}$ (épaisseur du gousset)

On utilise des boulons (**HR**) **M16** de classe **8.8** soumis au cisaillement d'où:

$$F_{s,rd} = \frac{0,5A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1,57 \times 80}{1,25} = 50,24 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} A_s = 157 \text{ mm}^2, \text{ boulons M16} \\ f_{ub} = 800 \text{ mm}^2, \text{ classe 8.8} \\ \gamma_{mb} = 1,25 \end{array} \right.$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{SRd} \times p} = \frac{129,57}{50,24} = 2,57$$

On va opter pour **5** boulons de **M16** de classe **8.8**.

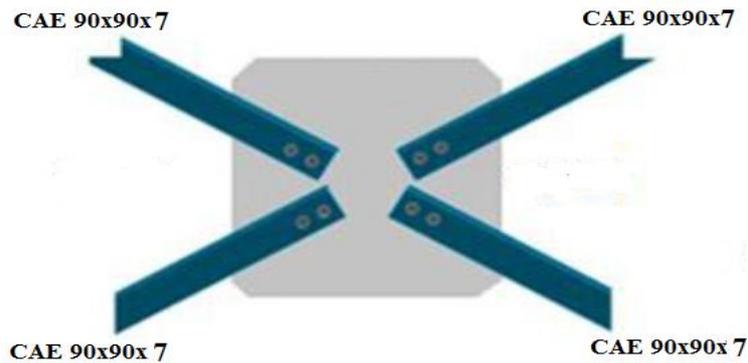


Figure VIII.10 : assemblage des palées de stabilité

VIII.7.2.2 Positionnement des trous pour boulons :

a) Pince longitudinale :

Boulons M16 $\Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 30 \text{ mm}$

b) Pince transversale :

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 30 \text{ mm}$

c) Entre axe des boulons :

$$p_1 \geq 2.2 \cdot d_0 \Rightarrow p_1 \geq 2.2 \times 18 = 39,6 \text{ mm}$$

On prend : $p_1 = 45 \text{ mm}$

✚ On opte pour 3 Boulons (HR) M16 avec un gousset de 10mm

VIII.7.2.3 Vérification à la pression diamétrale :

a) Pour la cornière

on doit vérifier la formule suivante $\Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = 0.55$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.55 \times 36 \times 1.6 \times \frac{0,7}{1.25} = 44,35 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{129,57}{3 \times 2} = 21,59 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 21,59 \text{ kN} < F_{b,rd} = 44,35 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) Pour le gousset :

On doit vérifier la formule suivante : $\Rightarrow F_{V,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

Avec : $t_p = 10 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.55 \times 36 \times 1.6 \times \frac{1}{1.25} = 63,36 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n.p} = \frac{129,57}{3 \times 1} = 43,19 \text{ kN}$$

$$F_{V,sd} = 43,19 \text{ kN} < F_{b,rd} = 63,36 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour le Gousset.

VIII.7.2.4 Vérification a la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 18) \times 7 = 504 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1224 - (18 \times 7) - 504 = 594 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.71$$

$$A_{net} = 2(504 + 0,71 \times 594) = 1851 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1851 \times \frac{360}{1.25} = 479,90 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 479,90 \text{ kN} > N_{traction} = 129,57 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture de la section nette.

VIII.7.2.5 Dimensionnement du cordon de soudure du gousset sur le poteau du portique.

On a : t_p : l'épaisseur du gousset, $t_p = 10\text{mm}$

N_t = Effort de traction dans les diagonales, $N_t = 129,57\text{kN}$

$$3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5t_p \text{ mm} \Rightarrow 3\text{mm} \leq \alpha \leq 0,5 \times 10 \text{ mm} \Rightarrow 3\text{mm} \leq \alpha \leq 5 \text{ mm}$$

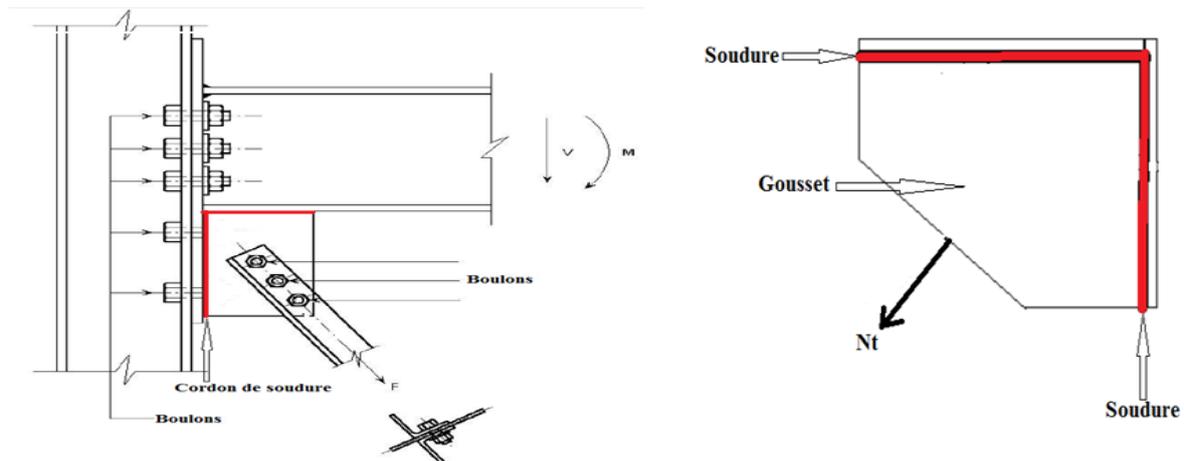


Figure VIII.11 : cordon de soudure sur gousset.

On prend : $\alpha = 4 \text{ mm}$

$$N_t \geq \frac{\alpha \times l \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_w} \times \beta_w} \Rightarrow l \geq \frac{\sqrt{3} \times \gamma_{m_w} \times N_t}{\alpha \times f_u}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_{m_w} = 1,25 \text{ (assemblage soudé)} \\ \beta_w = 0,8 \text{ , } (f_u = 360 \text{ MPa}) \end{cases}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 1,25 \times 0,8 \times 129,57}{0,4 \times 36} = 18,70 \text{ cm}$$

On prend : $l = 19 \text{ cm}$

🔧 On adopte un cordon de soudure de longueur $l = 19\text{cm}$ pour les goussets.

VIII.7.3 Contreventement verticale (élément du Ciseau) :

VIII.7.3.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset:

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 6,37 \text{ kN (chapitre III, calcul des éléments, (Ciseaux))} \\ \text{Les diagonales des sont des cornières : L(40 \times 40 \times 5)} \end{array} \right.$$

On utilise des boulons ordinaires **M10** de classe **4.6** soumis au cisaillement d'où:

$$F_{s,rd} = \frac{0,5A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 0,58 \times 40}{1,25} = 9,28 \text{ kN}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 58 \text{ mm}^2, \text{ boulons M10} \\ f_{ub} = 400 \text{ mm}^2, \text{ classe 4.6} \\ \gamma_{mb} = 1.25 \end{array} \right.$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_{V,sd} \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{SRd} \times p} = \frac{6,37}{9,28} = 0,69$$

✚ Donc on va opter pour **1** boulons de **M10** de classe **4.6**.

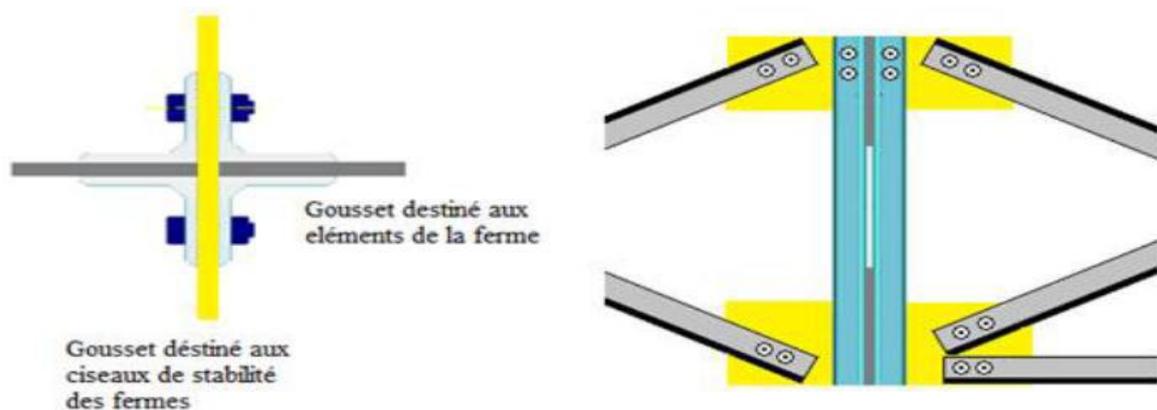


Figure VIII.12 : assemblage ciseaux par gousset.

VIII.7.3.2 Positionnement des trous pour boulons :

a) Pince longitudinale :

Boulons M10 $\Rightarrow d_0 = 11 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 11 = 13,2 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 20 \text{ mm}$

b) Pince transversale :

$$e_1 \geq 1.2 \cdot d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.2 \times 11 = 13,2 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 20 \text{ mm}$

On opte pour 1 Boulons ordinaires M10 avec un gousset de 8mm pour chaque cornière.

VIII.7.3.3 Vérification à la pression diamétrale :

a) Pour la cornière :

On doit vérifier la formule suivante : $\Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = 0.6$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.6 \times 36 \times 1 \times \frac{0,5}{1.25} = 21,6 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{6,37}{1 \times 2} = 3,18 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 3,18 \text{ kN} < F_{b,rd} = 21,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

b) Pour le gousset :

On doit vérifier la formule suivante : $\Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p / \gamma_{mb}$

Avec : $t_p = 8 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.6 \times 36 \times 1 \times \frac{0,8}{1.25} = 34,56 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N}{n \cdot p} = \frac{6,37}{1 \times 1} = 6,37 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 6,37 \text{ kN} < F_{b,rd} = 34,56 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture par pression diamétrale pour le Gousset.

VIII.7.3.4 Vérification a la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{\text{net}} \times \frac{f_u}{\gamma_{m_b}}$$

$$A_{\text{net}} = 2(A_1 + \varepsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (40 - 11) \times 5 = 145 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{tot}} - (d_0 \times e) - A_1 = 379 - (11 \times 5) - 145 = 179 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0.70$$

$$A_{\text{net}} = 2(145 + 0,7 \times 179) = 543,63 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 938,87 \times \frac{360}{1.25} = 140,90 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 140,90 \text{ kN} > N_{\text{traction}} = 6,37 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Pas de risque de rupture de la section nette.

VIII.8 Assemblage poteau - poutre sablière (IPE500-HEA140)

Pour ce type d'assemblage on utilise des boulons HR de classe 8.8.

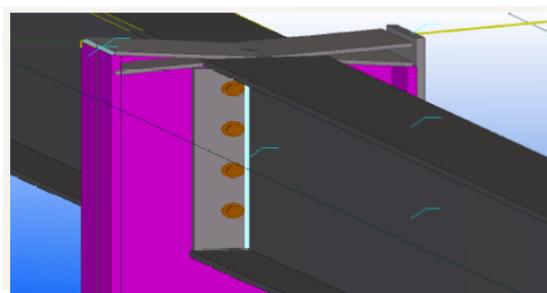
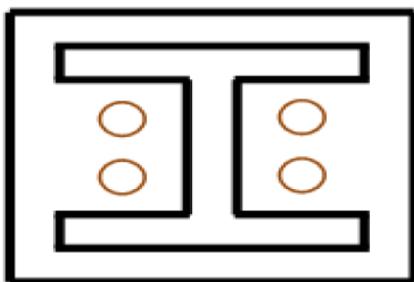


Figure VIII.13 : assemblage poteau poutre par une platine.

VIII.8.1 Assemblage poteau- platine :

Cet assemblage sera réalisé sous l'effort de traction due au vent

$$N_t = 25,15 \text{ KN} ; V = 2,61 \text{ KN.}$$

On prend l'épaisseur de la platine $e = 20 \text{ mm}$

On choisit nombre des boulons $n = 4$ boulons de haute résistance (HR) de classe 8.8.

VIII.8.2 Dimensionnement des boulons

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{4} \leq F_{trd} = 0,9 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{tsd} \times \gamma_{mb}}{0,9 \times F_{ub}} = 10,91 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de type M(12) avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

VIII.8.3 Condition de résistance des boulons**VIII.8.3.1 Disposition des boulons**➤ **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } P_2 = 80 \text{ mm}$$

➤ **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 3d_0$$

$$e_1 \geq 3 \times 13 = 39 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } e_1 = 45 \text{ mm}$$

➤ **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 3d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 13 = 19,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } e_2 = 40 \text{ mm}$$

VIII.8.3.2 Vérifications nécessaires :➤ **Vérifications à la traction :**

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{n} \leq F_{trd} = 0,9 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tsd} = \frac{25,15}{4} = 6,287 \text{ KN} \leq F_{trd} = 0,9 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 48,55 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications au cisaillement :**

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = 0,326 \text{ KN} \leq F_{Vrd} = 0,6 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 32,37 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications au Cisaillement + traction :**

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{F_{trd}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

$$F_{tsd} = \frac{N_t}{4} = 6,287 \text{ KN}$$

$$F_{trd} = 0,9 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 48,55 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = 0,326 \text{ KN}$$

$$F_{Vrd} = 0,6 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{mb}} = 32,37 \text{ KN}$$

Donc : (I) $\Rightarrow \frac{0,325}{32,37} + \frac{6,287}{48,55} = 0,139 < 1$ Vérifiée

➤ **Vérification du poinçonnement :**

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{mb}} \quad ; \gamma_{mb} = 1,5$$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 20 \times \frac{360}{1,5} = 185,385 \text{ KN} > 6,287 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement.

VIII.8.4 Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l’effort tranchant est repris par les cordons d’attaches de l’âme.

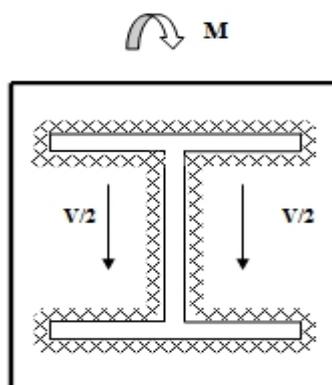


Figure VIII.14 : assemblage platine poutre par cordon de soudure.

VIII.8.4.1 Calcul des gorges de soudure :➤ **Gorge reliant l'âme :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_w \Rightarrow \text{On prend } a = 4\text{mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_f \Rightarrow \text{On prend } a = 4\text{mm}$$

✚ **Conclusion :**

Les 04 boulons M12 de type HR de classe 8.8 sont adéquats pour l'assemblage calculé.

VIII.9 calcul des pieds de poteaux articulés**VIII.9.1. Introduction :**

La partie inférieure du poteau a la base est généralement renforcé afin de répartir correctement les charges sur les fondations et assurer un ancrage du poteau dans le massif du béton.

La liaison «plaque d'assise, fondation» est assurée par des boulons (goujons) d'ancrages.

On fera le calcul pour le poteau le plus sollicité et adopter la plaque pour tous les autres poteaux.

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

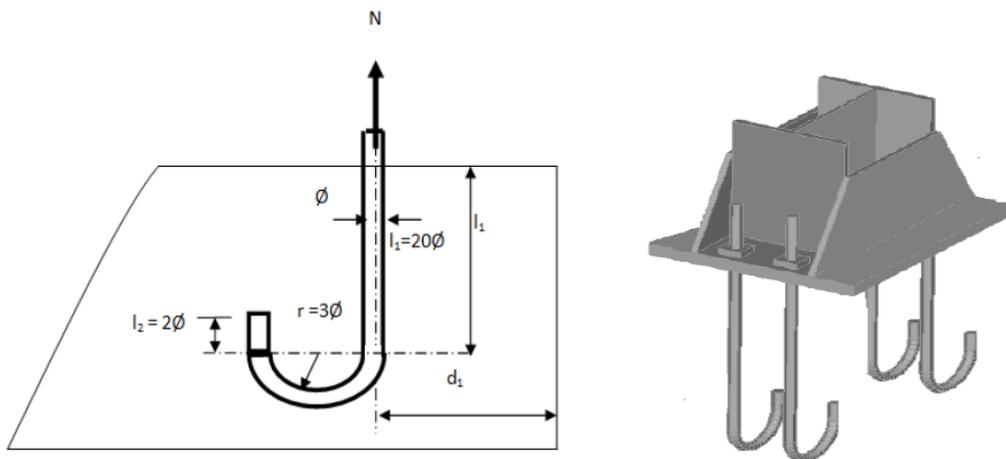


Figure VIII.15 : tige d'encrage du pied de poteau,

Nous avons des poteaux IPE 500

$$h_c = 500 \text{ mm} \quad b_c = 200 \text{ mm}$$

$$N_t: \text{effort de traction max} \Rightarrow N_t = 285,48 \text{ kN}$$

VIII.9.2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$L_p \times B_p \geq \frac{N_t}{\sigma_b}$$

Avec :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

σ_b : Contrainte de compression du béton $\sigma_b = 14,2 \text{ dan/cm}^2$

$$\text{D'où : } L_p \times B_p \geq \frac{28548}{14,2} = 2010,42 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de 70 x 40

$$L_p \times B_p = 70 \times 40 = 2800 \text{ cm}^2 > 2010,42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 10,19 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma} = 14,2 \text{ dan/cm}^2$$

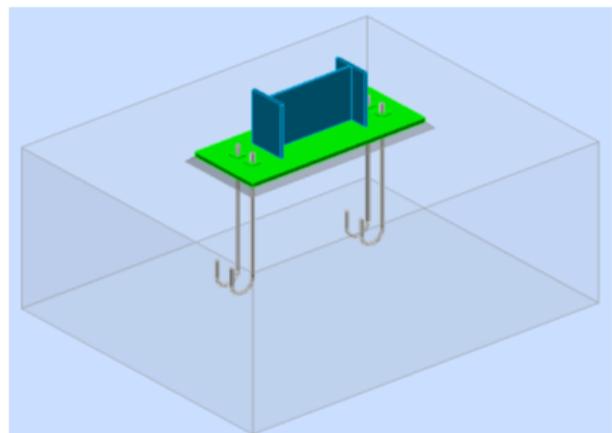
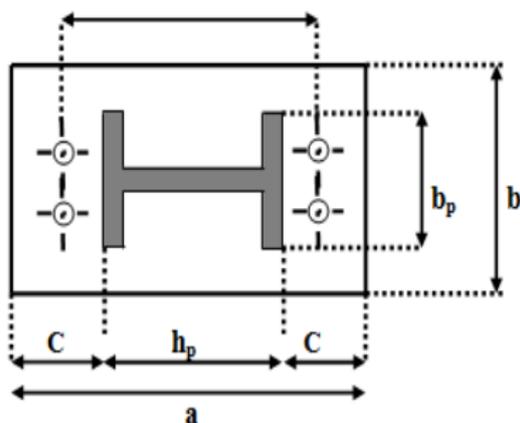


Figure VIII.16 : Dispositions constructives.

VIII.9.3 Epaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \cdot \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}} = 60 \times \sqrt{\frac{3 \times 10,19}{2350}} = 15,4 \text{ mm}$$

On prend $t = 20\text{mm}$

VIII.9.4 Dimensionnement des tiges d'encrages

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} = \frac{285,48}{4} = 71,37\text{kN}$$

n : nombre de tiges.

N_{st} : effort de traction sollicitant une tige.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$N_{st} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{st} \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_{st} \times 4}{\pi \times f_y}} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{71,37 \times 4}{3,14 \times 23,5}} = 1,96\text{cm}$$

$$\phi \geq 1,96 \text{ cm}$$

✚ Soit des tiges d'ancrages de **40 mm** de diamètre.

VIII.9.4.1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : Effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi ; l_1 = 20\phi ; l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 12\text{cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 80\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 8\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{4}{\left(1 + \frac{4}{5}\right)^2} \times (80 + 6,4 \times 8 + 3,5 \times 8) = 67,80 \text{ kn}$$

$$N_a = 67,80\text{kn} \leq \frac{N_t}{4} = 71,37\text{kn} \quad \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges :

On prend : $\emptyset = 50 \text{ mm}$

$$r = 3\emptyset = 15\text{cm}$$

$$l_1 = 20\emptyset = 100\text{cm}$$

$$l_2 = 2\emptyset = 10\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{5}\right)^2} \times (100 + 96 + 35) = 91,61\text{kn}$$

$$N_a = 91,61\text{kn} \geq \frac{N_t}{4} = 71,37\text{kn} \quad \Rightarrow \text{vérifiée}$$

✚ Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\emptyset = 5\text{cm}$

VIII.5.5 L'effort à droite de la ligne 1-1 :

$$f = \sigma \times B_p \times \mu = 10,19 \times 40 \times 60 = 24456 \text{ dan}$$

Le moment résistant élastique de platine

$$M_{el} = W_{el} \times f_y \quad \text{Avec : } W_{el} = \frac{B_p \times t^2}{6}$$

$$W_{el} = \frac{40 \times (2^2)}{6} = 26,66\text{cm}^3$$

$$M_{el} = 26,66 \times 23,5 = 626,66 \text{ kN.cm} = 6,26\text{kN.m}$$

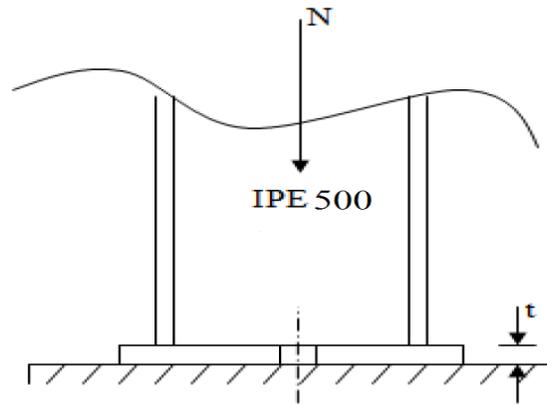


Figure VII.18 : les efforts sur potelet.

✚ Conclusion :

On prendra une platine uniforme (70 x 40) pour tous les poteaux d'épaisseur : $t = 20$ mm. Et des tiges d'encrage de 5 cm de diamètre

VIII.10 Calcul des Pieds de potelets articulés

Nous avons des poteaux IPE 270

$$h_c = 270 \text{ mm} \quad b_c = 135 \text{ mm}$$

$$N_t: \text{effort de traction max} \Rightarrow N_t = 52,39 \text{ kN} = 5239 \text{ dan}$$

VIII.10.1 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$L_p \times B_p \geq \frac{N_t}{\sigma_b}$$

Avec :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

σ_b : Contrainte de compression du béton $\sigma_b = 14,2 \text{ dan/cm}^2$

$$\text{D'où : } L_p \times B_p \geq \frac{5239}{14,2} = 368,94 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de (40 x 25)

$$L_p \times B_p = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 > 368,94 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 5,23 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma} = 14,2 \text{ dan/cm}^2$$

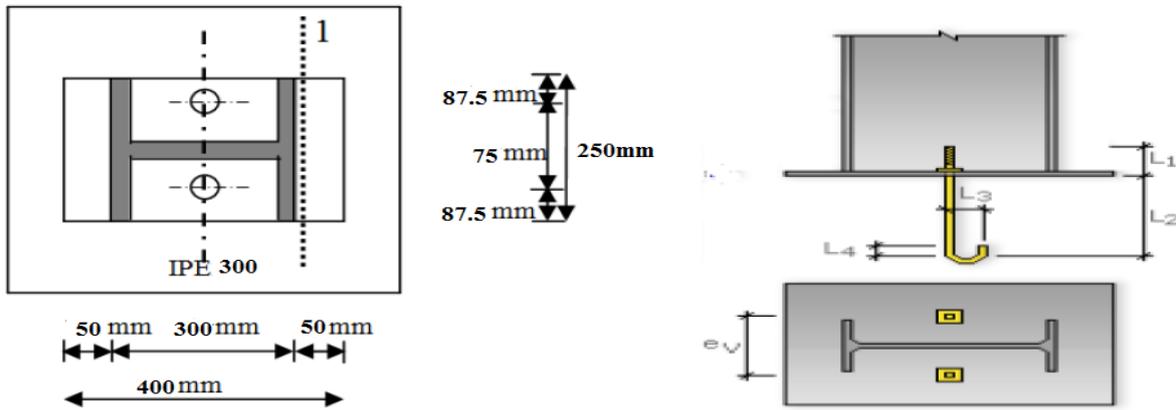


Figure VIII.19 : disposition des tiges de potelet.

VIII.10.2 Epaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \cdot \sqrt{\frac{3\sigma}{f_y}} = 60 \times \sqrt{\frac{3 \times 5,23}{2350}} = 8,17 \text{ mm}$$

On prend $t = 10 \text{ mm}$

VIII.10.3 Dimensionnement des tiges d'encrages

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} = \frac{52,39}{2} = 26,19 \text{ kN}$$

n : nombre de tiges.

N_{st} : effort de traction sollicitant une tige.

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$N_{st} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{st} \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_{st} \times 4}{\pi \times f_y}} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{26,19 \times 4}{3,14 \times 23,5}} = 1,19 \text{ cm}$$

$$\phi \geq 1,5 \text{ cm}$$

✚ Soit des tiges d'ancrages de **15 mm** de diamètre.

VIII.10.3.1 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : Effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi ; l_1 = 20\phi ; l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 4,5\text{cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 30\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 3\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{1,5}{\left(1 + \frac{1,5}{5}\right)^2} \times (30 + 6,4 \times 4,5 + 3,5 \times 3) = 20,22 \text{ kn}$$

$$N_a = 20,22\text{kn} \leq \frac{N_t}{2} = 21,19 \text{ kn} \quad \Rightarrow \text{verifié}$$

✚ Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 1,5\text{cm}$

VIII.10.4 L'effort a droite de la ligne 1-1 :

$$f = \sigma \times B_p \times \mu = 5,23 \times 25 \times 60 = 7845 \text{ dan}$$

Le moment résistant élastique de platine

$$M_{el} = W_{el} \times f_y \quad \text{Avec : } W_{el} = \frac{B_p \times t^2}{6}$$

$$W_{el} = \frac{25 \times (1^2)}{6} = 4,16\text{cm}^3$$

$$M_{el} = 4,16 \times 23,5 = 97,91 \text{ kN.cm} = 0,97 \text{ kN.m}$$

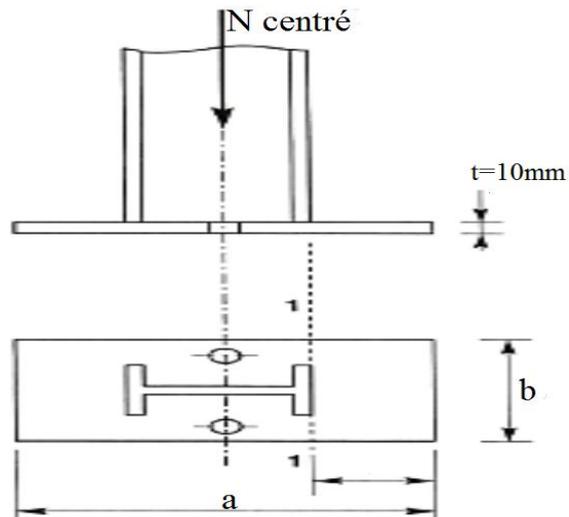


Figure VII.20 : les efforts sur potelet.

✚ Conclusion :

On prendra une platine uniforme (40 x 25) pour tous les potelets d'épaisseur : $t = 10 \text{ mm}$. Et des tiges d'encrage de 1,5 cm de diamètre

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

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 puisque, de 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).

IX.1 Les type 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)

IX.2 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.
- 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 site S_3 est $\sigma_{sol} = 1,8\text{bars}$.
 - La profondeur d'ancrage : $D = 1,70\text{ m}$

IX.3 Calcul des fondations sous poteaux.

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, Sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

$$0.8G + E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELU: } 1,35(G + Q + S)$$

$$\text{ELS: } G + 0,9(Q + S).$$

IX.3.1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du poteau .

$$S = a \times b \quad \text{avec: } a = 70\text{cm et } b = 40\text{cm}$$

$$S = 70 \times 40 = 2800\text{cm}^2$$

La semelle est soumise a un effort normal sous la combinaison la plus défavorable :

$$G + 1,5 V1S \quad \Rightarrow \quad N^{\max} = 285,48\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{70}{40} = 1,75 \quad \Rightarrow \quad A = 1,75B$$

$$\sigma_c = \frac{N^{\max}}{A \times B} = \frac{N^{\max}}{1,75 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec } \sigma_{sol} = 1,8\text{dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{28548}{3,15}} = 0,95\text{m}$$

Soit : $B = 1,10 \text{ m}$ d'ou $\Rightarrow A = 1,75 \times 1,1 = 2 \text{ m}$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 70}{4} = 32,5\text{cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{110 - 40}{4} = 17,5\text{cm} \end{cases}$$

$$d \geq 32,5\text{cm}$$

On prend : $d = 35\text{cm}$

- L'enrobage :

$$c = 5\text{cm} \Rightarrow h_t = d + c = 40\text{cm}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 13,33 \leq h_p \leq 20\text{cm}$$

Soit : $h_p = 15 \text{ cm}$

On doit vérifier que : $\Rightarrow \sigma_c = \frac{N_t}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

avec : $N_t = N^{\text{max}} + P_s$

P_s : Poids de semelle = $\gamma \times V_s$

V_s : Volume de semelle

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_s = A \times B \times h_t$$

$$V_s = 2 \times 1,1 \times 0,40$$

$$V_s = 0,88 \text{ m}^3$$

$$P_s = 25 \times 0,88 = 22 \text{ KN}$$

$$N_t = 285,48 + 22 = 307,48 \text{ KN}$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{307,48}{2 \times 1,1} = 139,76 \text{ KN/m}^2$$

Donc : $\sigma_c = 139,76 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Verifiée}$

IX.3.2 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d} = \frac{307,48 \times (2 - 0,7)}{8 \times 0,35} = 142,75 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B - b)}{8 \times d} = \frac{307,48 \times (1,1 - 0,4)}{8 \times 0,25} = 76,87 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{142,75}{\frac{40}{1,15}} = 4,10 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{76,87}{\frac{40}{1,15}} = 2,21 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité**

$$A_x \geq A_{x \text{ min}}$$

$$A_y \geq A_{y \text{ min}}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 28 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{x \text{ min}} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 200 \times 35$$

$$A_{x \text{ min}} = 8,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 110 \times 35$$

$$A_{y \text{ min}} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{x \text{ min}} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \text{ min}} = 8,45 \text{ cm}^2 \\ A_{y \text{ min}} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \text{ min}} = 4,64 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan x x', On prend **9 Ø12** = 10,18 cm² avec un espacement de 25 cm entre deux barres.

Dans le plan $y y'$, On prend $6 \text{ } \varnothing 12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm entre deux barres.

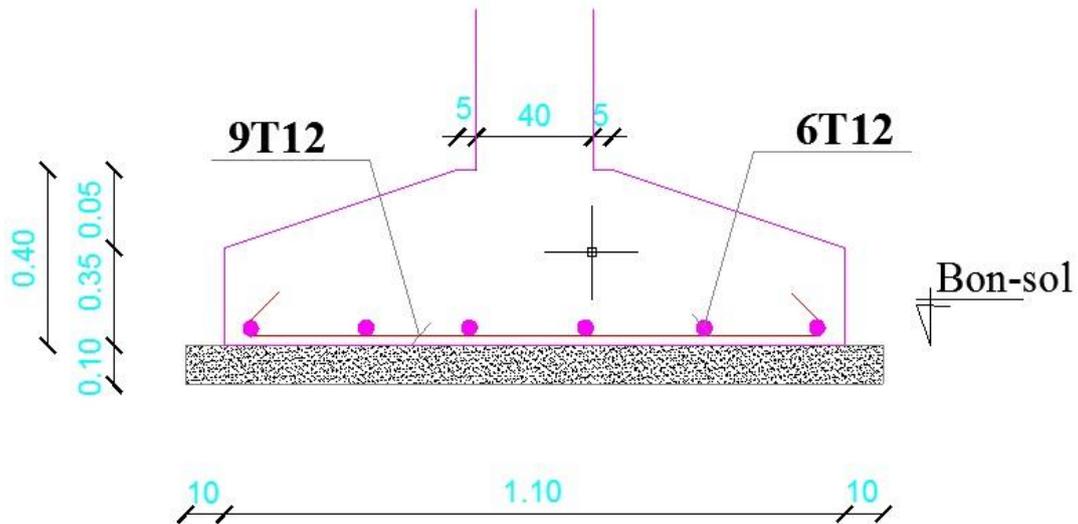


Figure IX.1 : détail de ferrailage de la semelle du poteau.

IX.4 Calcul des fondations sous les potelets

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, Sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E \quad (\text{art 10.1.4.1.RPA99/2003})$$

$$0.8G + E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELU: } 1,35(G + Q + S)$$

$$\text{ELS: } G + 0,9(Q + S).$$

IX.4 .1 Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec: } a = 40\text{cm et } b = 25\text{cm}$$

$$S = 40 \times 25 = 1000\text{cm}^2$$

La semelle est soumise a un effort normal sous la combinaison la plus défavorable :

$$(G + 1,5 V1S) \Rightarrow N^{\max} = 53,76 \text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 \Rightarrow A = 1,6B$$

$$\sigma_c = \frac{N^{\max}}{A \times B} = \frac{N^{\max}}{1,6 \times B^2} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{avec } \sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{5376}{2,88}} = 43,20 \text{cm}$$

$$\text{Soit: } B = 0,7 \text{m} \quad \text{d'ou } \Rightarrow A = 1,6 \times 0,7 = 1,2 \text{m}$$

- Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{120 - 40}{4} = 20 \text{cm} \\ \frac{B - b}{4} = \frac{70 - 25}{4} = 11,25 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 20 \text{cm}$$

On prend $d = 25 \text{cm}$

- L'enrobage :

$$c = 5 \text{cm} \Rightarrow h_t = d + c = 30 \text{cm}$$

$$\text{On a : } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 10 \leq h_p \leq 15 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } h_p = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \Rightarrow \sigma_c = \frac{N_t}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{avec : } N_t = N^{\max} + P_s$$

$$P_s : \text{ Poids de semelle} = \gamma \times V_s$$

$$V_s : \text{ Volume de semelle}$$

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_s = A \times B \times h_t$$

$$V_s = 1,2 \times 0,7 \times 0,30$$

$$V_s = 0,252 \text{ m}^3$$

$$P_s = 25 \times 0,252 = 6,3 \text{ KN}$$

$$N_t = 53,76 + 6,3 = 60,06 \text{ KN}$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{60,06}{1,2 \times 0,7} = 71,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \sigma_c = 71,5 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Verifiée}$$

IX.4 .2 Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A - a)}{8 \times d} = \frac{71,5 \times (1,2 - 0,4)}{8 \times 0,25} = 28,6 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B - b)}{8 \times d} = \frac{71,5 \times (0,7 - 0,25)}{8 \times 0,25} = 16,08 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{28,6}{\frac{40}{1,15}} = 0,82 \text{ cm}^2 \text{ avec } : \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{16,08}{\frac{40}{1,15}} = 0,48 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité

$$A_x \geq A_{x \text{ min}}$$

$$A_y \geq A_{y \text{ min}}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 28 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{x \text{ min}} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 120 \times 25$$

$$A_{x \text{ min}} = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 70 \times 25$$

$$A_{y \min} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 3,62 \text{ cm}^2 \\ A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 2,11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan $x x'$, On prend $4 \text{ } \emptyset 12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 35 cm entre deux barres.

Dans le plan $y y'$, On prend $3 \text{ } \emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 30 cm entre deux barres.

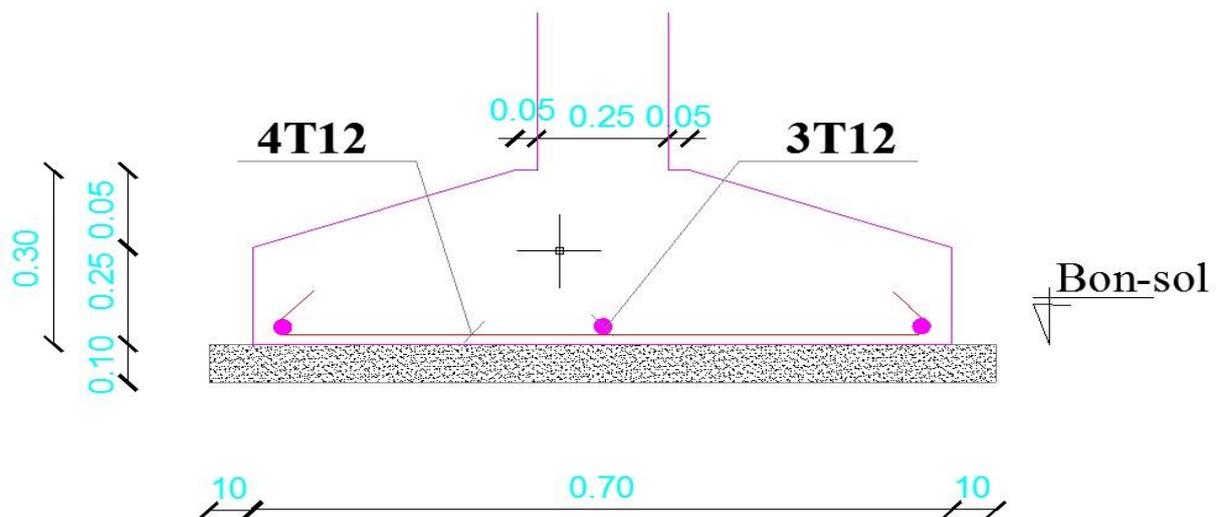


Figure IX.2 détail de ferrailage de la semelle de potele

IX.5 Calcul des longrines

IX.5.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

IX.5.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm × 30 cm : Sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm × 30 cm : Site de catégorie S₄

IX.5.3 Ferrailage :

Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.

(RPA99 V2003.Art.10.1.1.C)

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20\text{KN} \quad (\text{RPA99 V2003.Art. 10.1.1. b})$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone II_a, site S₃)

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \left(\frac{157,79}{12} \right) = 13,14\text{KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \left(\frac{87,14}{12} \right) = 7,26\text{KN}$$

Remarque :

Dans les deux cas a L'ELU comme a L'ELS , l'effort de traction $N_t < 20\text{KN}$ contrairement a la condition $N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20\text{KN}$ (RPA99 V2003.Art. 10.1.1. b). ce qui nous pousse a conclure que nos fondation resteront stable malgré l'absence de longrine.

IX.6 Le futs :

IX.6.1 Introduction :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc On prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90*60)\text{cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera menée en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

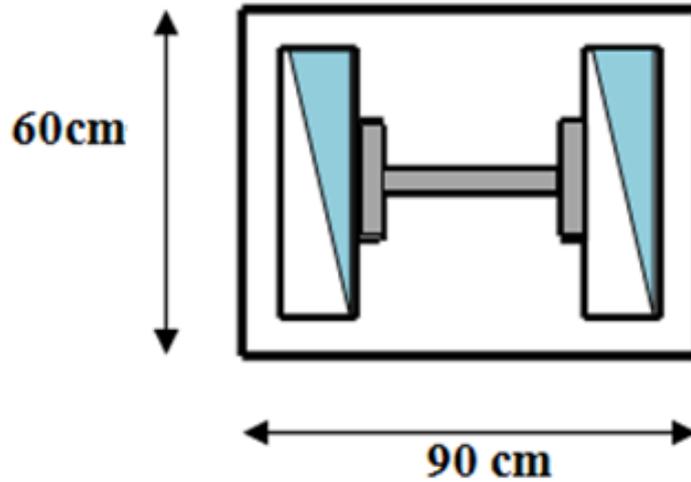


Figure IX.3 : section du fût à ferrailer

IX.6.2 Ferrailage des futs :

On a : $\begin{cases} N_U = 285,48 \text{ KN} \\ M_U = 22,32 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$e = \frac{M_U}{N_U} = 0,078 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 22,32 + 285,48 \left(0,85 - \frac{0,9}{2} \right) = 136,51 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 285,48(0,85 - 0,05) - 136,51 = 91,87 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d')b \times h \times f_{bu} = 1885,94 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (II)$$

(I) < (II) $\Rightarrow A = 0$

$$A' = \frac{N_U - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{avec } \Psi = \frac{0,337 + \left(\frac{N_U(d - d') - M_{UA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,436$$

D'où $A' = -84,93\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{s,\min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 48,6\text{cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 7\text{HA}20 + 18\text{HA}16 = 55,04\text{cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Soit deux cadres et une épingle de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1 \right) \Rightarrow \text{soit } S_t = 16\text{cm}$$

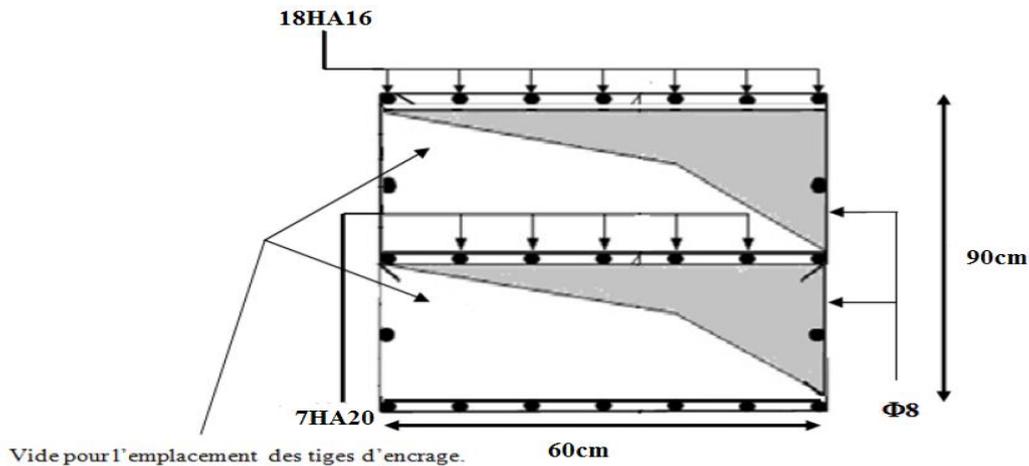


Figure IX.4 Schéma de ferrailage des futs.

VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

INTRODUCTION:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si : Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

X.1 Détermination des moments renversants (M_R)

X.1.1 Cas de vent

X.1.1.1 action d'ensemble

La force résultante se décompose en deux forces :

1 / Une force globale horizontale (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ; F_H

2/ Une force de soulèvement (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture. F_V

La force résultante est donnée par : R

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{frj}$$

a) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0.8$)Tableau X-1: Vent sur façade principale avec : $C_{pi}=+0.8$.

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F _H (kN)	F _V (kN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	468	0	0	26	0	4.5
E	-599.14	468	-280.39	0	26	48	4.5
F	-1423.953	11.7	0	-16.66	49,75	0,9	9,30
G	-1583.179	11.7	0	-18.52	47,75	0,9	9,30
H	-866.359	117	0	-101.36	45,5	5,4	9,81
I	-805.817	507	0	-408.54	45,5	28,5	10,06
Fr (toiture)	-	-	68.33	0	26	24	10,5
Fr (parois)	-	-	21.15	0	26	24	4,5
			F _H =-190.91kN	-	20,8	24	4.5
			-	F _V =-545.08kN	26	24	9

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface

F_{frj} : la force de frottement éventuelle

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

X.1.1.2 Calcul de M_R :

$$M_{R/XX} = F_V \times y = 545,08 \times 24 = 13081,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = (545,08 \times 26) + (190.91 \times 4,5) = 15109,17 \text{ kN.m}$$

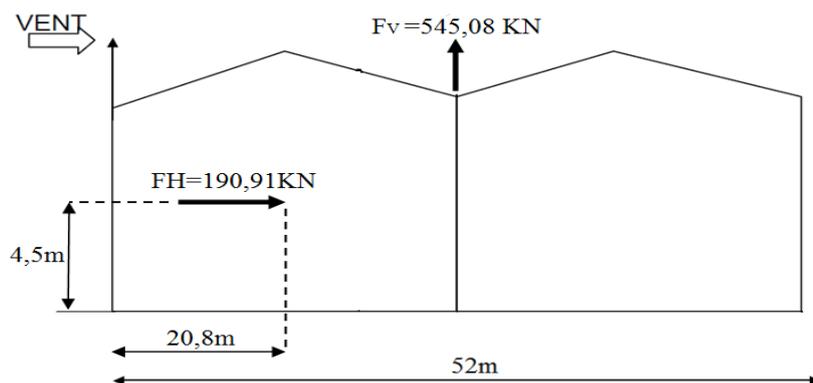


Figure X.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

b) Vent sur façade secondaire avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0.8$)

Tableau X-2 : Vent sur façade secondaire avec : $C_{pi}=+0.8$.

Zone	qj (N/m ²)	S (m ²)	FH (kN)	Fv (kN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	432	0	0	24	0	4.5
E	-599.14	432	-258.82	0	24	48	4.5
F	-1483.28	8.1	0	-12.014	45,75	0,9	9,1
G	-1172.09	70.2	0	-82.28	24	0,9	9,1
H	-800.36	8.1	0	-6.48	24	7,4	9,85
I1	-1089.76	624	0	-680,01	24	19,5	9,75
I2	-1089.76	624	0	-680,01	24	32,5	9,75
j	-847.59	624	0	-528,89	24	45,5	9,75
Fr (toiture)	-	-	4,315	0	24	26	10,5
Fr (parois)	-	-	22,91	0	24	26	4,5
			FH=-231.59kN	-	24	28,8	5,4
			-	Fv=-1889,68kN	24	26	9

X.1.1.3 Calcul de M_R :

$$M_{R/XX} = F_V \times y = 1589,68 \times 28,8 = 54681,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = (1889,68 \times 24) + (231,59 \times 9) = 47436,63 \text{ KN.m}$$

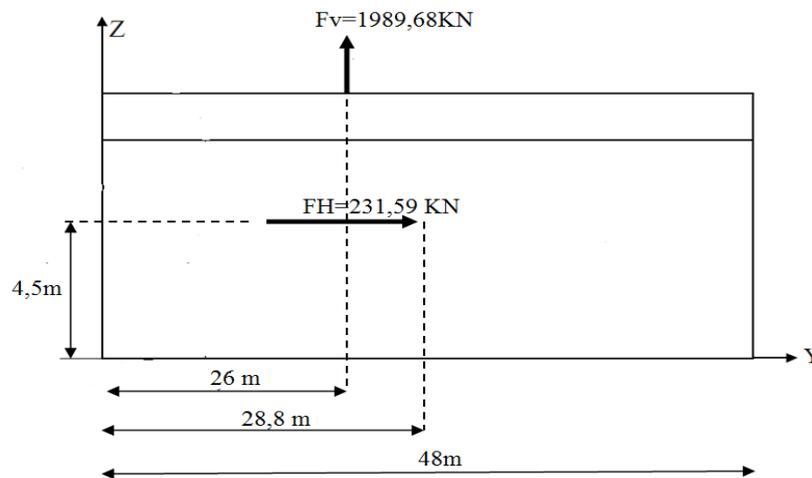


Figure X.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure

X.1.2 Cas de séisme

Vue de la légèreté de la structure la charge sismique est négligeable devant la charge du vent c'est pour cela la structure est soumise a un moment de renversement due au vent plus favorable que le séisme. Ce dernier est très faible on peut le négligée dans les calculs.

X.1.2.1 Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

Poids de la structure :

$$P_T = 2209,9 \text{ KN} \quad (\text{Chapitre V de l'étude sismique})$$

$$M_{st/XX} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{st/YY} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 2209,9 \times 24 = 53037,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/YY} = 2209,9 \times 26 = 57457,4 \text{ KN.m}$$

X.2 Vérification au renversement de la structure

Tableau X.3 : Vérification au renversement de la structure.

		C_{pi}	$MR (kN.m)$		$Mst (kN.m)$	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V₁)	+0.8	13081,92	15109,17	53037,6	57457,4
	Vent sur la façade secondaire (V₂)	+0.8	54681,98	47436,63		

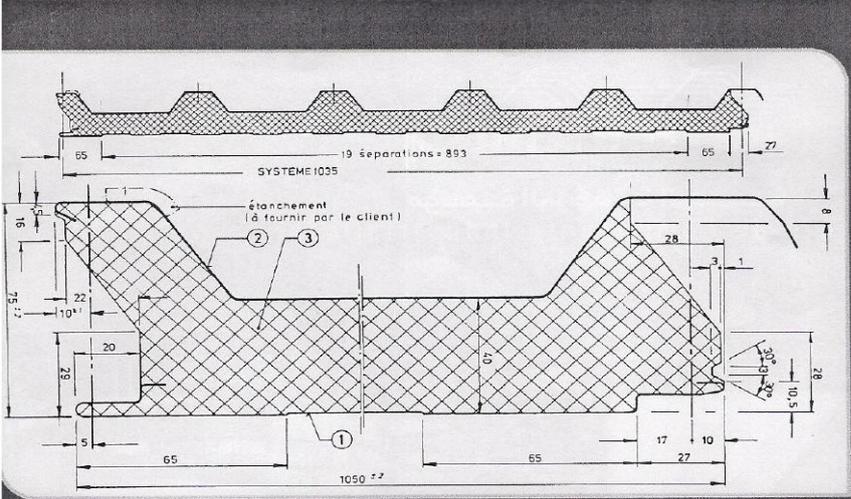
Conclusion :

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

ANNEXES

ANNEXE 1 :

Fiches technique du panneau sandwich



BATICOMPOS
Filiale du Groupe CEVITAL

Siège social & Usine :
BP 75 Beni-Mançour 06 261
W. de Bejaia
Tél. : +213 34 34 01 73
+213 34 34 01 74
+213 34 34 01 76
+213 34 34 01 77
Fax : +213 34 34 01 69
E-mail :
baticompos_ups@baticompos.com.dz
ups_bmr@yahoo.fr
www.baticompos.com.dz

Bureau d'Alger :
Cité Communale "Groupe 2"
N° 3, 1^{er} étage
Dar El-Beida - ALGER
Mob. : 0770 32 16 93

Caractéristiques
Géométriques
& Techniques

- 1 Tôle de recouvrement, lissée, épaisseur 0.55 mm ou 0.40 mm.
- 2 Tôle de recouvrement profilé trapézoïdal 35/207, épaisseur 0.75 mm ou 0.60 mm.
- 3 Mousse dure PUR sans CFC.

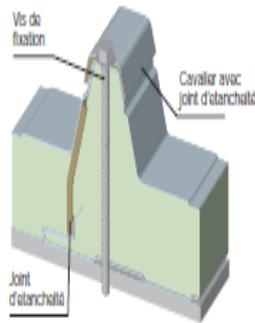
Type	Longueur Maxi.	Largeur Standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
							n° Supports de Travée	1	2
	m	mm	mm	Kg/m ²	m ² K/W	W/m ² .K			
<i>Surface Prélaquée</i>									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Mixte</i>									
TL 75 M ₁ , M ₂	12	1035	75	15.21	2.32	0.40	*	*	*
<i>Surface Galvanisée</i>									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40	*	*	*



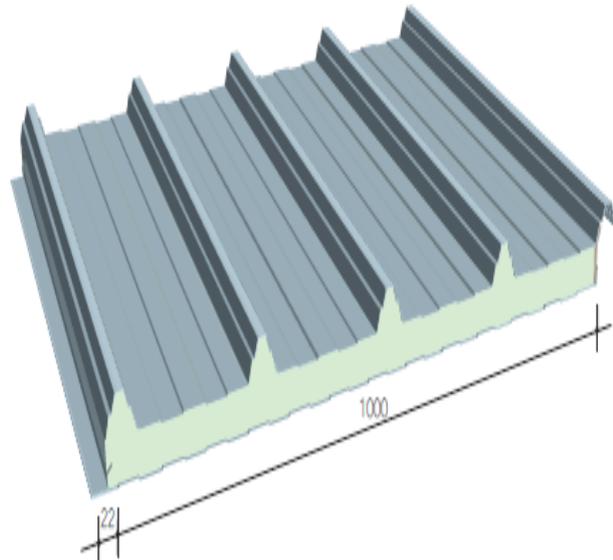
(Suite) Fiches technique du panneau sandwich



Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques



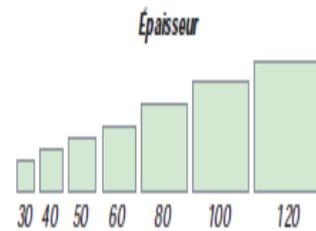
Détail du complexe et schéma de fixation



Avis Technique 2/07-1226

EPAISSEUR DE PANNEAU mm	K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TÔLES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0.5 mm kg / m ²
	Kcal / m ² h °C	Watt / m ² K	
30	0.47	0.54	9.65
40	0.38	0.44	10.05
50	0.31	0.36	10.45
60	0.27	0.31	10.85
80	0.21	0.24	11.65
100	0.17	0.19	12.45
120	0.14	0.16	13.25

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.
Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

l (distance de tôle) mm	SCHEMA STATIQUE Deux appuis								
	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	3.88	3.37	3.05	2.83	2.62	2.43	2.28	2.04	
40	4.77	3.88	3.45	3.15	2.9	2.69	2.52	2.24	
50	5.5	4.39	3.85	3.48	3.19	2.96	2.77	2.43	
60	6	4.9	4.25	3.8	3.47	3.22	3.01	2.63	2.34
80	6	5.9	5.1	4.55	4.15	3.83	3.57	3.2	2.93
100	6	6	5.88	5.22	4.73	4.35	4.04	3.59	3.18
120	6	6	6	5.58	5.1	4.73	4.44	3.98	3.64

l (distance de tôle) mm	SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis								
	Charge descendante répartie (daN/m ²)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
30	5.23	4.27	3.7	3.33	3.02	2.8	2.62	2.34	2.14
40	5.5	4.53	3.93	3.51	3.21	2.97	2.78	2.48	2.27
50	5.5	4.8	4.16	3.72	3.39	3.15	2.94	2.63	2.4
60	6	5.06	4.39	3.92	3.58	3.32	3.1	2.77	2.53
80	6	5.67	4.92	4.4	4.01	3.72	3.48	3.11	2.84
100	6	6	5.44	4.87	4.44	4.11	3.85	3.44	3.14
120	6	6	6	5.91	5.44	5.06	4.77	4.31	3.97

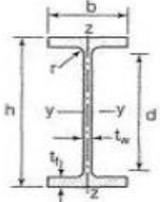
(*) Sous commande, des panneaux avec tôles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

ANNEXE 2 :Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

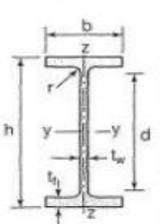
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

ANNEXE 3 :

Carracteristiques des profiles IPE

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
IPE	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

(Suite) Caractéristiques des profils IPE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

ANNEXE 4 :

Carracteristiques des profiles HEA

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h ₁	P	A	
	h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	

(Suite) Caractéristiques des profils HEA

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques											
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77

ANNEXE 5 :

Caractéristiques des profils UAP.

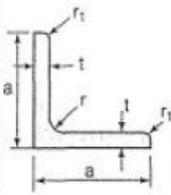
Poutrelles											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
UAP	Profils	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité		
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	1,61	2,89
	UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	1,70	3,30
	UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	1,77	3,73
	UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,84	2,05	4,45
	UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	2,12	4,88
	UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	2,22	5,28
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	2,40	5,60	
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	2,45	6,05	

(Suite) Caractéristiques des profils UAP.

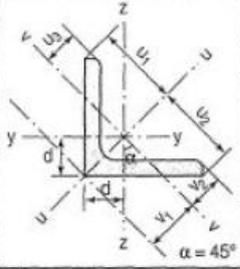
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255											
UAP (suite)												
	Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	UAP 80	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20	1,90
	UAP 100	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50	2,65
	UAP 130	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45	4,15
	UAP 150	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33	6,51
	UAP 175	1269,99	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05	8,43
UAP 200	1945,85	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25	11,24	
UAP 220	2709,93	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00	14,40	
UAP 250	4136,42	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,94	22,95	20,38	

ANNEXE 6 :

Caractéristiques de simple cornière à ailes égales.

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
		Axe yy = Axe zz										
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	

(Suite) Caractéristiques de simple cornière à ailes égales.

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques								
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-009 Tolérances : NF A 45-009-2							
	Caractéristiques de calcul							
	Axe uu				Axe vv			
	z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
	u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v
	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	4,24	25,63	6,04	2,34	2,30	6,60	2,87	1,19
L 60 x 60 x 5	4,24	31,16	7,35	2,32	2,35	8,06	3,43	1,18
L 60 x 60 x 6	4,24	36,14	8,52	2,29	2,39	9,44	3,96	1,17
L 60 x 60 x 7	4,24	41,29	9,73	2,27	2,45	10,81	4,42	1,16
L 60 x 60 x 8	4,24	46,15	10,88	2,26	2,50	12,16	4,86	1,16
L 60 x 60 x 10	4,24	54,01	12,73	2,20	2,58	14,50	5,62	1,14
L 65 x 65 x 5	4,60	39,81	8,66	2,51	2,51	10,33	4,11	1,28
L 65 x 65 x 6	4,60	46,59	10,14	2,49	2,56	12,13	4,73	1,27
L 65 x 65 x 7	4,60	53,30	11,60	2,48	2,62	13,91	5,30	1,27
L 65 x 65 x 8	4,60	59,68	12,98	2,46	2,68	15,64	5,84	1,26
L 65 x 65 x 9	4,60	65,45	14,24	2,44	2,73	17,29	6,34	1,26
L 70 x 70 x 5	4,95	50,51	10,21	2,73	2,70	13,01	4,81	1,38
L 70 x 70 x 6	4,95	58,50	11,82	2,68	2,73	15,27	5,60	1,37
L 70 x 70 x 7	4,95	67,09	13,55	2,67	2,79	17,50	6,28	1,36
L 70 x 70 x 9	4,95	83,09	16,79	2,65	2,90	21,84	7,52	1,36
L 75 x 75 x 5	5,30	62,64	11,81	2,93	2,88	16,10	5,59	1,49
L 75 x 75 x 6	5,30	72,72	13,71	2,89	2,90	18,94	6,53	1,47
L 75 x 75 x 7	5,30	83,49	15,74	2,88	2,96	21,73	7,33	1,47
L 75 x 75 x 8	5,30	93,80	17,69	2,86	3,02	24,46	8,09	1,46
L 75 x 75 x 10	5,30	112,66	21,24	2,83	3,13	29,69	9,49	1,45
L 80 x 80 x 5	5,66	76,58	13,54	3,14	3,05	19,65	6,43	1,59
L 80 x 80 x 5,5	5,66	81,66	14,43	3,08	3,03	21,39	7,06	1,58
L 80 x 80 x 6	5,66	88,52	15,65	3,08	3,07	23,13	7,55	1,57
L 80 x 80 x 6,5	5,66	95,24	16,84	3,07	3,10	24,85	8,02	1,57
L 80 x 80 x 8	5,66	114,61	20,26	3,06	3,19	29,88	9,37	1,56
L 80 x 80 x 10	5,66	138,63	24,51	3,03	3,30	36,37	11,01	1,55
L 90 x 90 x 6	6,36	127,29	20,00	3,47	3,40	33,34	9,80	1,78
L 90 x 90 x 7	6,36	146,81	23,07	3,46	3,47	38,29	11,04	1,77
L 90 x 90 x 8	6,36	165,63	26,03	3,45	3,53	43,13	12,22	1,76
L 90 x 90 x 9	6,36	183,78	28,88	3,44	3,59	47,88	13,34	1,76
L 90 x 90 x 10	6,36	201,28	31,63	3,43	3,65	52,55	14,40	1,75

ANNEXE 8 :

Tableau des armatures pour le ferrailage.

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règlement neige et vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
- Règlement CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique),
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA99/Version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'Eurocode 3. Office des publications universitaires, 2009.
- Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. 351 pages, Office des publications universitaires, 2012.
- Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel* .cinquième tirage , Eyrolles Paris, 2002.
- Règles de Calcul des fondations superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de logement, 1992.
- B.A.E.L 91 Béton Armé aux Etats limites, troisième tirage, Eyrolles Paris, 1997.
- Memotech structures Métalliques (M.S.M..département génie civil, université de BOUMERDES)

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de master, c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

-L'application des nouvelles règles de calcul à savoir l'Eurocode3, CM97, RNV99, RPA99/Version2003 et les différents D.T.R.

- L'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Autodesk et Auto CAD.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

-La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir des meilleurs résultats.

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.

-Dans les zones de forte sismicité elle est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé.

- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.

- Dans le cas où la capacité portante du sol du site d'implantation est faible la structure en béton armé peut la remplacer par une structure métallique qui ne nécessite pas un radier ou des pieux.

-Pour réduire le déplacement horizontale dans le sens du long pan, soit on augmente le nombre du système de contreventement (palée de stabilité, poutre au vent),ou on augmente la section des éléments constituant ce système, ou bien la diminution des portées entre portiques.

-Dans les toitures du grande pente des versants, la condition du flèche autour de l'axe de faible inertie est généralement n'est pas vérifier donc la solution est atteindre soit par l'utilisation des liernes ou la diminution des entraxes des pannes.

*Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique, s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil. D'où la nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommander.