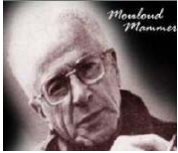


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master professionnel en Génie Civil
Option : Constructions métalliques

Thème

Etude d'un hangar en charpente métallique à usage industriel



Présenté par :

-M^{me} ABDERRAHMANI Née OULD BACHIR Fatiha

-M^{me} HADDADI Née MOHAMED SEGHIR Nassima

Promoteur :

-Mr : LABIOD

PROMOTION 2018/2019

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

On teins à remercier vivement et sincèrement notre encadreurs Mr. LABIOD , qui est contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il est manifesté durant leur encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner ce qui permettra sans doute de l'enrichir notamment par leurs précieux commentaires.

On tiens aussi à remercier du fond du cœur tous nos enseignants et le staff administratif du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri pour nous avoir accompagné le long de notre formation.

Enfin, nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont de prêt ou de loin collaboré à l'élaboration de ce travail.



Dedicace

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail,

Je le dédie à :

Mes très chers parents pour leur soutien et aide durant toute ma période d'étude, que dieu les gardes.

Mon cher mari(Rabah)

Tous mes frères et sœurs

Mes chers beaux parents

Mon binôme et sa famille

A tous les membres de ma famille (Mohamed Seghir et Haddadi).

Mes chers amis surtout :Taous et tous ceux qui m'ont aidés.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui me sont chères, que ça soit mes copines, les étudiants de ma promotion .

A Tous mes enseignants.

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Nassima



Dedicace

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :
Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma
période d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon
respect.*

Mon cher mari (Ahmed) et mon petit ange (Maria).

Mes chères sœurs (Chabra et Saida).

Mes chers frères (Mohand et Brahim).

Ma nièce adorée (Elina).

Mes chers beaux-parents.

Mes oncles, tantes, Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

A tous les membres de ma famille (Ould Bachir et Abderrahmani).

*Mes chers amis en particulier (Samira, Katia et Taous) et tous
ceux qui m'ont aidés.*

*Ainsi qu'à toutes les personnes qui me sont chères, que ça soit
mes copines, les étudiants de ma promotion.*

A Tous mes enseignants.

*Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce modeste travail.*

Fatiha

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1: Panneau sandwich.

Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

Chapitre II : Etude climatique

Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

Figure II.3 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_1 .

Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

Figure II.5 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V_1 .

Figure II.6 : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Figure II.7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2 .

Figure II.8: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

Figure II.9: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V_2 .

Figure II.10 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Figure II.11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Figure II.13: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

Figure II.14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2 .

Figure II.15 : stabilité longitudinale.

Figure II.16 : stabilité transversale.

Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Liste des figures

Figure II.18 : Charges de neige avec redistribution par le vent.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

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

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

Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

Figure III.8 : Répartition des charges sur les pannes.

Figure III.9 : Panne de toiture en flexion.

Figure III.10 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Figure III.11 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Figure III.12: Déversement d'une panne de toiture.

Figure III.13 : Vérification de la flèche.

Figure III.14 : Dispositions des liernes.

Figure III.15 : Efforts dans les liernes.

Figure III.16 : Disposition de l'échantignole.

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

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

Figure III.19 : Efforts dans les liernes de long-pan .

Figure III.20 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.

Figure III.21 : efforts dans les liernes de pignon.

Figure III.22 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

Chapitre V : Etude du portique

Figure V.1: Eléments constituant le portique.

Liste des figures

Figure V.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

Figure V.3 : Efforts internes.

Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

Figure V.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

Figure V.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$.

Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

Figure V.11 : Calcul du moment au point quelconque P.

Figure V.12 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

Figure V.13 : Moments en tête et en pied du poteau.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

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

Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Figure VI.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VI.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

Chapitre VII : Calcul des assemblages

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

Figure VII.2 : détails d'assemblage

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

Figure VII.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Figure VII.5: Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure VII.6: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Liste des figures

Figure VII.7: Détails sur l'assemblage de faitage.

Figure VII.8 : Base des poteaux.

Figure VII.9 : pied de poteau articulé

Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Figure VII.11 : Dimensions de la plaque d'assise.

Figure VII.12 : assemblage de la platine.

Figure VII.13 : types de tiges d'ancrage.

Figure VII.14 : tiges d'ancrage.

Figure VII.15 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Chapitre VIII : Etude des fondations

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

Figure VIII.2 tableaux de l'effort normal.

Figure VIII.3: Ferrailage des semelles isolées.

Figure VIII.4: Ferrailage des longrines.

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude climatique

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z .

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn(z_e)}$

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m^2).

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V_2 .

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_2 .

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V_2

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V_2 .

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de Vent dans le sens V_1 .

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, Cas de vent dans le sens V_2 .

Tableau II.16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.17: les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

Liste des tableaux

Tableau II.18: Les résultats de calcul de la pression intérieure w_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.19 : les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V_1 .

Tableau II.21: les résultats de calcul de la pression extérieure w_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.22: les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone

Tableau II.23 : Les résultats de calcul de la pression intérieure w_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.24 : les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V_2 .

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau III.1 : Caractéristique et dimension d'IPE 160.

Tableau III.2 : Caractéristique et dimension d'IPE 200.

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

Tableau IV.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

Chapitre V : Etude du portique

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens $V1$).

Tableau V.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

Tableau V.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

Tableau V.4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

Liste des tableaux

Tableau V.5 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau V.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

Tableau V.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de Heq.

Tableau III.9: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Chapitre VI : Calcul des contreventements

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité	2
1. Introduction	2
1.1 Situation du projet :	2
2. Caractéristiques et données du projet :	2
2.1 Les dimensions géométriques :	2
2.2 Ossature et stabilité de la structure :	2
2.3 La toiture :	2
2.4 Les façades :	3
2.5 Matériaux utilisés :	3
3. Règlement et matériaux utilisés :	5
Chapitre II : Etude climatique	6
Introduction :	6
1. Action du vent :	6
1.1 Direction du vent :	6
1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :	7
1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j :	8
1.4 Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :	8
1.5 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :	11
1.5.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_1) :	11
1.5.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2) :	15
1.6 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :	20
1.6.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_1) :	20
1.6.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2) :	20
2. Action d'ensemble :	24
2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V_1) :	25
2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V_2) :	29
3. Action de la neige :	34
3.1 La charge de neige sur le sol	35
3.2 Coefficient de forme de la toiture :	35
3.3 Calcul des charges de neige sur la toiture :	35
Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments	37

1.Introduction :	37
2.Etude des pannes :	37
2.1 Définition :	37
2.2 Principe de dimensionnement :	38
2.3 Evaluation des charges et surcharges :	39
2.4 les charges et les surcharges appliquées:	40
2.5 Combinaison des charges :	40
2.5.1 à l'ELU:	40
2.5.2 à l'ELS:	41
2.6 Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU:	43
2.7 Vérification de la résistance à l'effort tranchant :(cisaillement)	44
2.8 Vérification au déversement (moment fléchissant) :	46
2.9 Vérification de la flèche: (ELS).....	48
3.Etude des lierne de la toiture :	51
3.1 Définition :	51
3.2 Dimensionnement des liernes : (d'après le livre de M. Dahmani).....	51
3.3 calcul de la section des liernes :	52
4.Etude de l'échantignolle :	52
4.1 Définition :	52
4.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :	53
4.3 Calcul du moment de renversement :	53
4.4 Dimensionnement de l'échantignolle :	53
4.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	54
5.Etude des lisses de bardages :	54
5.1 Définition :	54
5.2 Principe de dimensionnement :	54
5.3 Vérification de la lisse de long pan :	54
5.4 Calculs des liernes de long-pan :	57
5.5 Vérification de la lisse de pignon :	59
5.6 Calculs des liernes de pignon :	61
6. Etude des potelets :	62
6.1 Définition :	62

6.2 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu) :	63
6.3 Dimensionnement du potelet :	63
6.4 Vérification de la section à la résistance :	64
6.5 Vérification de l'élément aux instabilités :	65
Chapitre IV : Etude sismique	69
1.Introduction :	69
2. Méthode de calcul :	69
Conclusion.....	74
Chapitre V : Etude du portique	75
Introduction :	75
1. Caractéristiques du portique étudié :	76
2. Efforts sollicitant le portique :	76
2.1 Charges permanentes :	76
2.2 Effet de la neige :(voir CH.2).....	76
2.3 Effet du vent : (voir CH.2).....	76
3. Calcul des efforts internes :	78
3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)	79
3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement).....	79
3.3 Vent horizontal :(dépression).....	80
4. Tableaux récapitulatifs :	81
5. Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb).....	82
5.1 Modélisation avec les imperfections :	83
5.2 Calcul des efforts internes additionnels :	84
5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de Heq :	85
6. Choix de la méthode d'analyse :	85
6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :	85
7. Pré-dimensionnement de la traverse :	86
7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :	87
7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :	88
8. Pré-dimensionnement du poteau :	94
8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :	94

<i>Conclusion</i>	98
<i>Chapitre VI : Calcul des contreventements</i>	99
<i>Introduction</i>	99
1. <i>Dispositions des contreventements</i> :.....	99
2. <i>Calcul de la poutre au vent en pignon</i>	99
2.1 <i>Effort du vent sur les pignons</i>	99
2.2 <i>Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets</i> :.....	100
2.3 <i>Vérification à la résistance ultime de la section nette</i> :.....	102
2.4 <i>Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance</i> :..	103
2.5 <i>Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilité</i> : ..	105
3. <i>Calcul de la palée de stabilité en long pan</i>	109
3.1 <i>Vérification à la résistance ultime de la section nette</i>	110
<i>Conclusion</i>	111
<i>Chapitre VII :Etude des assemblage</i>	
<i>Erreur ! Signet non défini.</i>	
<i>Introduction</i>	112
1. <i>Calcul des assemblages par boulons</i>	112
2. <i>Assemblages dans le portique</i>	113
3. <i>Assemblage de rive (Poteau-Traverse)</i>	113
4. <i>Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)</i>	119
5. <i>Calcul des bases des poteaux</i>	121
<i>Chapitre VIII: Etude des fondations</i>	131
<i>Introduction</i>	131
1. <i>Les types des fondations</i>	131
2. <i>Etude des semelles</i>	131
3. <i>Calcul des longrines</i>	134
<i>Conclusion générale</i>	136
<i>Références bibliographiques</i>	137
<i>ANNEXES</i>	138

Introduction générale

*L*e domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ... etc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

Dans ce contexte, notre choix de projet de fin d'étude de Master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar métallique, implanté à Tizi-Ouzou.

NOTATIONS

Les principales notations utilisées sont les suivantes :

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
Ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (ψ).
τ	Contrainte tangente (τ).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
ϕ	Diamètre d'une armature transversale.
ν	Coefficient de poisson (ν).
μ_s	Moment ultime à L'ELS (μ).
μ_b	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.

NOTATIONS

λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{M_{y,z}}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.
f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
l_f	Longueur de flambement

Résumé

La charpente métallique est un mode d'exécution de construction, elle est essentiellement utilisée dans le domaine des constructions industrielles, les complexes sportifs ainsi que d'autres ouvrages.

En termes de comparaison des constructions en béton armé ou précontraint, les constructions en charpente métallique sont caractérisées par de nombreux avantages mais aussi des inconvénients :

L'acier est un matériau constitué essentiellement du fer, qui est extrait des matières premières naturelles, il peut comporter aussi d'autres éléments comme le phosphore, soufre, silicium, manganèse, nickel, chrome, tungstène, etc....

le carbone a un pourcentage très faible dans la composition de l'acier (généralement inférieur à 1%).

1. Introduction

Notre projet est orienté principalement vers l'étude structurale d'un hangar métallique destiné à une unité industrielle (fabrication de plaquette de frein et filtre automobiles)

La complexité de ce projet nous a permis de mener une large palette d'étude :
Etudes climatiques (vent, séisme).

Etude d'une structure métallique contreventée par paliers de stabilité.

Etude des assemblages.

Cela nous a permis de consolider nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire en apportant entre autre l'autonomie dans l'utilisation des normes et des codes, la compréhension de la méthodologie d'une étude de structure ainsi que la maîtrise des outils de calculs.

1.1 Situation du projet

L'ouvrage sera implanté à la zone industrielle, Commune: Boghni, Wilaya: Tizi-Ouzou qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Site meuble (S3).

2. Caractéristiques et données du projet

2.1 Les dimensions géométriques

- ✚ Hauteur total $H = 10$ m
- ✚ Longueur $L = 42$ m
- ✚ Largeur $l = 23$ m
- ✚ Hauteur total des poteaux $h = 8$ m
- ✚ Distance entre portique $D = 6$ m
- ✚ Toiture a multi versant avec une pente de 17% et de 9.86° .

2.2 Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de 8 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

2.3 La toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, 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

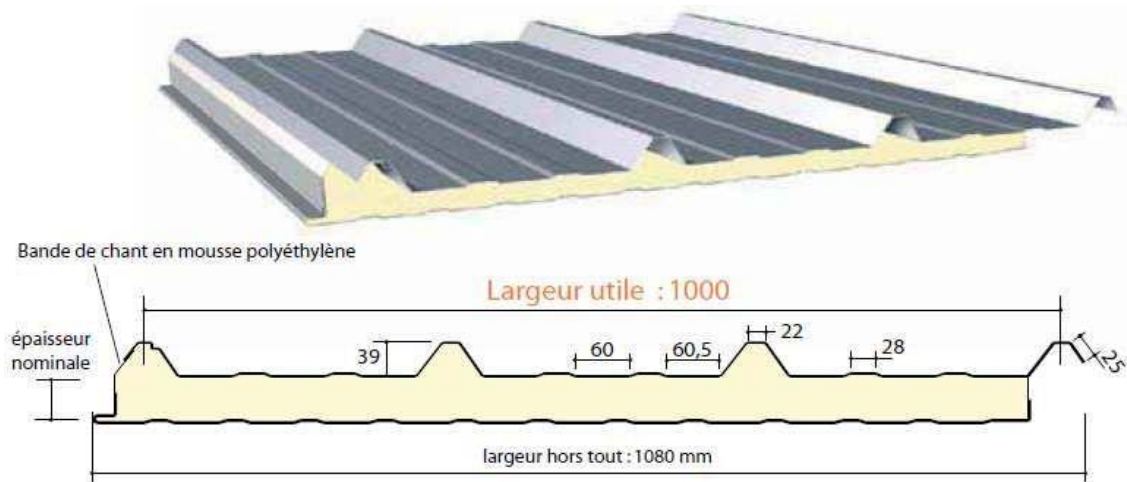


Figure I.1: Panneau sandwich.

2.4 Les façades

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

2.5 Matériaux utilisés

a) 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 carbone).

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

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

- **Soit involontairement** : phosphore, soufre... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.

- **Ou bien 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...etc.).

On parle, dans ces cas, d'acier allié.

1- Propriétés de l'acier

Résistance : les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.

Ductilité : l'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

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

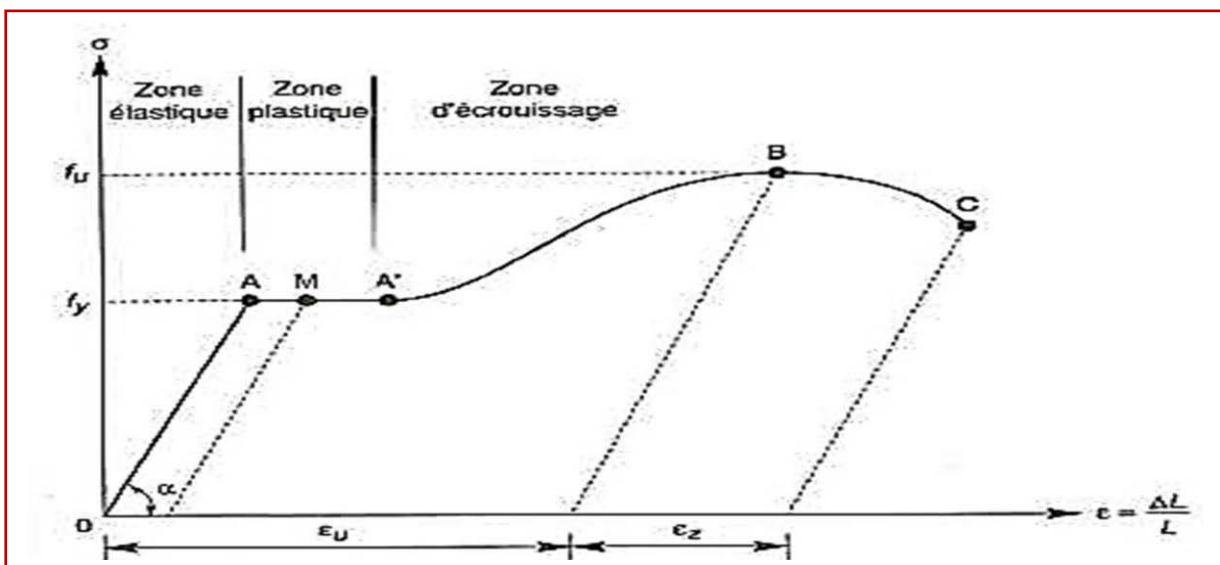


Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

2-Propriétés mécaniques de l'acier (§ 3.2.3 CCM97)

- ✚ Nuance d'acier S 235
- ✚ La limite élastique $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✚ La résistance à la traction $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✚ La densité volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- ✚ Module d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- ✚ Module d'élasticité transversale $G = 84\,000 \text{ MPa}$
- ✚ Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

b) Le Béton

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau.

Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

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

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

3. Règlement et matériaux utilisés

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✚ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✚ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
- ✚ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
- ✚ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✚ EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques

Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (RNV2013).

1. Action du vent

Tout ouvrage en construction métallique doit résister à différentes actions horizontales et verticales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent.

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

1.1 Direction du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Notre projet est un hangar à deux versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

Les caractéristiques géométriques du hangar :

La longueur $l=42m$.

La largeur $b= 23 m$.

La hauteur des parois verticales $h= 8m$.

La hauteur totale $H= 10 m$.

La hauteur de la toiture $h= 2m$.

La pente des deux versants est égale à $\alpha=9.86^\circ$ soit 17%.

Les surfaces :

Surface d'un pignon $(23 \times 8) + (23 \times 2)/2 = 207m^2$

Surface d'un long-pan $(42 \times 8) = 336m^2$

Surface d'un versant de la toiture $(11.5 \times 42) = 483m^2$

Les ouvertures :

Un portail pour chaque pignon de dimension $(5 \times 6) m^2$.

7 fenêtre pour chaque long-pan de dimension $7 \times (6 \times 1) m^2$.

Les deux directions principales du vent :

(Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.

(Sens V2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

1.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Effet de la région :

Le projet est situé à BOGHNI, et selon le RNV2013 la wilaya de Tizi-Ouzou est classée en zone I, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$q_{ref} = 375 N/m^2$ (Tableau 2.2, chapitre II RNVA2013)

b) Catégorie du terrain :

Notre structure elle est implantée au bord de mer et selon le règlement RNV2013 le terrain est de catégorie : I

Catégorie de terrain (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
I	0.17	0.01	1	0.44

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ϵ : Coefficient dynamique

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times (z) \quad \text{R.N.V.2013 P10}$$

c) Coefficient de topographie C_T :

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie C_T est égal à :

$$C_T = 1 \quad (\S 2.4.5.2, \text{ chapitre2 RNV 2013}).$$

d) Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

($H = 10m$).

On prend : $C_d = 1$ (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1,2$

Donc : la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

1.3 Détermination de la pression aérodynamique q_j :

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

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ (D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6)}$$

q_{dyn} : Pression dynamique du vent (N/m²)

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

1.4 Calcul de la pression dynamique q_{dyn}

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$(q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \text{ (N/m}^2\text{)} \quad \text{Chapitre2 RNVA 2013, Formule 2.1)}$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Z_j : hauteur de référence.

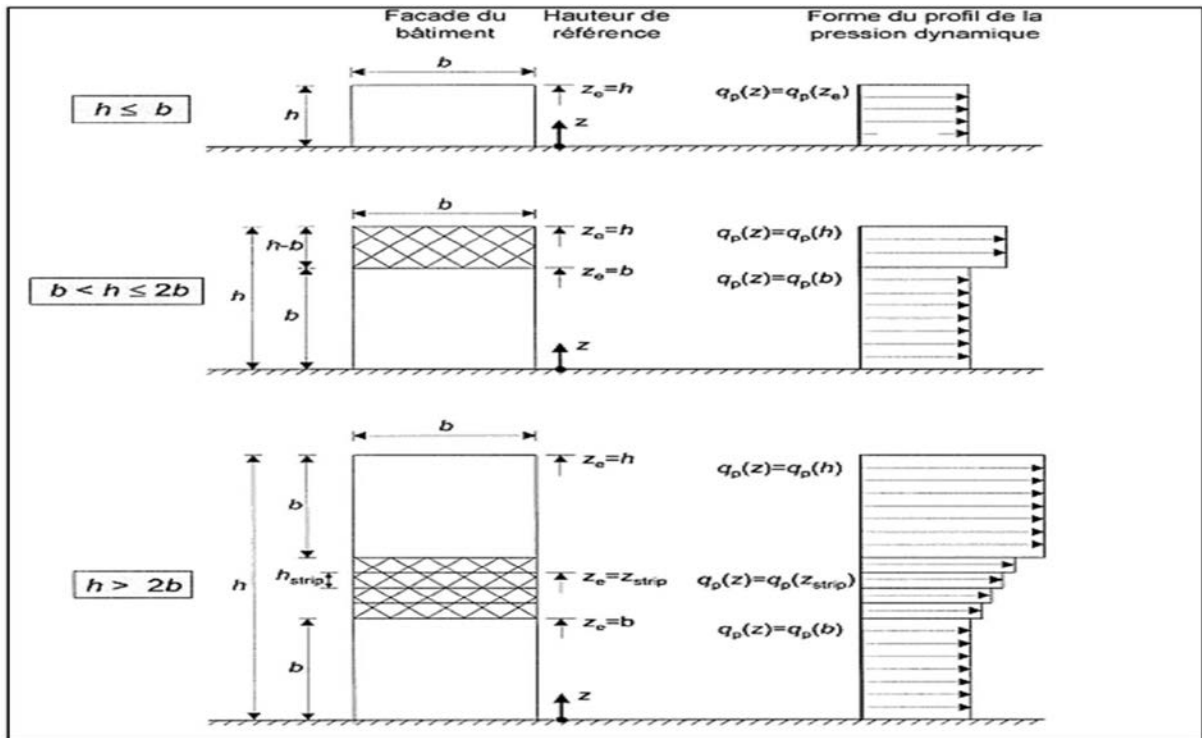


Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

a) Hauteur de référence Z_e

✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

Comme notre cas la hauteur des parois $h=8m$, et la largeur $b=23m$

$h \leq b \Rightarrow Z_e = h = 8m$

✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap 2 article 2.3.2); Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments :

$Z_e = H = 10m$

b) Coefficient d'exposition C_e

Dans notre cas on a un site plat ($C_T = 1$), et un terrain de catégorie I.

Alors les valeurs des coefficients d'expositions C_e sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $Z=5m$ et $Z=10m$ tirées du (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

$$f(x) = 2.373 + \frac{2.776 - 2.373}{10 - 5} (8 - 5)$$

$$f(x) = 2.615$$

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	8	2.615
Toiture	10	2.776

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition Ce en fonction de Z.

c) Calcul de la pression dynamique de pointe

$$(q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \text{ (N/m}^2\text{)})$$

Niveau	q _{réf} [N/m ²]	Ce(z)	q _{dyn(ze)} [N/m ²]
Parois verticales	375	2.615	980.62
Toiture : (Ze= 9.88m)	375	2.776	1041

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe q_{dyn(ze)}.

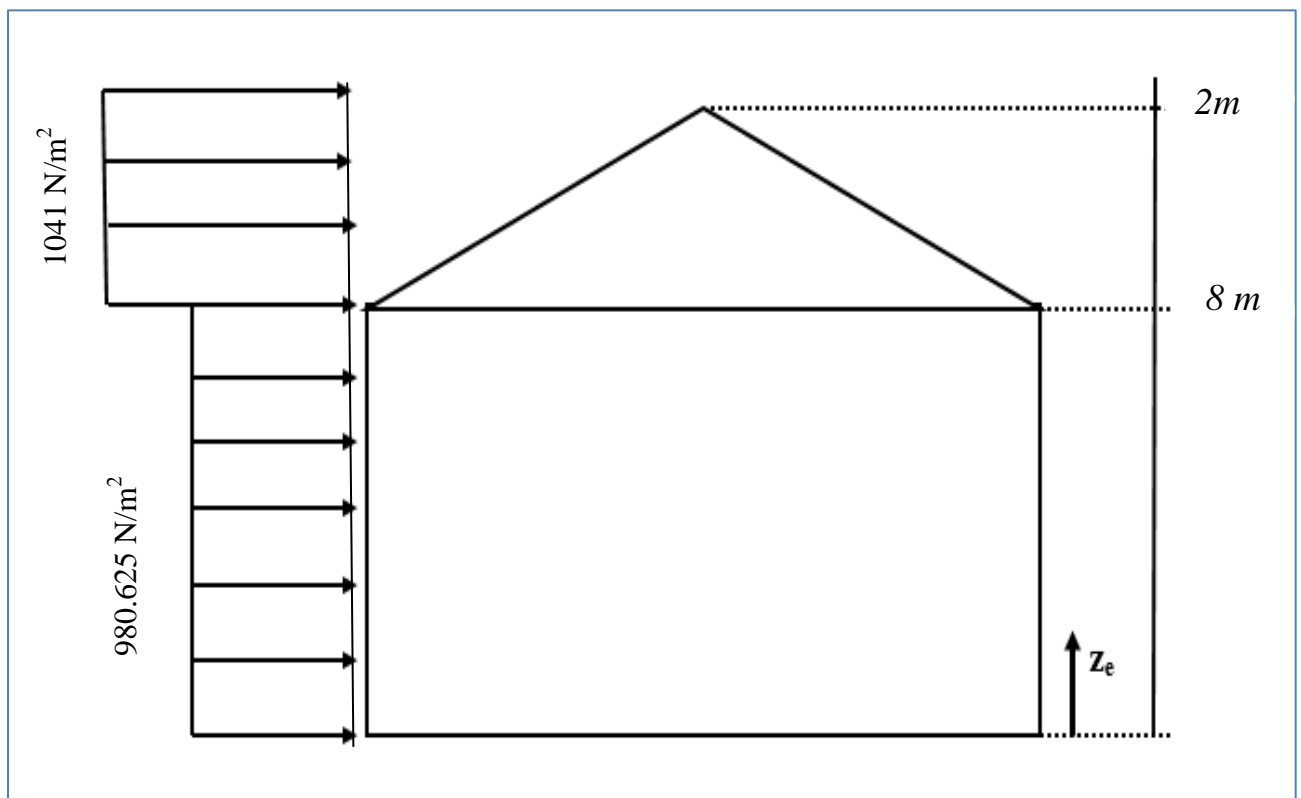


Figure II.2: La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Ze.

1.5 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

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

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

- $C_{Pe} = C_{Pe1} \rightarrow S \leq 1m^2$
- $C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log (s) \rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{Pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10m^2$

Tel que :

S: est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

(Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

1.5.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit

Pour le sens V1 :

d = 23m	}	e = min [b, 2h] = min [23, 20] = 20m → e = 20m.
b = 42m		
h = 10 m		
		Et on a : et d > e => $\frac{e}{5} = 4m$; $\frac{4e}{5} = 16m$; d-e = 22 m

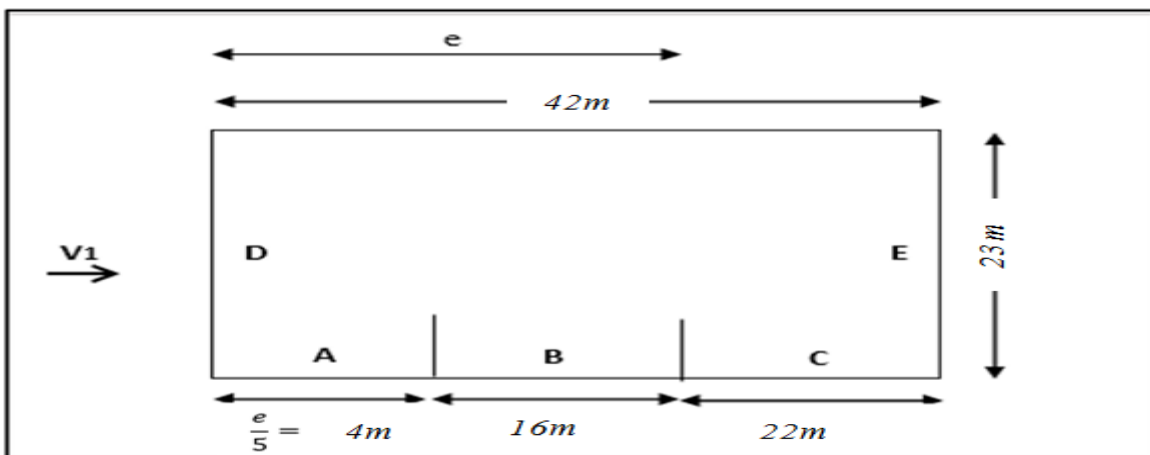


Figure II.3 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4x8 =32	16x8 =128	22x8 =176	(23x8)+ (2x23 /2) =207	D=E =207

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m²).

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m²

Donc :

$C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 :

On va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

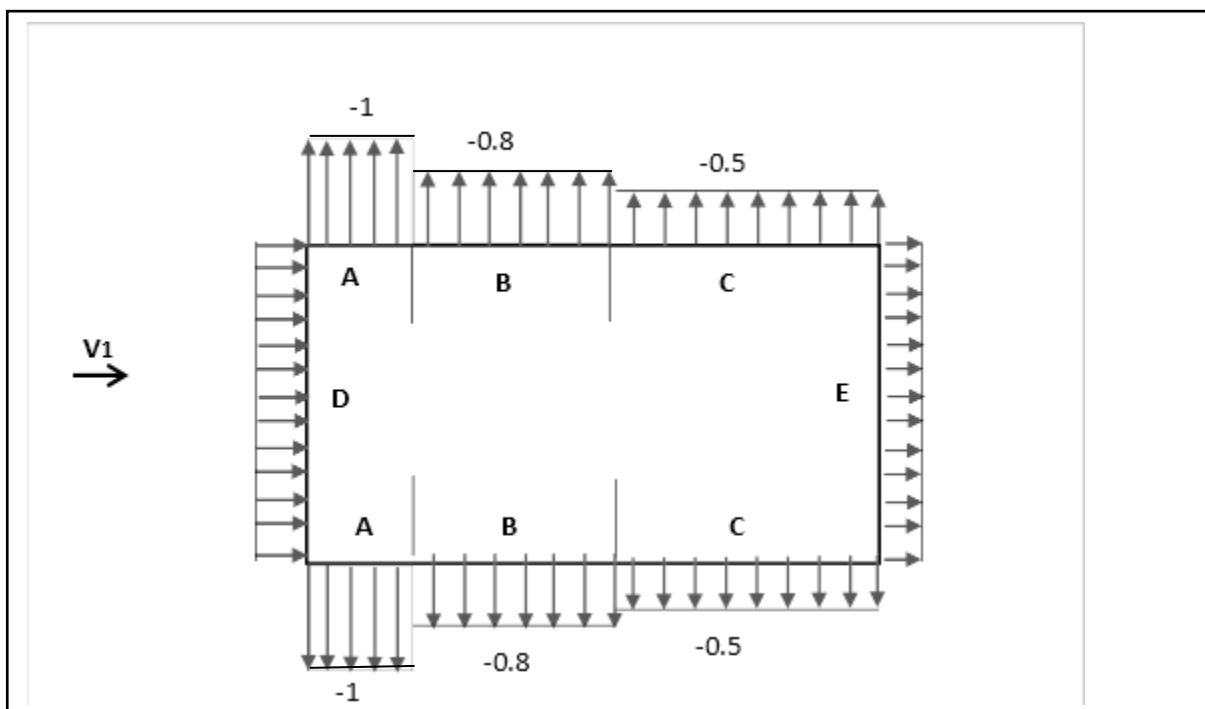


Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V_1 .

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ;

$\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à deux versants avec une pente de 15% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 9.86^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour $\theta = 90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} d = 42m \\ b = 23m \\ h = 10m \end{array} \right\} e = \min [b, 2h] = \min [23, 20] = 20m \rightarrow e = 20m. \\
 & \qquad \qquad \qquad \frac{e}{4} = 5m; \quad \frac{e}{10} = 2m \quad ; \quad \frac{e}{2} = 10m
 \end{aligned}$$

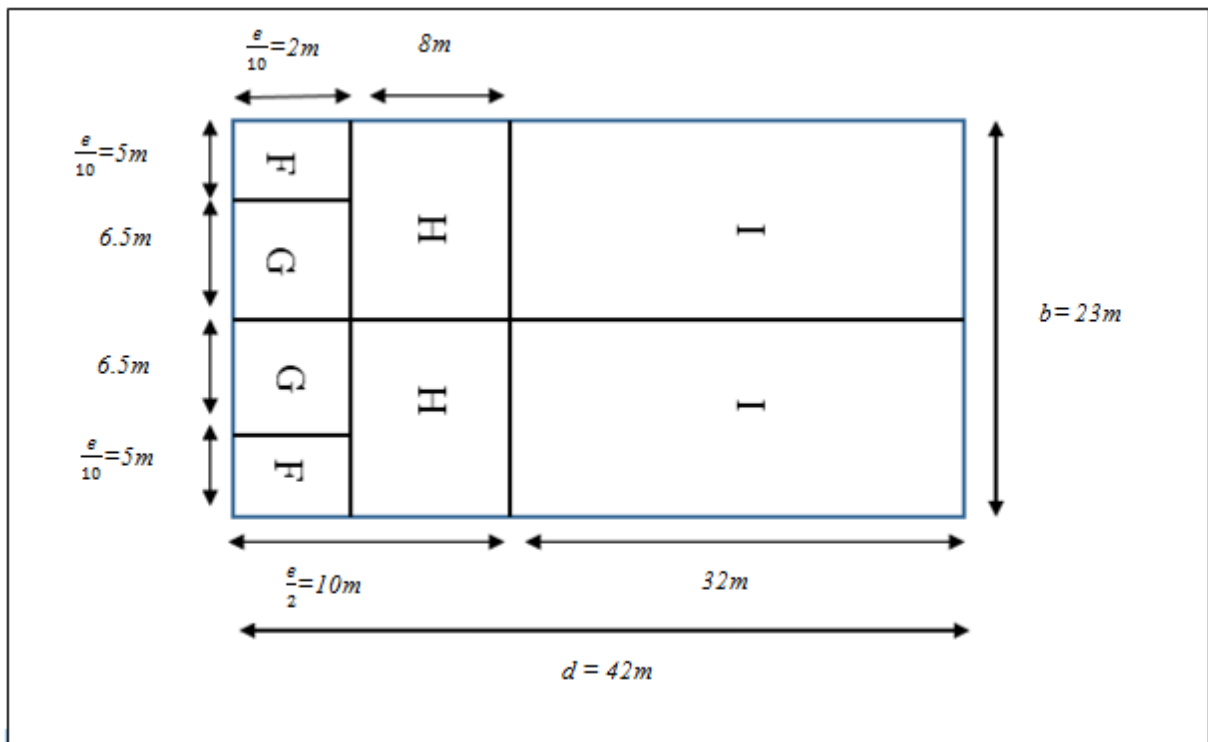


Figure II.5 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	2x5 =10	6.5x2 =13	8x11.5 =92	32x11.5 =368

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²).

On remarque que :

Les surfaces des zones de pression **F** et **G** de la toiture sont entre $1m^2$ et $10m^2$ ($1m^2 < S < 10m^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{(s)}$ pour chaque zone.

Et les surfaces des zones de pression **H** et **I** sont supérieures à $10m^2$ ($S \geq 10m^2$).

➤ Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $S=10 m^2 \geq 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.6 + ((-1.3 + 1.6))x(9.86 - 5) = -1.454$$

$C_{pe} = -1.454$

Zone H : $S= 92m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + ((-0.8 + 0.6))x(9.86 - 5) = -0.697$$

$C_{pe} = -0.697$

Zone G : $S= 13m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1.8 + ((-1.9 + 1.8))x(9.86 - 5) = -1.848$$

Zone I : $S = 368m^2 > 10m^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0.5 + ((-0.7 + 0.5))x(9.86 - 5) = -0.597$$

$C_{pe} = -0.597$

La même procédure pour calculer les coefficients d'autres zones, les résultats sont donnés comme suit :

Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1.454	-1.848	-0.697	-0.597

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

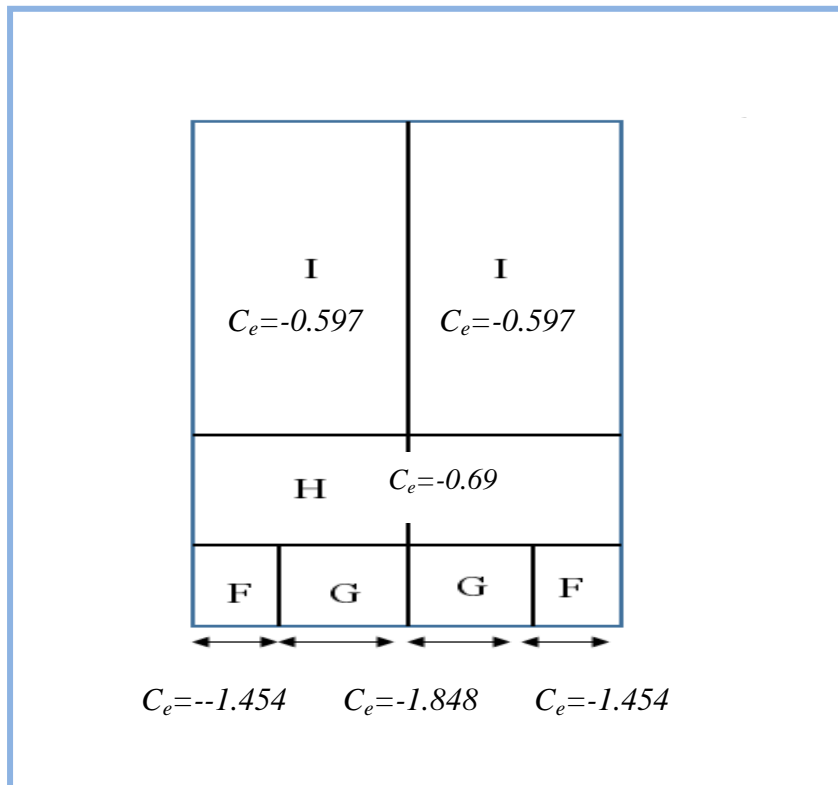


Figure II.6 : la répartition C_{pe} qui correspond à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

1.5.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V_2)

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens V_2 :

$$\left. \begin{array}{l} d=23m \\ b=42m \\ h=10m \end{array} \right\} e = \min [b ; 2h] = \min [42 ; 20] = 20m \rightarrow e=20m.$$

Et on a : et $d > e \Rightarrow \frac{e}{5} = 4m ; \frac{4e}{5} = 16m ; d-e=3m$

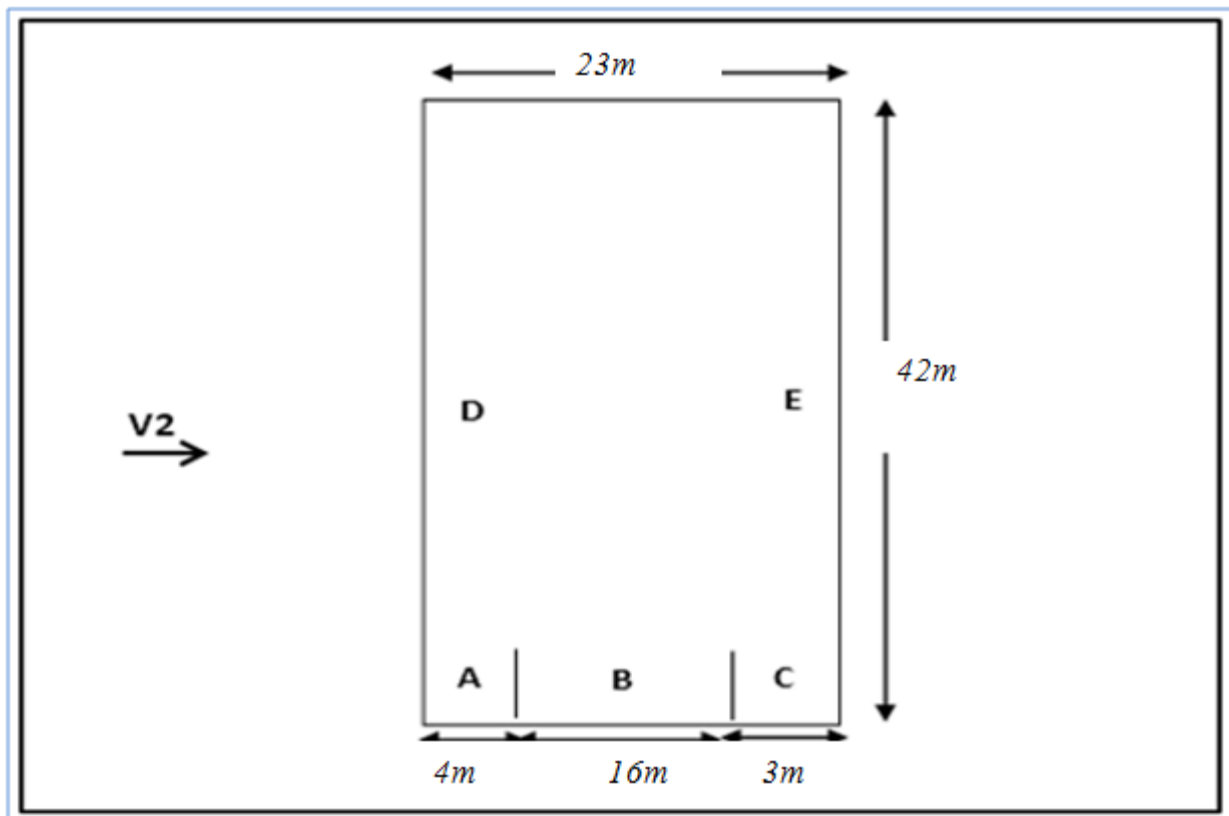


Figure II.7: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4x8 =32	16x8 =128	3x8 =24	42x8 =336	D=E =336

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2.

On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à 10m²,

Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 :

On va déterminer les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2.

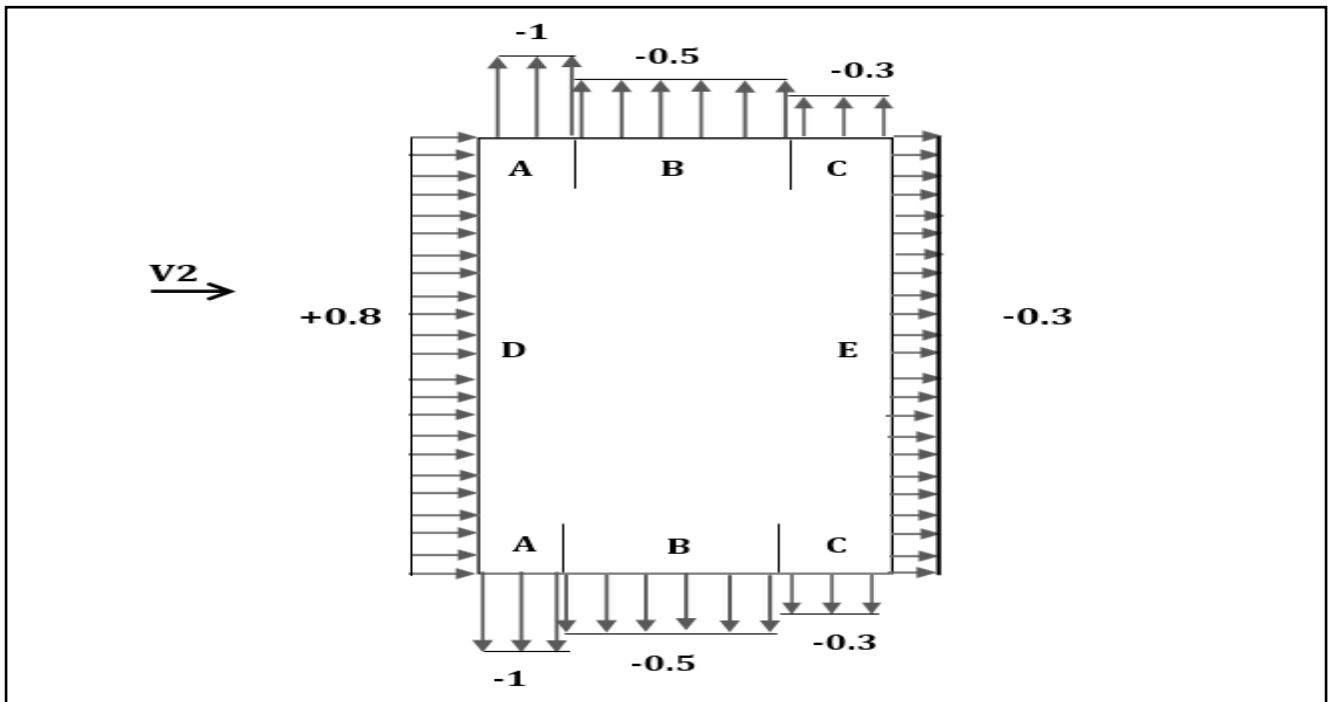


Figure II.8: Les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales sens V₂.

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens V₂) et perpendiculaire

Aussi aux génératrices donc :

$\theta = 0^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

La toiture est à deux versants avec une pente de 17% ce qui nous donne un angle de $\alpha=9.86^\circ$ (figure 5.4 de RNVA2013).

Pour $\theta=0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont représentées sur la figure suivante

$$\begin{array}{l}
 d=23m \\
 h=10m
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 b=42m \\
 \frac{e}{4} = 5m;
 \end{array}
 \right.
 \quad
 \begin{array}{l}
 e = \min [b, 2h]= \min [42, 20]=20m \rightarrow e=20m. \\
 \frac{e}{10} = 2m \quad ; \quad \frac{e}{2}=10m
 \end{array}$$

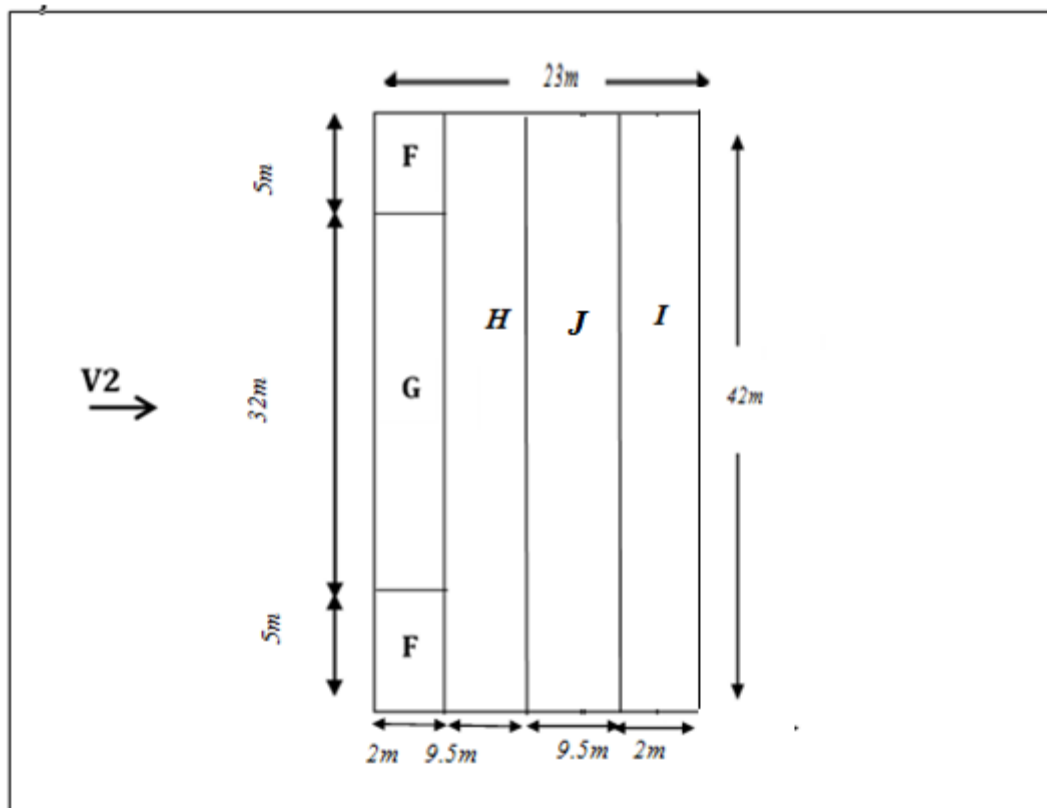


Figure II.9: La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V₂.

Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m ²)	5x2 =10	32x2 =64	9.5x42 =399	42x2 =84	42x9.5 =399

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V₂.

On remarque que :

La surface de zone de pression F de la toiture, elle est entre 1m² et 10m²

(1m² < S < 10m²) donc : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$.

Et les surfaces des zones de pression G, H, I et J sont supérieures à (S = 10m² ≥ 10m²).

Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x_1-x_0} (x - x_0) \dots\dots\dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F :

$$C_{pe} = -1.7 + ((-0.9 + 1.7))x(9.86 - 5) = -1.311 \uparrow$$

$$C_{pe} = 0 + ((0.2 - 0))x(9.86 - 5) = 0.097 \downarrow$$

Zone G :

$$C_{pe}=C_{pe,10} = -1.2 + ((-0.8 + 1.2))x(9.86 - 5) = -1.006 \uparrow$$

$$C_{pe} = (0.2-0) x(9.86 - 5) = 0.097 \downarrow$$

Zone H:

$$C_{pe}=C_{pe,10} = -0.6 + ((-0.3 + 0.6))x(9.86 - 5) = -0.454 \uparrow$$

$$C_{pe}=0.097 \downarrow$$

Zone I :

$$C_{pe}=C_{pe,10} = -0.6 + ((-0.4 + 0.6))x(9.86 - 5) = -0.502 \uparrow$$

Zone J :

$$C_{pe}=C_{pe,10} = -0.6 + ((-0.1+0.6)) x (9.86-5)=-0.357 \uparrow$$

$$C_{pe}=C_{pe,10}=-0.019 \uparrow$$

Zone	F	G	H	I	J
Surface (en m²)	-1.311	-1.01	-0.454	-0.502	-0.357
	0.097	0.097	0.097		-0.019

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

1.6 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$



Figure II.10 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

1.6.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{1 \times (5 \times 6) + 2 \times (6 \times 7 \times 1)}{2 \times (5 \times 6) + 2 \times (7 \times (6 \times 1))} = 0.76$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{42} = 0.23 < 0.25 \text{ D'après la figure 5.14 de RNVA 2013}$$

Donc C_{pi} = - 0.15

1.6.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{(7 \times (6 \times 1)) \times 1 + 2(5 \times 6)}{(7 \times (6 \times 1)) \times 2 + 2(5 \times 6)} = 0.73$$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{23} = 0.43 < 0.25 \text{ D'après la figure 5.14 de RNVA 2013}$$

Donc $C_{pi} = -0.1 + (-0.2 + 0.1 / 1 - 0.25) \times (0.73 - 0.25)$

Calcul de la pression aérodynamique

D'après le règlement RNVA2013, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2 \text{)} \quad \text{(RNVA2013 Chap 2, formule 2.6)}$$

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V1)**

a) Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} \cdot C_{pi}$	Q_j [N/m ²]
A	980.62	-1.0	-0.15	-0.85	-833.527
B	980.62	-0.8	-0.15	-0.65	-637.403
C	980.62	-0.5	-0.15	-0.35	-343.217
D	980.62	+0.8	-0.15	+0.95	+931.589
E	980.62	-0.3	-0.15	-0.15	-147.093

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

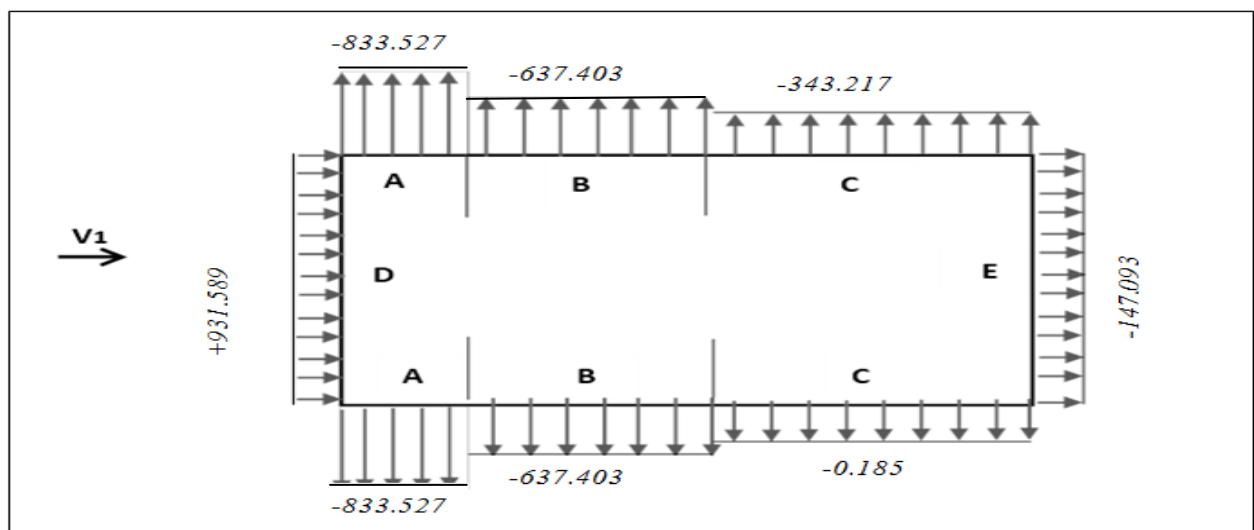


Figure II.11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V_1 .

b) Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [N/m ²]
F	1041	-1.454	-0.15	-1.304	-1357.464
G	1041	-1.848	-0.15	-1.698	-1767.618
H	1041	-0.697	-0.15	-0.547	-569.427
I	1041	-0.597	-0.15	-0.447	-465.327

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de Vent dans le sens V_1 .

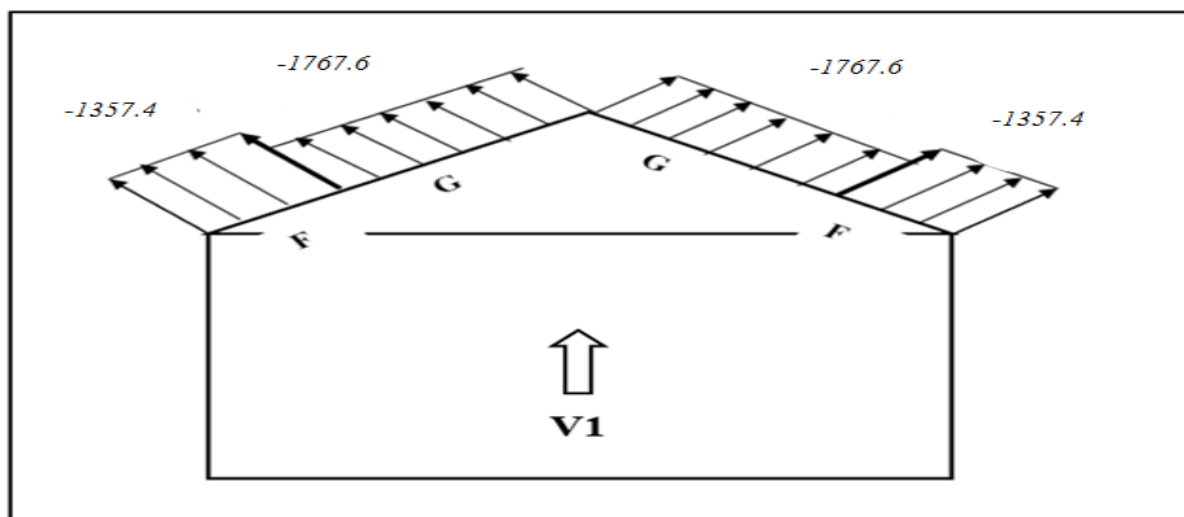


Figure II.12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1 .

❖ **Vent perpendiculaire au long-pan (sens V_2)**

a) Parois verticales :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [N/m ²]
A	980.62	-1.0	-0.164	-0.836	-819.798
B	980.62	-0.8	-0.164	-0.636	-623.674
C	980.62	-0.5	-0.164	-0.336	-329.488
D	980.62	+0.8	-0.164	+0.964	+945.318
E	980.62	-0.3	-0.164	-0.136	-133.364

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V_2 .

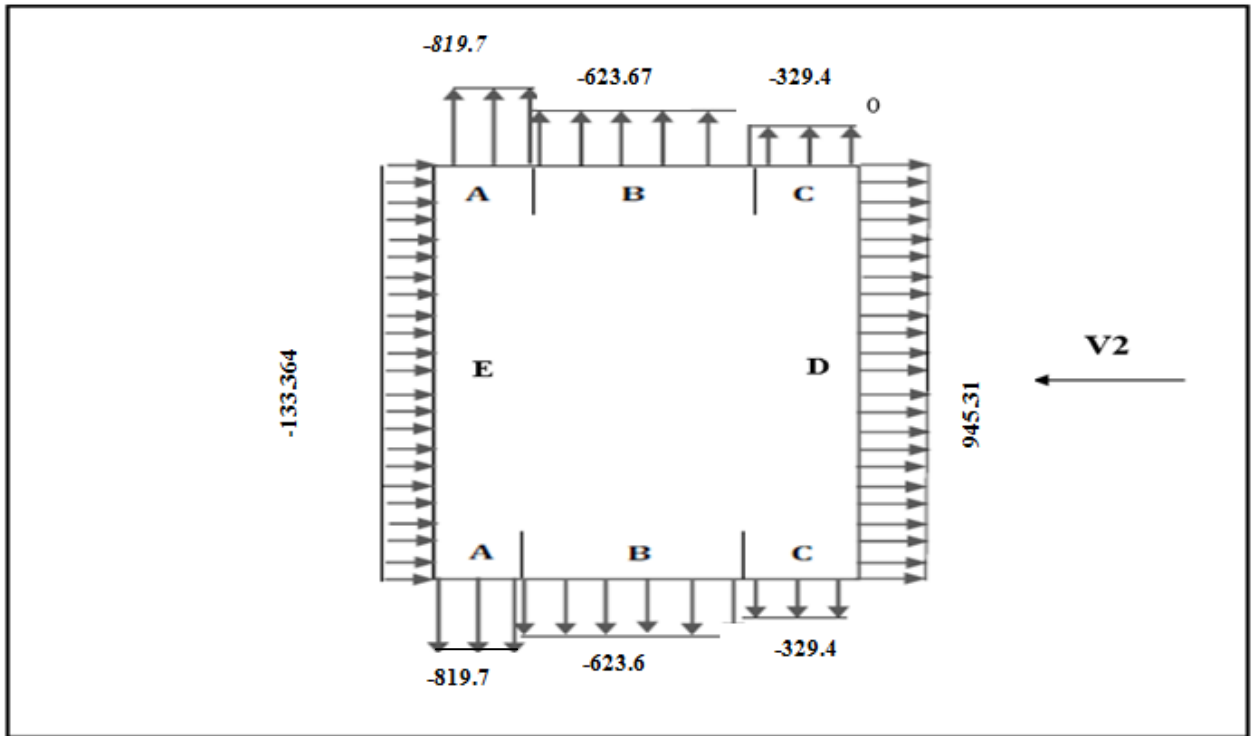


Figure II.13: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2

b) Toiture :

Zone	$Q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	Q_j [N/m ²]
F	1041	-1.31	-0.164	-1.146	-1192.986
		0.097	-0.164	0.261	271.701
G	1041	-1.01	-0.164	-0.846	-880.686
		0.097	-0.164	0.261	271.701
H	1041	-0.454	-0.164	-0.29	-301.89
		0.097	-0.164	0.261	271.701
I	1041	-0.502	-0.164	-0.338	-351.858
J	1041	-0.357	-0.164	-0.193	-200.913
		-0.019	-0.164	0.145	150.945

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture,

Cas de vent dans le sens V2.

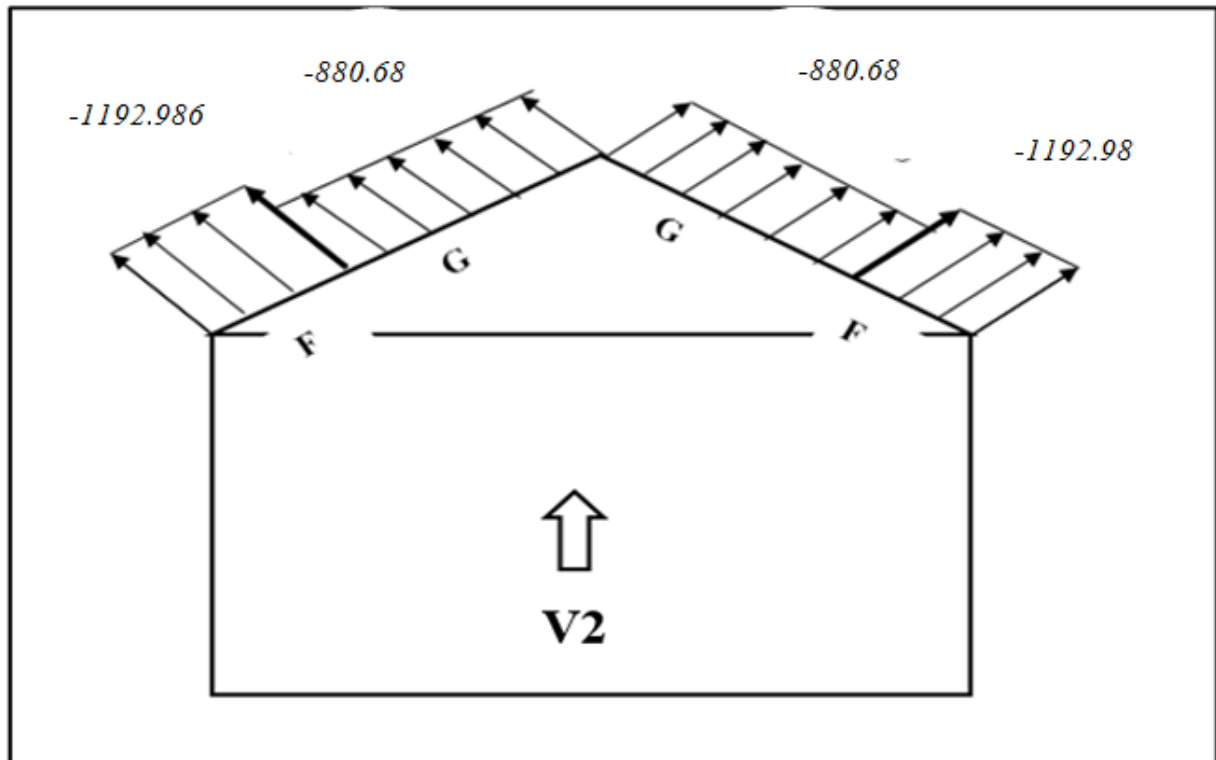


Figure II.14 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2

2. Action d'ensemble

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de

construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

$$\text{Forces extérieures : } F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{réf}$$

$$\text{Forces intérieures : } F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{réf}$$

$$\text{Force de frottement : } F_{fr} = C_{fr} \times q_q(Z_e) \times A_{fr}$$

Où :

W_e : est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

W_i : est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la Hauteur Z_i donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

A_{ref} : est l'aire de référence de la surface élémentaire.

C_{fr} : est le coefficient de frottement.

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

Z_e ; Z_i respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures ;

(Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

2.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1)

a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \quad \text{Avec} \quad C_d = 1 \text{ et } W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

Calcul de la pression extérieure W_e :

Zone	$Q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	W_e [kN/m ²]
D	980.62	+0.8	+0.784
E	980.62	-0.3	-0.294
F	1041	-1.454	-1.513
G	1041	-1.848	-1.923
H	1041	-0.697	-0.725
I	1041	-0.597	-0.621

Tableau II.16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Element	ZONE	C_d	W_e [KN/m ²]	A_{ref} [m] ²	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]	
Parois .V	D	1	+0.784	207	+162.288	0	
Parois .V	E	1	-0.294	207	-60.85	0	
Toiture	F	1	-0.513	10	0	-15.13	
Toiture	G	1	-1.923	13	0	-24.99	
Toiture	H	1	-0.725	92	0	-66.7	
Toiture	I	1	-0.621	368	0	-228.528	
					$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	+101.438	-335.357

Tableau II.17: les résultats de calcul de la force extérieure $F_{w,e}$, correspondant à chaque zone.

b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$:

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{ref} \text{ Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

Calcul de la pression intérieure W_i :

Zone	$Q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pi}	W_i [N/m ²]
D	980.62	-0.15	-0.147
E	980.62	-0.15	-0.147
F	1041	-0.15	-0.156
G	1041	-0.15	-0.156
H	1041	-0.15	-0.156
I	1041	-0.15	-0.156

Tableau II.18: Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Element	ZONE	C_d	W_i [KN/m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	1	-0.147	207	-30.429	0
Parois .V	E	1	-0.147	207	-30.429	0
Toiture	F	1	-0.156	10	0	-1.56
Toiture	G	1	-0.156	13	0	-2.088
Toiture	H	1	-0.156	92	0	-14.352
Toiture	I	1	-0.156	368	0	-57.408
				$F_{w,i}$ [KN] (résultante)	-60.858	-75.348

Tableau II.19 : les résultats de calcul de la force intérieure $F_{w,i}$, correspondant à chaque zone.

c) Détermination de la force de frottement F_{fr} :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon

- **Calcul des surfaces parallèles au vent :**

La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi}} = [(8 \times 42) \times 2]$$

$$S_{\text{paroi}} = 672 \text{ m}^2.$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \frac{2}{\sin 9.86} \times 2 \times 42$$

$$S_{\text{toit}} = 981.308 \text{ m}^2$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 672 + 981.308$$

$$S = 1653.308 \text{ m}^2.$$

- **Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :**

La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(8 \times 23) + (2 \times 11.5)] \times 2$$

$$S_{\text{pignons}} = 414 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013)

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $[N/m^2] \leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent

$$S = 1653.308 \text{ m}^2 \leq 4 \times 414 \text{ m}^2 = 1656 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

=> Donc on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité longitudinale (petite face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent VI et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci -de sous:

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	+101.438	0
$F_{w,e}$	0	-335.357
$F_{w,i}$	-60.858	0
$F_{w,i}$	0	-75.348
F_{fr}	0	0
Résultante $F_{w,H}$	+40.091	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-410.705

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V_1 .

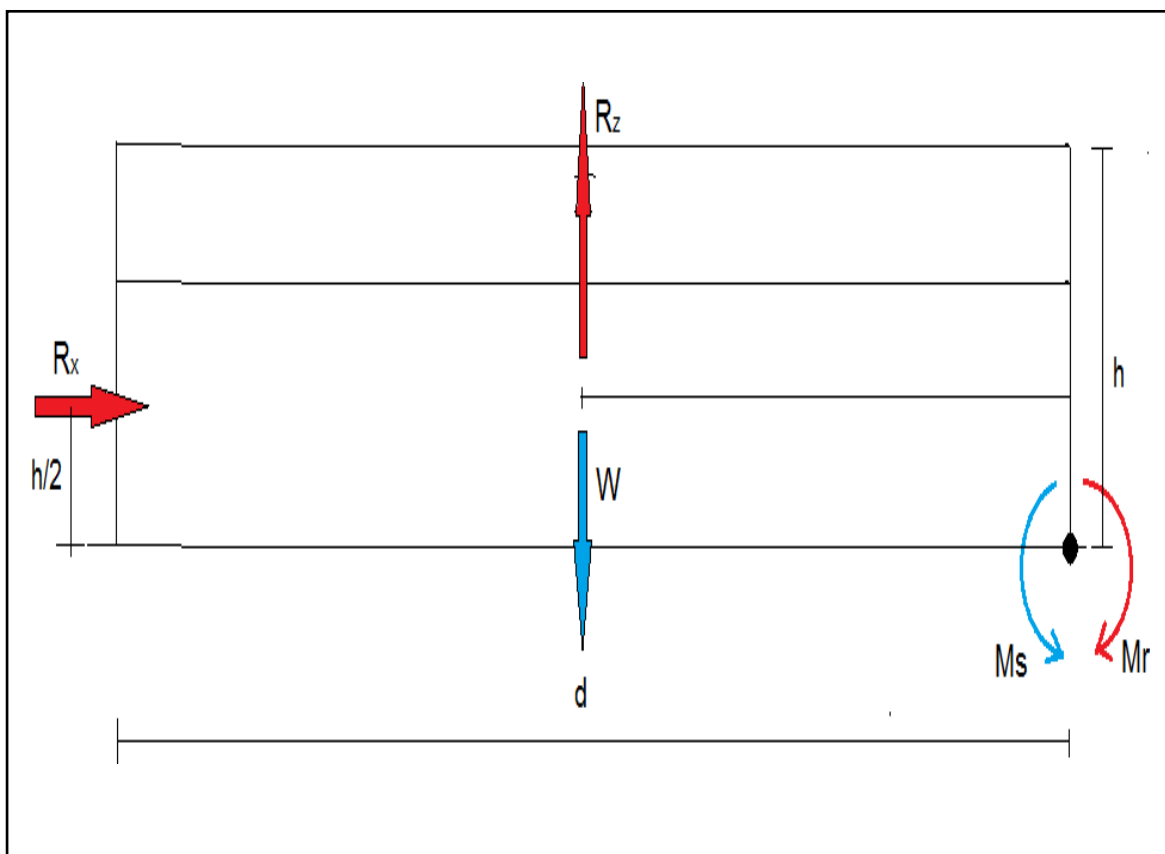


Figure II.15 : stabilité longitudinale.

e) Calcul du moment de renversement

$$Mr = \left(F_{w;H} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{w;v} \times \frac{d}{2} \right)$$

$$Mr = \left(40.58 \times \frac{10}{2} \right) + \left(-410.705 \times \frac{42}{2} \right)$$

$$Mr = -8827.705 \text{KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar estimé)

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{str}$$

$$w = 0.5 \times 2066.28$$

$$w = 1033.14 \text{ KN}$$

$$M_s = 1033.14 \times \frac{42}{2}$$

$$M_s = 21695.94 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 21695.94 \text{ KN.m} > M_r = -8825.705 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ La stabilité longitudinale est vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar)

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

w : poids total de la surface du hangar (chapitre 4)

$$w = 1875.22 \text{ KN}$$

$$M_s = 1875.22 \times \frac{42}{2}$$

$$M_s = 39379.62 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 39379.62 \text{ KN.m} > M_r = -8825.705 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ La stabilité longitudinale est vérifiée

2.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V₂)

a) Détermination de la force extérieure F_{w,e}

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \text{ Avec } C_d = 1 \text{ et } W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

Calcul de la pression extérieure W_e

Zone	$Q_P(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	W_e [KN/m ²]
D	980.62	+0.8	0.784
E	980.62	-0.3	-0.294
F	1041	-1.31	-1.364
	1041	+0.097	0.101
G	1041	-1.01	-1.051
	1041	+0.097	0.101
H	1041	-0.454	-0.473
	1041	+0.097	0.101
I	1041	-0.502	-0.523
J	1041	-0.357	-0.372
		-0.019	-0.019

Tableau II.21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$

Element	ZONE	C_d	W_e [KN/m ²]	Aréf [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois .V	D	1	0.784	336	263.424	0
Parois .V	E	1	-0.294	336	-98.784	0
Toiture	F	1	-1.364	10	0	-13.64
			0.101		0	1.01
Toiture	G	1	-1.051	64	0	-67.264
			0.101		0	6.464
Toiture	H	1	-0.473	399	0	-188.727
			0.101		0	40.299
Toiture	I	1	-0.523	84	0	-43.932
Toiture	J	1	-0.372	399	0	-148.428
			-0.019		0	-7.581
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	164.637	-461.991
						-3.74

Tableau II.22: les résultats de calcul de la force extérieure $F_{w,e}$, correspondant à chaque zone

b) Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = \sum W_i \times A_{réf} \text{ Avec } W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

Calcul de la pression intérieure W_i :

Zone	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	980.62	-0.164	-0.160
E	980.62	-0.164	-0.160
F	1041	-0.164	-0.170
G	1041	-0.164	-0.170
H	1041	-0.164	-0.170
I	1041	-0.164	-0.170
J	1041	-0.164	-0.170

Tableau II.23 : Les résultats de calcul de la pression intérieure

W_i , correspondant à chaque zone.

Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Element	ZONE	C_d	W_i [KN/m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w,i}$ [KN]	
Parois .V	D	1	-0.160	336	-53.76	0	
Parois .V	E	1	-0.160	336	-53.76	0	
Toiture	F	1	-0.170	10	0	-1.7	
Toiture	G	1	-0.170	64	0	-10.88	
Toiture	H	1	-0.170	399	0	-67.83	
Toiture	I	1	-0.170	84	0	-14.28	
Toiture	J	1	-0.076	399	0	-67.83	
					$F_{w,i}$ [KN] (résultante)	-107.52	-162.52

Tableau II.24 : les résultats de calcul de la force intérieure $F_{w,i}$, correspondant à chaque zone

c) Détermination de la force de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan:

La surface des deux pignons :

$$S_{\text{Pignons}} = [(23 \times 8) + (11.5 \times 2)] \times 2 = 414 \text{ m}^2$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent :

- **Calcul des surfaces parallèles au vent**

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$S_{\text{toit}} = \frac{2}{\sin 9.86} \times 2 \times 42$$

$$S_{\text{toit}} = 981.308 \text{ m}^2$$

- **Calcul des surfaces des deux parois verticales (long-pan) :**

$$S_{\text{parois verticales}} = [(42 \times 8)] \times 2$$

$$S_{\text{parois verticales}} = 672 \text{ m}^2.$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 672 + 981.308$$

$$S = 1653.308 \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$\text{L'aire totale des surfaces parallèles au vent} \leq 4 \times \text{l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent}$$

$$S = 1653.308 \text{ m}^2 < 4 \times 414 \text{ m}^2 = 1656 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

=> Donc on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long pan.

d) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité transversal (grande face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement

Correspondant à la direction du vent V2 et les résultantes horizontales et

Verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous:

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w,e}$	164.64	0
$F_{w,e}$	0	-461.991
		44.14
$F_{w,i}$	-107.52	0
$F_{w,i}$	0	-162.52
F_{fr}	0	0
Résultante $F_{w,H}$	57.12	0
Résultante $F_{w,V}$	0	-804.511
		-118.38

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V_2

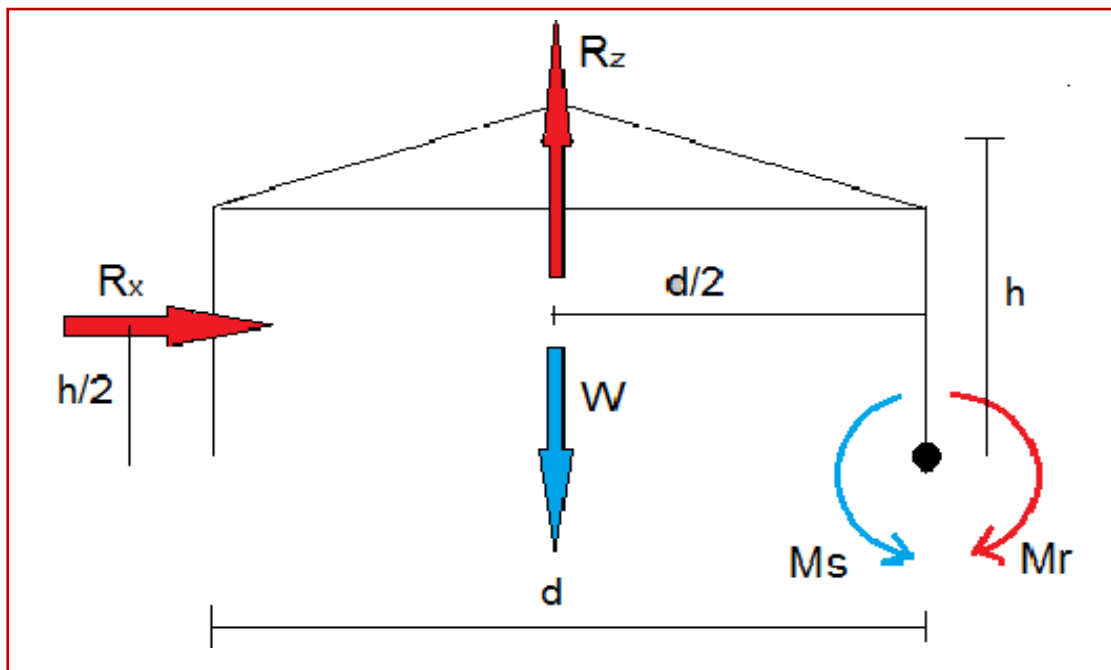


Figure II.16 : stabilité transversale.

e) Calcul du moment de renversement :

$$M_r = \left(F_{w,H} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{w,v} \times \frac{d}{2} \right)$$

$$M_r = \left(57.12 \times \frac{10}{2} \right) + \left(-804.511 \times \frac{23}{2} \right)$$

$$M_r = -9537.476 \text{KN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du hangar) :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec :

w : poids total de la surface du hangar multiple ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{str}$$

$$w = 0.5 \times 2066.28$$

$$w = 1033 \text{ KN}$$

$$M_s = 1033 \times \frac{23}{2}$$

$$M_s = 11879.5 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 11879.5 \text{ KN.m} > M_r = -9537.476 \text{ KN.m}$La stabilité transversale est vérifiée

Calcul du moment stabilisant (avec le poids propre calculé du hangar) : chapitre 4

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

w : poids total de la surface du hangar

$$w = 1875.22 \text{ KN}$$

$$M_s = 1875.22 \times \frac{23}{2}$$

$$M_s = 21565.03 \text{ KN.m}$$

D'où :

$M_s = 21565.03 \text{ KN.m} > M_r = -9537.476 \text{ KN.m}$La stabilité transversale est vérifiée

3. Action de la neige :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions à Tizi-Ouzou usitées à une altitude inférieure ou égale à 300 m. (Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2)

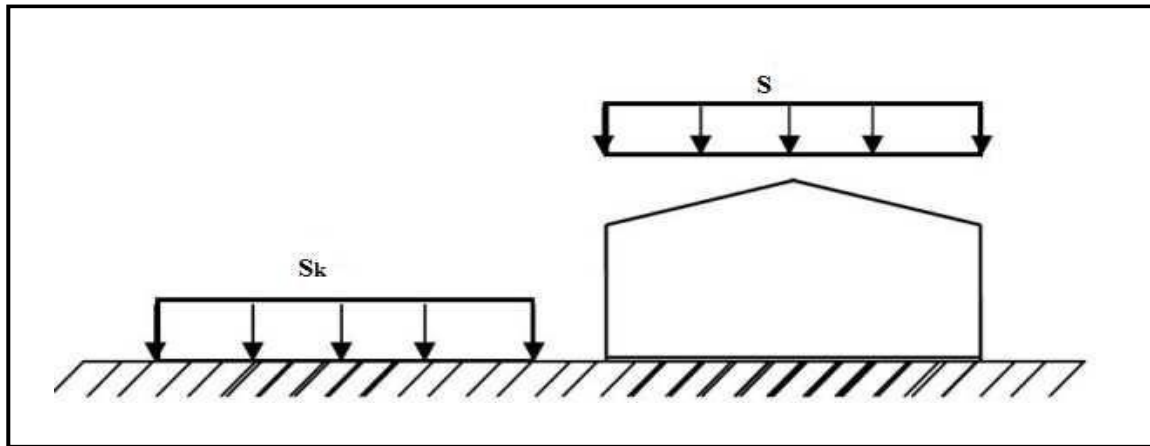


Figure II.17 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

3.1 La charge de neige sur le sol

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

Dans notre cas :

Le projet est implanté à Tizi-Ouzou qui est classée en zone 1 selon la Classification de (L'annexe 1 RNVA2013).

Altitude géographique : $H_G=300m$

Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$s_k = \frac{0.07 \times H_g + 15}{100} [KN/m^2] \text{ (RNVA2013. Partie I.4)}$$

A.N :

$$s_k = \frac{0.07 \times 300 + 15}{100}$$

$$s_k = 0.36 [KN/m^2]$$

3.2 Coefficient de forme de la toiture :

Il est en fonction de la forme de la toiture.

D'où $0 \leq \alpha = 9.86^\circ \leq 30^\circ$

On opte pour le coefficient $\mu_1 = 0.8$. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2).

3.3 Calcul des charges de neige sur la toiture

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

$$S = \mu \cdot S_K [kN/m^2]$$

Projection horizontal:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K \rightarrow S_1 = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

$$S_1 = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

Suivant long pan:

$$S_2 = 0.288 \cos 9.86 = 0.283 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 0.28 \text{ KN/m}^2$$

Charge de neige repartie avec redistribution par le vent:

$$0.5 S = 0.5 \times 0.288 = 0.144 \text{ KN/m}^2$$

La force de frottement:

$$S_1 + S_2 = [(42 \times 8) + 11.5 / \cos 9.86 \times 42] = 689.24 \text{ m}^2$$

$$S_3 = [(23 \times 8) + (11.5 \times 2)] = 207 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 < 4S_3 = 832 \text{ m}^2 \longrightarrow \text{la force de frottement est négligeable.}$$

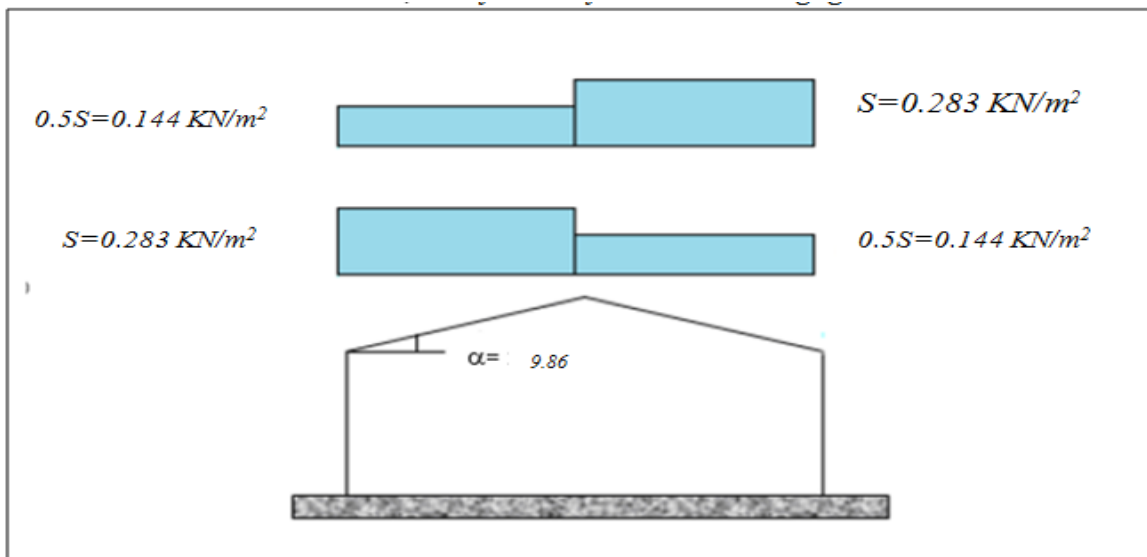


Figure II.18 : Charges de neige avec redistribution par le vent.

1. Introduction

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode3

2. Etude des pannes

2.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (H), soit en profilés formés à froid en (Z), (U),(C) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide' échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

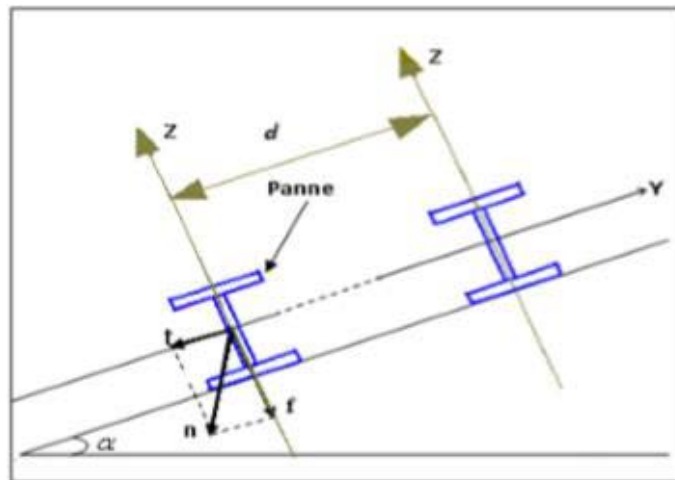


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Les données :

- Espacement entre chaque panne $e = 1.6m$
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$.
- On dispose de 7lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha = 9.86^\circ$
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m²
- Poids propre de la panne (estimé).....12kg/ml

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)
- $E = 21000 \text{ da/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinal de l'acier)

2.2 Principe de dimensionnement

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

Elles sont en effet soumises à :

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

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

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

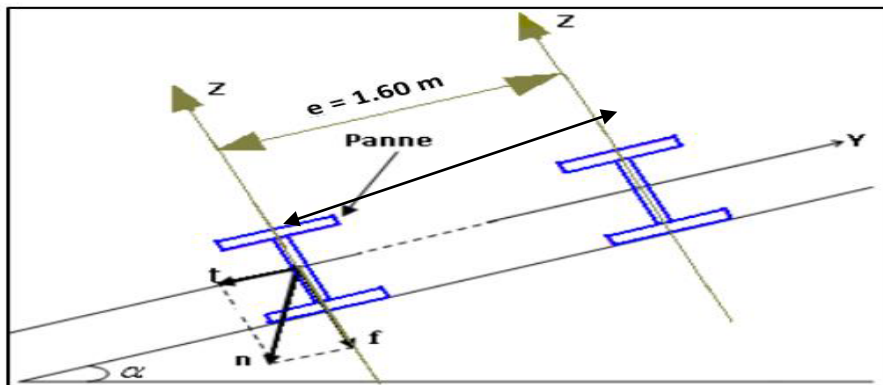


Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes.

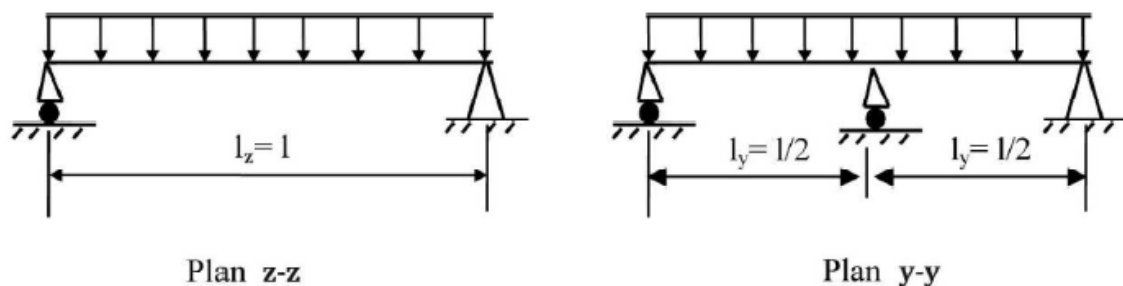


Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

2.3 Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) :
Elles comprennent le poids propre de la

Couverture et accessoires de pose,

Ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times e + p_{\text{panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 1.6 + 12$$

$$G = 39.2 \text{ daN/ml.}$$

Surcharges d'entretien (E) :

$$E = 100 \text{ daN/ml.} \longrightarrow \text{à ELU}$$

$$E_s = 45.38 \text{ daN/ml.} \longrightarrow \text{à ELS (la flèche)}$$

Surcharges du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent

(zone G : vent de soulèvement)

$W = -176.7 \text{ daN/m}^2$ (la charge la plus défavorable)

$$W = -176.7 \times 1.6 = -282.7 \text{ daN/ml}$$

$$W = -282.7 \text{ daN/ml.}$$

Surcharges de la neige (s) :

La surcharge de neige est en fonction de site

d'implantation de la construction

(Région, altitude) et de la forme de toiture.

$$S = 28.3 \times 1.6 = 45.28 \text{ daN/ml}$$

$$S = 45.28 \text{ daN/ml}$$

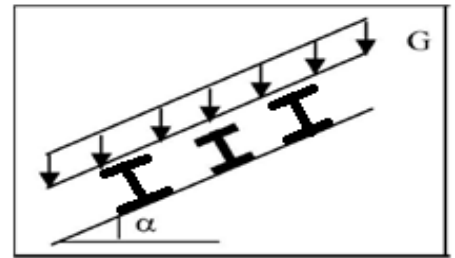


Figure III. 4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

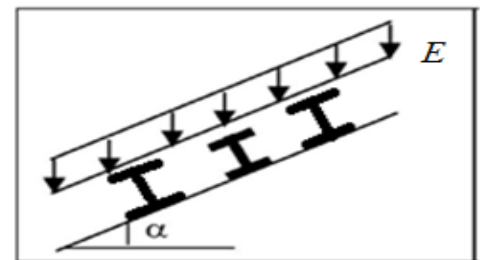


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges d'entretien E sur les pannes.

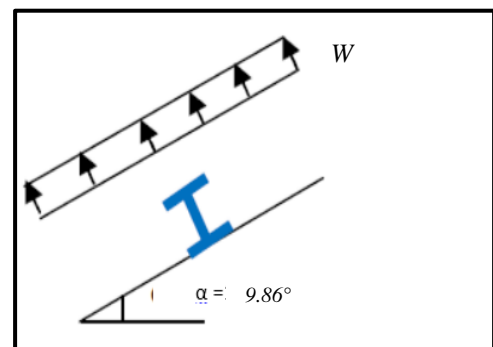


Figure III.6 : Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.

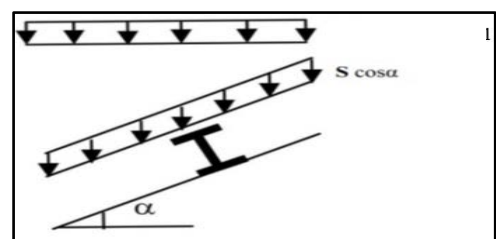


Figure III.7 : Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.

Remarque :

Pour la surcharge d'entretien E_s (la flèche), on l'avait calculé comme suit :

$$F_p = \frac{8.625}{243} \times \frac{pl^3}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{q_E \times l^4}{EI_y}$$

$$Tq \text{ on prend : } \frac{8.625}{243} = a, \text{ et } \frac{5}{384} = b$$

$$\text{Donc : } a.p = b.q_E.l$$

$$q_E = E_s = 45.38 \text{ daN/ml}$$

pour les calcul qui vient par la suite on a combiné les effets (moments) pas les charges.

2.4 les charges et les surcharges appliquées

$$G = 39.2 \text{ daN/ml.}$$

$$E = 100 \text{ daN/ml.} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$E_s = 45.38 \text{ daN/ml} \longrightarrow \text{ELS}$$

$$W = -282.7 \text{ daN/ml.}$$

$$S = 45.28 \text{ daN/ml}$$

➤ Axe z-z

$$G_z = G \cos \alpha = 39.2 \times \cos 9.86 = 38.62 \text{ daN/ml.}$$

$$W_z = W = -282.7 \text{ daN/ml.}$$

$$E_z = P \cos \alpha = 100 \times \cos 9.86 = 98.52 \text{ daN/ml.}$$

$$E_{sz} = 45.38 \times \cos 9.86 = 44.70 \text{ daN/ml.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 45.28 \times \cos 9.86 = 44.61 \text{ daN/ml.}$$

➤ Axe y-y

$$G_z = G \sin \alpha = 6.71 \text{ daN/ml.}$$

$$W_z = W = 0 \text{ daN/ml.}$$

$$E_z = P \sin \alpha = 17.12 \text{ daN/ml.}$$

$$E_{sz} = 45.38 \times \sin 9.86 = 7.77 \text{ daN/ml.}$$

$$S_z = S \sin \alpha = 7.75 \text{ daN/ml.}$$

2.5 Combinaison des charges

2.5.1 à l'ELU

Combinaison 1

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow M_{quz1} = 1.35M_{Gz} + 1.5M_{Ez} = 1.35 \frac{38.62 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{98.52 \times 6}{3} = 530.17 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow M_{quy1} = 1.35M_{Gy} + 1.5M_{Ey} = 1.35 \frac{6.71 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{17.12 \times 6}{3} = 92.12 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

Combinaison 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow M_{quz2} = 1.35M_{Gz} + 1.5M_{Sz} = 1.35 \frac{38.62 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{44.61 \times 6^2}{8} = 535.7 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow M_{quy2} = 1.35M_{Gy} + 1.5M_{Sy} = 1.35 \frac{6.71 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{7.75 \times 6^2}{8} = 75 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

Combinaison 3

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow M_{quz3} = 1.35M_{Gz} + 1.5M_{Wz} = 1.35 \frac{38.62 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{-282.7 \times 6^2}{8} = -1734.43 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow M_{quy3} = 1.35M_{Gy} + 1.5M_{Wy} = 1.35 \frac{6.71 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{0 \times 6^2}{8} = 30.19 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

2.5.2 à l'ELS

Combinaison 1

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow Q_{sd1} = G_z + E_z = 38.62 + 44.70 = 83.32 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow Q_{sd1} = G_y + E_y = 6.71 + 7.77 = 14.48 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

Combinaison 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow Q_{sd2} = G_z + S_z = 38.62 + 44.61 = 83.23 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow Q_{sd2} = G_y + S_y = 6.71 + 7.75 = 14.46 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

Combinaison 3

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } (z-z) \longrightarrow Q_{sd3} = G_z + W_z = 38.62 - 282.7 = -244.08 \text{ daN /ml.} \\ \text{➤ } (y-y) \longrightarrow Q_{sd3} = G_y + W_y = 6.71 - 0 = 6.71 \text{ daN /ml.} \end{array} \right.$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie. donc la flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{L}{200}$

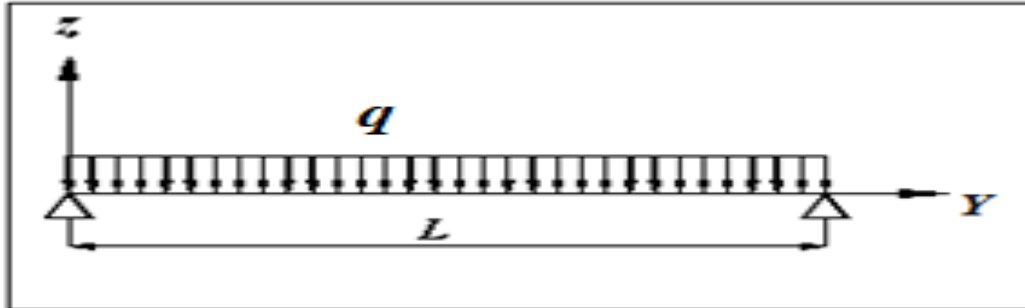


Figure III.8 : Répartition des charges sur les pannes.

➤ *Suivant Z-Z*

$$f = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} < f_{adm} \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5q_z l^4}{384 \times E} = \frac{5 \times 244.08 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 2100000} = 653.78 \text{ cm}^4$$

$I_y > 653.78 \text{ cm}^4$ → Donc l'IPE qui correspond est l'IPE160

Les caractéristiques et les dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$G(\text{Kg/m})$
160	52	5	7.4	9	127.2	15.8
$A(\text{cm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$i_z(\text{cm})$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
20.1	869	6.58	124	68.3	1.84	26.1

Tab.III-1 : Caractéristique et dimension d'IPE 160

- **Poid propre réel**

$$G = (12+5)1.6 + 15.8 = 43 \text{ Kg/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_z = 43 \cos 9.86 = 42.36 \text{ Kg/ml} \\ G_y = 43 \sin 9.86 = 7.36 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons les plus défavorables**

A l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_z = G_z - W_z = 42.36 - 282.7 = -240.34 \text{ Kg/ml} \\ Q_y = G_y - W_y = 7.36 - 0 = 7.36 \end{array} \right.$$

➤ **Flèche Suivant Z-Z :**

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 2.4 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 869} = 2.2 < 3\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

➤ **Flèche Suivant Y-Y :**

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0.073 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 68.3} = 0.85 < 3\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

2.6 Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU

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

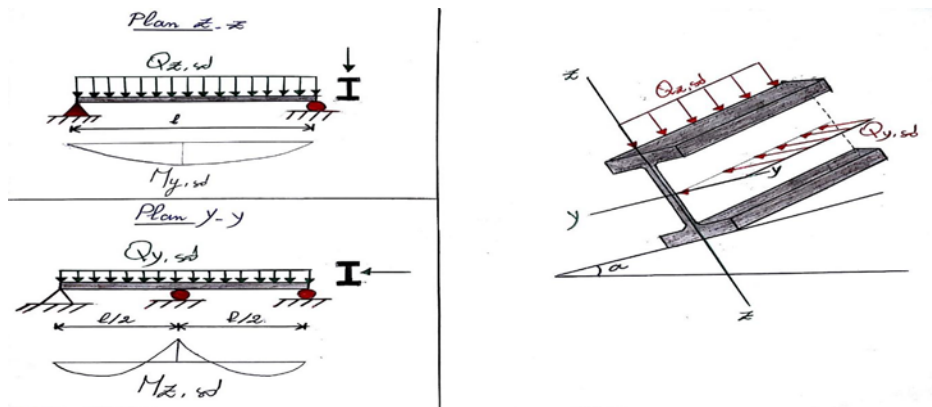


Figure III.9 : Panne de toiture en flexion.

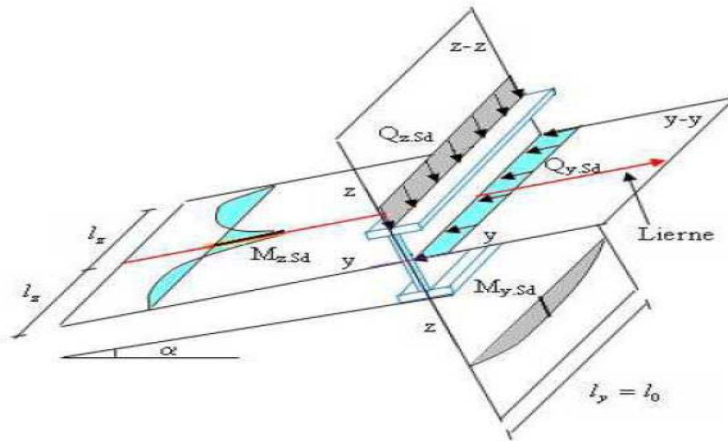


Figure III.10 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \alpha = 2 \quad \beta = 1$$

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ $n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$

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

Le profile IPE160 est de classe 1

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 2350}{1.1} \rightarrow M_{pl,y,Rd} = 264909.1 \text{ daN.cm}$$

$$= 2649.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 2350}{1.1} \rightarrow M_{pl,z,Rd} = 55759.1 \text{ daN.cm}$$

$$= 557.59 \text{ daN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{1743.43}{2649.09} \right]^2 + \left[\frac{30.19}{557.59} \right]^1 = 0.48 \leq 1 \text{ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

2.7 Vérification de la résistance à l'effort tranchant :(cisaillement)

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

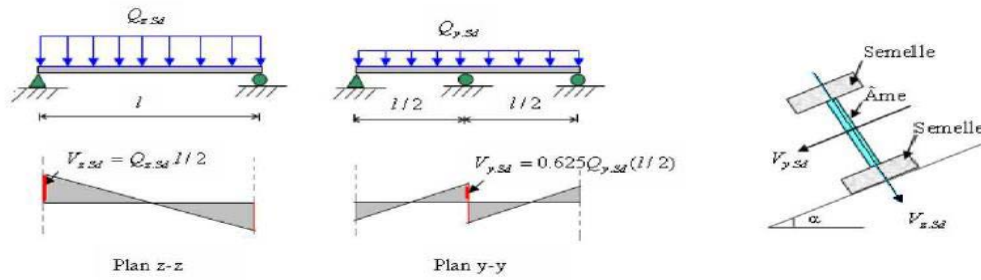


Figure III.11 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

Combinaison 1

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ (z-z)} \rightarrow V_{z1} = 1.35VG_z + 1.5VE_z = 1.35 \frac{42.36 \times 6}{2} + 1.5 \times 98.52 = 319.33 \text{ daN} . \\ \text{➤ (y-y)} \rightarrow V_{y1} = 1.35VG_y + 1.5VE_y = 1.35 \frac{7.36 \times 6}{2} + 1.5 \times 17.12 = 55.48 \text{ daN} . \end{array} \right.$$

Combinaison 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ (z-z)} \rightarrow V_{z2} = 1.35VG_z + 1.5VS_z = 372.30 \text{ daN} . \\ \text{➤ (y-y)} \rightarrow V_{y2} = 1.35VG_y + 1.5VS_y = 65.13 \text{ daN} . \end{array} \right.$$

Combinaison 3

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ (z-z)} \rightarrow V_{z3} = VG_z - 1.5W_z = -1145.07 \text{ daN} . \\ \text{➤ (y-y)} \rightarrow V_{y3} = VG_y - 1.5W_y = 22.08 \text{ daN} . \end{array} \right\} \text{ plus défavorable}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Donc :
$$V_{plz,rd} = \frac{9.66 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} \rightarrow V_{plz,rd} = 11914.93 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{10.44 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} \rightarrow V_{ply,rd} = 12892.27 \text{ daN}$$

$$V_z = -1145.07 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 11914.93 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$V_y = 22.08 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 12892.27 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

2. 8 Vérification au déversement (moment fléchissant)

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

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

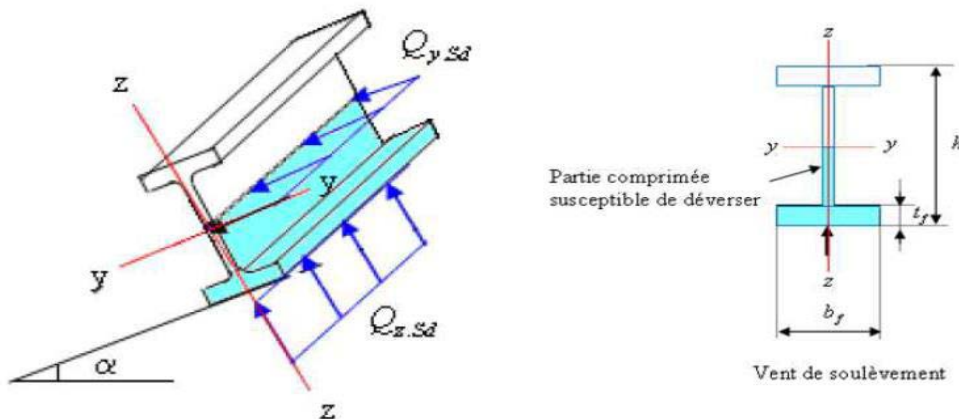


Figure III.12: Déversement d'une panne de toiture.

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

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1.0$$

$$M_{sd \max} \leq M_{b \ rd} \quad (\text{Eco 03 page 150})$$

$$M_{sd \max} = M_{y,sd} = 1743.43 \text{ daN.m}$$

$$M_{b \ rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec : } \beta_w = 1 \\ \gamma_1 = 1.1 \end{array} \right\} \text{ pour les sections de classe 1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{ct \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 163.41$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [Bw]^{0.25} = 1.74 > 0.4 \quad \longrightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \alpha_{LT} = 0.21 \end{cases}$$

Donc $\varphi_{LT} = 4.35$ et $\chi_{LT} = 0.1199$

$$M_{b\ rd} = 0.1199 \times 1 \times 2649.09 = 317.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd\ max} = 1743.43 > M_{b\ rd} = 317.71 \text{ daN.m} \quad \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion:

Il y a risque d'instabilité au déversement, et pour résoudre ce problème, on peut choisir un profilé plus important par exemple un **IPE 200**.

<i>h(mm)</i>	<i>b(mm)</i>	<i>t_w(mm)</i>	<i>t_f(mm)</i>	<i>r(mm)</i>	<i>d(mm)</i>	<i>G(Kg/m)</i>
200	100	5.6	8.5	12	159	22.4
<i>A(cm²)</i>	<i>I_y(cm⁴)</i>	<i>i_y(cm)</i>	<i>W_{pl,y}(cm³)</i>	<i>I_z(cm⁴)</i>	<i>i_z(cm)</i>	<i>W_{pl,z}(cm³)</i>
28.5	1943	8.26	221	142	2.24	44.6

Tab.III-2 : Caractéristique et dimension d'IPE 200

- **Poid propre réel :**

$$G = (12+5)1.6 + 22.4 = 49.6 \text{ Kg/ml}$$

$$\begin{cases} G_z = 49.6 \cos 9.86 = 48.86 \text{ Kg/ml} \\ G_y = 49.6 \sin 9.86 = 8.49 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

- **Combinaisons les plus défavorables**

A l'ELS

$$\begin{cases} Q_z = G_z - W_z = 48.86 - 282.7 = -233.48 \text{ Kg/ml} \\ Q_y = G_y - W_y = 8.49 - 0 = 8.49 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

➤ **Flèche Suivant Z-Z :**

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 2.3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1943} = 0.95 < 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Flèche Suivant Y-Y :**

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0.084 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 142} = 0.47 < 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.9 Vérification de la flèche: (ELS)

$$f = \frac{5 \times q_{sd} L^4}{384 \times E \times I_z} f_{adm} \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{y,sd} L^4}{384 \times E I_z} = \frac{5 \times 0.17 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 100.81} = 0.013 \text{ m}$$

$$f_y = 1.3 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow f_y \text{ est vérifiée}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 1.872 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 13.17} = 0.011 \text{ m}$$

$$f_z = 1.1 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow f_z \text{ est vérifiée}$$

Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU:

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{pl,y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{pl,z.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Le profile IPE200 est de classe 1

$$\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow (z-z) \rightarrow M_{quz3} = 1.35M_{Gz} + 1.5M_{Wz} = 1.35 \frac{48.86 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{-282.7 \times 6^2}{8} = -1611.4 \text{ daN/ml.} \\ \rightarrow (y-y) \rightarrow M_{qu3} = 1.35M_{Gy} + 1.5M_{Wy} = 1.35 \frac{8.49 \times 6^2}{8} + 1.5 \frac{0 \times 6^2}{8} = 51.57 \text{ daN/ml.} \end{array} \right.$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 2350}{1.1} \rightarrow M_{pl,y,rd} = 472136.36 \text{ daN.cm} \\ = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} f_z}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 2350}{1.1} \rightarrow M_{pl,z,rd} = 95281.81 \text{ daN.cm} \\ = 952.81 \text{ daN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{1611.4}{4721.36} \right]^2 + \left[\frac{51.57}{952.81} \right]^1 = 0.17 \leq 1 \text{ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

Vérification de la résistance à l'effort tranchant :(cisaillement)

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow (z-z) \rightarrow V_{z3} = VG_z - 1.5W_z = -1125.57 \text{ daN} \\ \rightarrow (y-y) \rightarrow V_{y3} = VG_y - 1.5W_y = 25.47 \text{ daN} \end{array} \right\} \text{ plus défavorable}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Donc : } V_{plz,rd} = \frac{14 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} \rightarrow V_{plz,rd} = 17268.02 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{14.5 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} \rightarrow V_{ply,rd} = 17884.7 \text{ daN}$$

$$V_z = -1125.57 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 17268.02 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$V_y = 25.47 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 17884.7 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification au déversement (moment fléchissant) :

$$M_{sd \max} \leq M_{b \text{ rd}} \quad (\text{Eco 03 page 150})$$

$$M_{sd \max} = M_{y \text{ sd}} = 1611.4 \text{ m}$$

$$M_{b \text{ rd}} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec : } \beta_w = 1 \\ \gamma_1 = 1.1 \end{array} \right\} \text{ pour les sections de classe 1}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{l}{i_z}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l}{i_z} = 98.985$$

$$\varphi_{LT} = \frac{1}{\sqrt{ct \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [BW]^{0.25} = 1.054 > 0.4 \longrightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \alpha_{LT} = 0.21 \end{cases}$$

Donc $\varphi_{LT} = 4.35$ et $\chi_{LT} = 0.6306$

$$M_{b\ rd} = 0.6306 \times 1 \times 4721 = 2977.290 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd\ max} = 1611.4 < M_{b\ rd} = 2977.29 \text{ daN.m} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification de la flèche: (ELS)

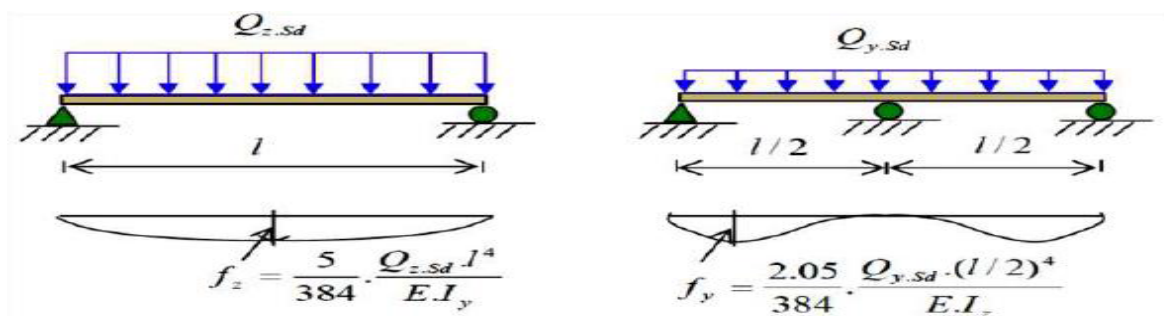


Figure III.13 : Vérification de la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ (z-z)} \longrightarrow Q_{sd3} = G_z + W_z = 48.86 - 282.7 = -233.84 \text{ daN/ml.} \\ \text{➤ (y-y)} \longrightarrow Q_{sd3} = G_y + W_y = 8.49 - 0 = 8.49 \text{ daN/ml.} \end{array} \right.$$

➤ **Flèche Suivant Z-Z :**

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

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 2.3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 1943} = 0.95 < 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Flèche Suivant Y-Y :**

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.5q_y l^4}{384EI_z} = \frac{2.5 \times 0.084 \times 10^{-2} \times 600/2^4}{384 \times 21000 \times 142} = 0.014 < 1.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Conclusion :

Après avoir fait les vérifications à la résistance et à la flèche, on constate qu'on doit utiliser le profil **IPE 200** comme des pannes isostatiques avec lierne.

3. Etude des lierne de la toiture :

3.1 Définition :

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

Les liernes des pannes ont les fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral.

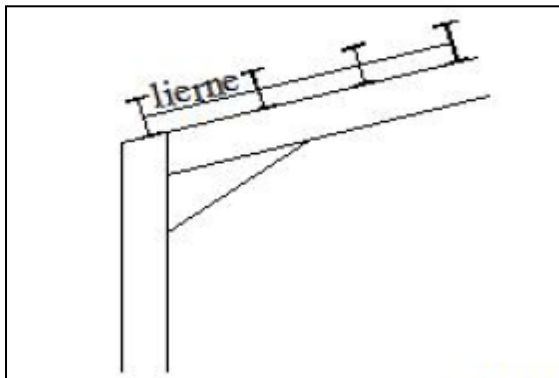
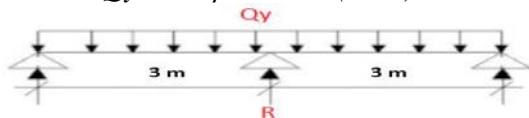


Figure III.14 : Dispositions des liernes.

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

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

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times l / 2 = 1.25 (8.49) \times 3 = 31.83 \text{ daN}$$



Avec : $Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 8.49 \text{ daN/ml}$.

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

$$T1 = R / 2 = 31.8 / 2 = 15.9 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2, L3, L4, L5, L6.

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

$$T2 = R + T1 = 31.8 + 15.9 = 47.7 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 31.8 + 47.4 = 79.5 \text{ daN}$$

$$T4 = R + T3 = 31.8 + 79.5 = 111.3 \text{ daN}$$

$$T5 = R + T4 = 31.8 + 111.3 = 143.1 \text{ daN}$$

$$T6 = R + T5 = 31.8 + 143.1 = 174.9 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L7

$$2T7 \times \sin(\theta) = T6$$

$$T7 = 182.91 \text{ daN Avec : } \theta = \arctg 1.6/3 = 28.56$$

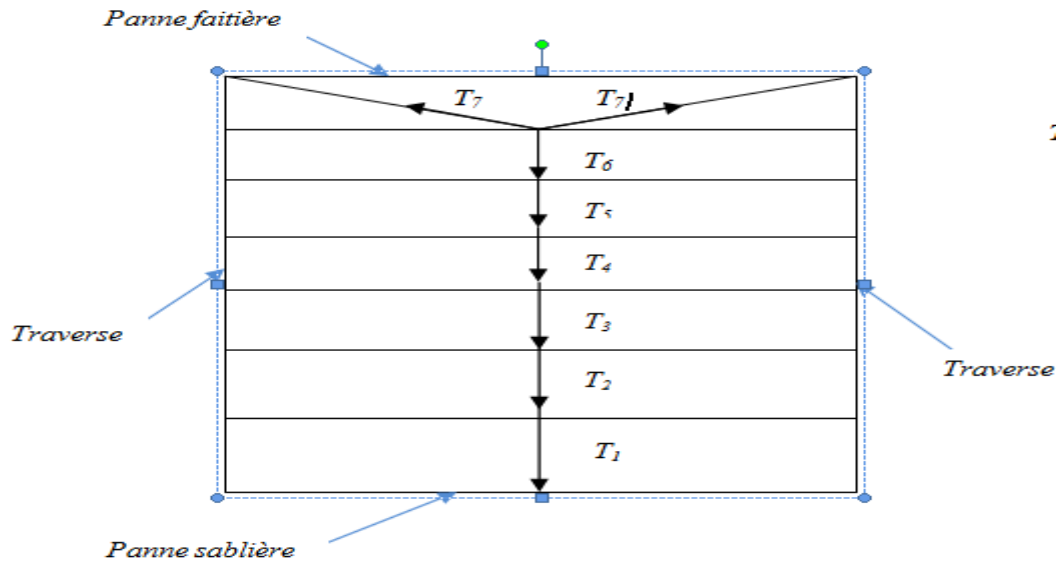


Figure III.15 : Efforts dans les liernes.

3.3 calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_7 :

$$T_7 = N_{sd} = 182.91 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$A \geq N_{sd} \times \gamma_{M0} / f_y = 182.91 \times 1.1 / 2350 = 0.086 \longrightarrow A \approx 0.1 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \times \phi^2 / 4 \geq 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.1}{\pi}} = 0.4 \text{ cm}$$

Pour raison sécuritaire et pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

4. Etude de l'échantignolle :

4.1 Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignoles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

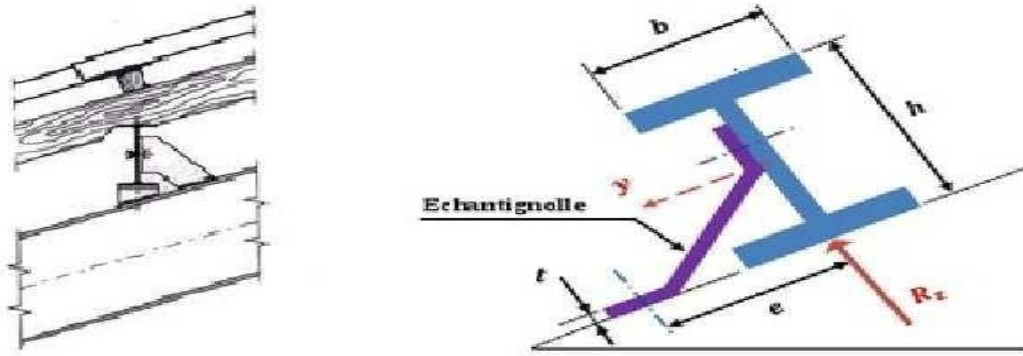


Figure III.16 : Disposition de l'échantignolle.

4.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = - 375.91 \text{ daN/ml.}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +8.36 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour un IPE 200 : b = 10 cm

$10 \leq t \leq 15$ on adopte e = **11cm**

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times l/2 = 375.91 \times 3 = 1127.73 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times l/2 = 8.36 \times 3 = 25.08 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 2255.46 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 50.16 \text{ daN}$$

4.3 Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 2255.46 \times 11 + 50.16 \times 10 = 25311.6 \text{ daN.cm}$$

4.4 Dimensionnement de l'échantignolle

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

$M_R = M_{sd}$(le moment sollicitant)

$M_{el, Rd} = W_{el} \times f_y / \gamma_{M0}$ (le moment de résistance élastique de la section)

4.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$M_{el,Rd} = W_{el} \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$W_{el} = M_R \times \gamma_{M0} / f_y = 1.1 / 2350 = 11.84 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq . e^2 / 6 \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

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

- Traverse IPE 450
- $b = 190 \text{ mm}$.

$$e = \sqrt{(6 \times w_{el} / b)} = \sqrt{(6 \times 11.84 / 19)} = 1.93 \text{ cm}$$

$$e = 19 \text{ mm}$$

5. Etude des lisses de bardages

5.1 Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Elles sont disposées horizontalement à l'entre-axes courants, portant sur les poteaux de portiques ou potelets intermédiaires. Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées.

5.2 Principe de dimensionnement

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y.
De ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale).
Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

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

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

5.3 Vérification de la lisse de long pan

❖ Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 8\text{m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=4$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12kg/m^2

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (IPE140) 12.9kg/ml

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

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

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 12.9$$

$$G = 56.9 \text{ kg/ml}$$

$$G = 56.9 \text{ daN/ml}$$

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

$$V = +945.318 \text{ N/m}^2 = 94.53 \text{ daN/m}^2 \text{(tableau II.14 chapitre 2)}$$

$$V = 94.53 \times 2$$

$$V = 189.06 \text{ daN/ml (pression)}$$

❖ **Combinaison de charges les plus défavorables**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(56.9) \longrightarrow Q_{y, sd} = 76.81 \text{ daN/ml}$$

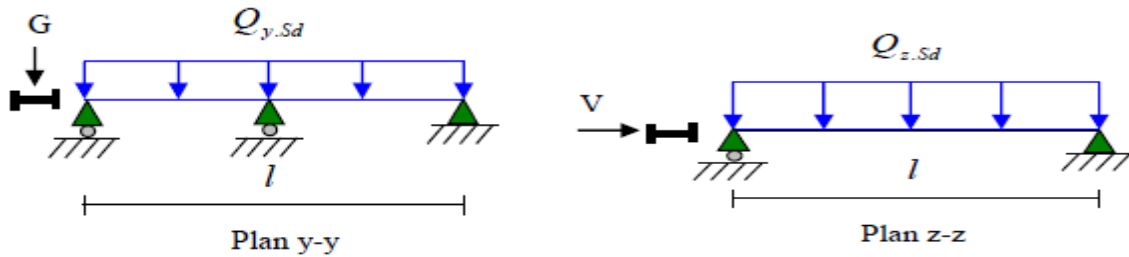


Figure III.17 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(189.06) \longrightarrow Q_{z, sd} = 283.59 \text{ daN/ml}$$

❖ **Vérification à l'état limite ultime (ELU)**

Par tâtonnement on choisit l'IPE 140

Données concernant ce profilé :

<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>t_w</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>G</i> (Kg/m)
140	73	4.7	6.9	7	112.2	12.9
<i>A</i> (cm ²)	<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>i_y</i> (cm)	<i>W_{pl,y}</i> (cm ³)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>i_z</i> (cm)	<i>W_{pl,z}</i> (cm ³)
16.4	541	5.74	88.34	44.92	1.65	19.3

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

la section est de classe 1

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

a) Vérification à la résistance en section :

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

a.1) vérification à la flexion :

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

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

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

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{76.82 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 86.42 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{283.59 \times 6^2}{8} = 1276.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 2350}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1276.16}{1887.26} \right]^2 + \left[\frac{86.42}{412.32} \right] = 0.46 + 0.21 = 0.67 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{283.59 \times 6}{2} = 850.77 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 76.82 \times \frac{6}{2} = 144.04 \text{ daN}$$

$$\text{et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times 2350 \sqrt{3}}{1.1} = 9423.40 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 \times 2350 \sqrt{3}}{1.1} = 10817.65 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 850.77 \text{ daN} \leq V_{plz,Rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 144.04 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 10817.65 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

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

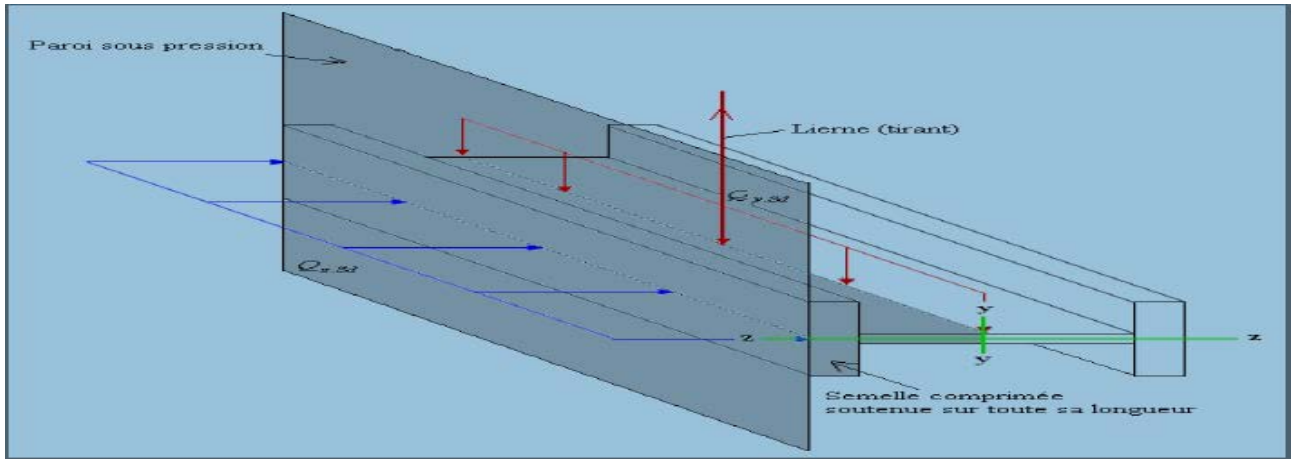


Figure III.18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

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

Vérification de la flèche :

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

$$Q = G + V$$

– Condition de verification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0.17 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.17 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

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

$$f_{adm} = (l/2) / 200 = 300/200 = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.26 \leq f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

La lisse de long pan en **IPE 140** est vérifiée à la sécurité.

5.4 Calculs des liernes de long-pan :

1. Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité :

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

$$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25 (1.35 \times 56.9) \times 3 = 288.05 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 288.05/2 = 144.02 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L₂.

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

$$T_2 = R + T_1 = 288.05 + 144.02 = 432.07 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L₃

$$T_3 = R + T_2 = 288.05 + 432.07 = 720.12 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L₄

$$2T_4 \times \sin(\theta) = T_3$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin \theta = 720.12 / 2 \sin 33.69$$

$$T_3 = 649.11 \text{ daN Avec : } \theta = \text{arc tg} 2/3 = 33.69^\circ$$

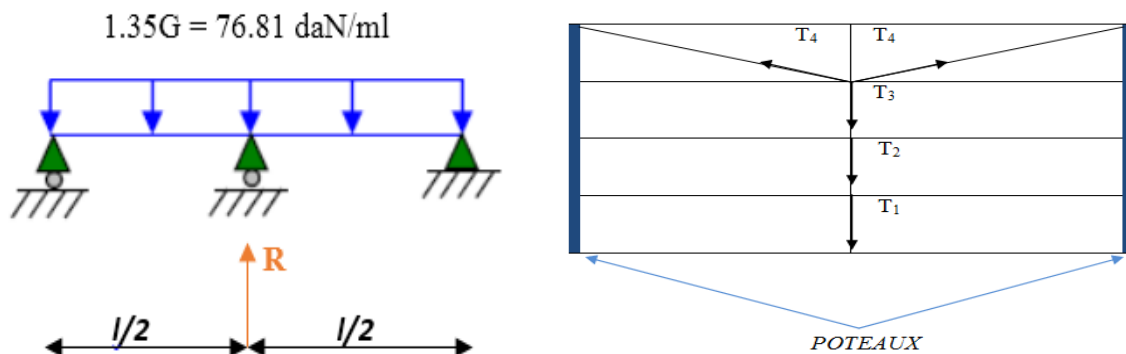


Figure III.19 : Efforts dans les liernes de long-pan .

2. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₂ :

$$T_2 = N_{sd} = 720.12 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$ ↓

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq N_{sd} \times \gamma M_0 / f_y = 720.12 \times 1.1 / 2350 = 0.337 \rightarrow A \geq 0.337 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.337 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.337}{\pi}} = 0.65 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

5.5 Vérification de la lisse de pignon :

On choisit l'IPE 140

❖ Les données

- L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses ($n=4$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (IPE 140)
12.9kg/ml

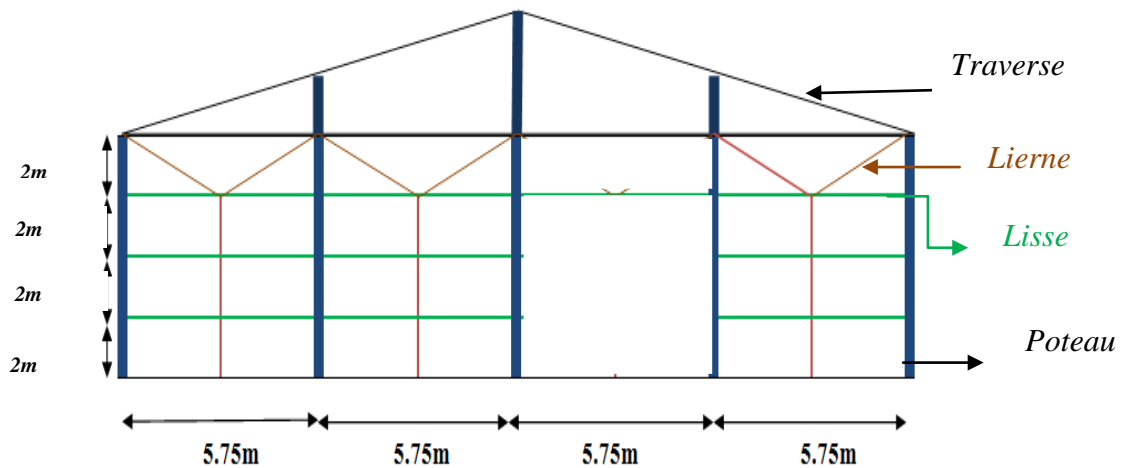


Figure III.20 : Disposition des lisses et des liernes sur le pignon.

❖ Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 12.9$$

$$G = 56.9 \text{ kg/ml}$$

$$G = 56.9 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharges climatiques du vent :

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de : $V = +1004.625 \text{ N/m}^2$ (tableau 12 chapitre II).

$$V = -637.403 \text{ N/m}^2 \text{(dépression).}$$

$$V = 63.74 \times 2$$

$$V = 127.48 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

❖ **Vérification à l'état limite ultime :**

Données concernant ce profilé :

<i>h(mm)</i>	<i>b(mm)</i>	<i>t_w(mm)</i>	<i>t_f(mm)</i>	<i>r(mm)</i>	<i>d(mm)</i>	<i>G(Kg/m)</i>
140	73	4.7	6.9	7	112.2	12.9
<i>A(cm²)</i>	<i>I_y(cm⁴)</i>	<i>i_y(cm)</i>	<i>W_{pl,y}(cm³)</i>	<i>I_z(cm⁴)</i>	<i>i_z(cm)</i>	<i>W_{pl,z}(cm³)</i>
16.4	541	5.74	88.34	44.92	1.65	19.3

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

La section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

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

a.1) vérification à la flexion :

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

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

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

$$Q_{y,sd} = 1.35 G = 1.35(56.9) = 76.82 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5(127.48) = 191.22 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{76.82 \times (\frac{5.75}{2})^2}{8} = 79.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{191.22 \times 5.75^2}{8} = 790.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 2350}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 2350}{1.1} = 1887.26 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{790.27}{1887.26} \right]^2 + \left[\frac{79.37}{412.32} \right] = 0.18 + 0.19 = 0.36 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{191.22 \times 5.75}{2} = 549.76 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 76.82 \times \frac{5.75}{2} = 138.04 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times 2350 \sqrt{3}}{1.1} = 9423.40 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 \times 2350 \sqrt{3}}{1.1} = 10817.65 \text{ daN}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

$$V_{z.sd} = 549.76 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 9423.40 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 138.04 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 10817.65 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

a) Vérification au déversement :

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

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées). $Q = G + V$

- Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_{adm} = l/200 = 575/200 = 2.9 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V.l^4}{E.I_y} = 1.6 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.6 \leq f_{adm} = 2.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

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

$$f_{adm} = (l/2) / 200 = 287.5 / 200 = 1.44 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G.(l/2)^4}{E.I_z} = 0.21 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.21 \leq f_{adm} = 1.44 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Conclusion :

La lisse de long pan en **IPE 140** est vérifiée à la sécurité.

5.6 Calculs des liernes de pignon :

1. Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité :

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

$$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25 (1.35 \times 56.9) \times 2.87 = 276.05 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de la lierne L1

$$T_1 = R/2 = 276.05/2 = 138.02 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2.

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

$$T_2 = R + T_1 = 276.05 + 138.02 = 414.08 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon L3.

$$T_3 = R + T_2 = 276.05 + 414.08 = 690.125 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L4.

$$2T_4 \times \sin(\theta) = T_3$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin \theta = 690.125 / 2 \sin 34.82$$

$$T_4 = 604.31 \text{ daN}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

Avec : $\theta = \text{arc tg} 2/2.87 = 34.82^\circ$

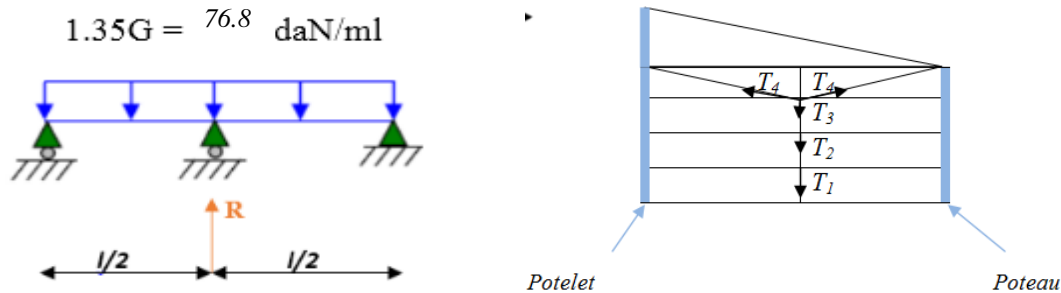


Figure III.21 : efforts dans les liernes de pignon.

2. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₃ :

$$T_3 = N_{sd} = 690.125 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl, Rd}$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{690.125 \times 1.1}{2350} = 0.323$$

$$A \geq 0.323 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.323 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.161}{\pi}} = 0.64 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm } \phi = 10 \text{ mm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

6. Etude des potelets :

6.1 Définition :

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

Par conséquent le potelet risque de :

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

❖ **Les données**

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 10\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5.75\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5.75\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=4$)
- Poids propre de bardage.....12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse (IPE140)12.9kg/ml

6.2 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu) :

a) Charges permanents G :

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

$$G = (12.9 \times 5.75 \times 4) + (12 + 5 + 5) \times (5.75 \times 10)$$

$$G = 1561.7 \text{ Kg}$$

$$G = \mathbf{1561.7 \text{ daN}}$$

b) Surcharges climatiques V

$$V = 637.40 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{tableau 12 chapitre II})$$

$$V = 63.740 \times 5.75$$

$$V = \mathbf{366.51 \text{ daN/ml}}$$

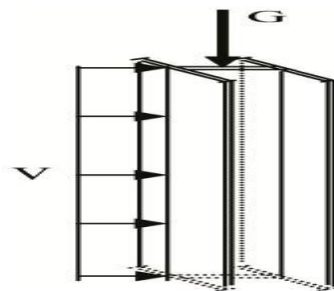


Figure III.22 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

6.3 Dimensionnement du potelet :

➤ **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 366.51 \text{ daN/ml}$

$$F_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = l/200 = 1000/200 = 5 \text{ cm}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

$l = 10\text{m}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{366.51 \times 10^{-2} \times 1000^3}{2.1 \times 10^6} = 4545.01 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

- Ce qui correspond à un profilé **IPE 270** ($I_y = 5790 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$G(\text{Kg/m})$
270	135	6.6	10.2	15	219.6	36.1
$A(\text{cm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_y(\text{cm})$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$i_z(\text{cm})$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
16.4	5790	11.2	484	420	3.02	97

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1561.7 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 1561.7 + (36.1 \times 10)$$

$$G = 1922.7 \text{ daN}$$

6.4 Vérification de la section à la résistance :

a) Incidence de l'effort tranchant : *

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

$$Q_{z,sd} = 1.5V = 1.5 \times 366.51 = 549.765 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{549.765 \times 10}{2} = 2748.83 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 22.09 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{22.09 \times 2350 \sqrt{3}}{1.1} = 27246.47 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2748.83 \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 13623.25 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

b) Incidence de l'effort normal :

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

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1922.7 = 2595.645 \text{ daN}$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = 98059.09 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 24514.77 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 45.9 - 2 \times 13.5 \times 1.02 = 18.36 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 18.36 \times 2350 / 1.1 = 19611.81 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2595.645 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 24514.77 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 19611.81)$$

$$N_{Sd} = 2595.645 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 19611.81 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion :

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

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

On a la section est un IPE270 donc il est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 2350}{1.1} = 1034000 \text{ daN.cm} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 549.765 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{549.765 \times 10^2}{8} = 6872.06 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 6872.06 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

6.5 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

➤ Longueur de flambement : $l_y = L = 9 \text{ m}$.

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1000 / 11.23 = 89.29$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/fy]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1 , 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda y}{\lambda_1} = \frac{89.29}{93.9} = 0.95$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$h/b = 270/135 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.6306 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

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

➤ Longueur de flambement :

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

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 200 / 3.02 = 66.22$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/fy]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1 , 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{\lambda_1} = \frac{66.22}{93.9} = 0.705$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$h/b = 270/135 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_z = 0.7837 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b)}$$

Donc $\chi_{min} = \min (0.6306; 0.7837)$

$$\chi_{min} = 0.6306$$

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement LT :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$\beta_A = 1$ (section 1,2 et 3) et $\lambda_1 = 93.9$

λ_{LT} : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{\sqrt{ct[1 + \frac{1}{20}(\frac{l_z}{i_z})^2]^{0.25}}} = 58.14$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{58.14}{93.9} = 0.61 > 0.4 \text{ il y'a risque de déversement}$$

courbe $\alpha = 0.21$

$\chi_{LT} = 0.8862 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 0.95 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{484 - 428.9}{428.9} \right)$$

$$\mu_y = -1.33 + 0.128$$

$$\mu_y = -1.20 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$= 1 - \frac{-1.20 \times 2595.64}{0.6306 \times 45.9 \times 2350} = 1.05 < 1.5$$

– β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

– Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.70 \times 1.3 - 0.15 = -0.013 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.013 \times 2595.64}{0.6306 \times 45.9 \times 2350}$$

– β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

– Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{2595.64}{0.6306 \times 98059.09} + \frac{1.05 \times 6872}{10340} =$$

$$0.04 + 0.69 = 0.74 < 1 \text{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = \frac{2595.64}{0.7837 \times 98059.09} + \frac{1 \times 6872.06}{0.8862 \times 10340} =$$

$$0.033 + 0.75 = 0.78 < 1 \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'**IPE 270** convient comme potelet.

CONCLUSION

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

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- **Les pannes : IPE 200**
- **L'échantignole : épaisseur de $e = 1.90$ cm.**
- **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- **Les lisses du long-pan : IPE 140**
- **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- **Les lisses du pignon : IPE 140**
- **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre $\phi = 10$ mm**
- **Les potelets : IPE 270**

1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que des pertes de vies humaines. Pour cela, des règlements parasismiques sont conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leur protection.

2. Méthode de calcul

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le règlement parasismique algérien (RPA99.version2003.Art4.1.2) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

- La méthode statique équivalente (MSE)
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogramme

❖ Choix de la méthode

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=10m < 65m$) et sa régularité en plan ($42/23= 1.8 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

❖ Caractéristiques du hangar étudié

- Wilaya d'implantation : Tizi Ouzou.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

❖ Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03)

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{formule (4.1)})$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- **Q** : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- **W** : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

- Zone IIa
 - Groupe d'usage 2
- A=0.15

b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{formule (4.3)}$$

➤ **T₂** : Période caractéristique associée à la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.

- **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.
- **T** : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA
- **C_T** : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage

(Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA.

- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage

léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

- Le pourcentage d'amortissement critique **ξ** :

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

- D'après le tableau (4.2) —→ **ξ** = 4%

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+0.04)}} = 1.852 \geq 0.7$

$T_2 = 0,5s$

$T = C_t \times (H_n)^{3/4}$

$H_n = 10 \text{ m}$

$T = 0.085 \times (10)^{3/4} = 0.48 \text{ s}$

T < T₂ Alors D=2.5 η

D'où : D = 2.5 x 1.852 = 4

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tableau 4.3 du RPA99/03)

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 04$$

d) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P₁ : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- P₂ : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé)
- P₃ : Régularité en plan (régulier : observé).
- P₄ : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P₅ : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P₆ : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimal sur les filles porteuses	0	0.05
La redondance en plan	0	0.05
La régularité en plan	0	0
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$	0.1	0.2

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q.

$$Q_x=1.1 \quad Q_y=1.2$$

e) Calcul de poids de la structure (W) :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(Formule (4.5))}$$

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation.

– β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

– Valeurs du coefficient de pondération \square

$$\beta = 0.5 \text{ (Entrepôts, hangars)} \quad \text{(Tableau 4.5)}$$

1) Calcul des charges permanente W_{Gi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Élément	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	La charge W (kN)
Panne	IPE 200	22.4	14	40	125.44
Lisse du long pan	IPE 140	12.9	8	42	43.34
Lisse du pignon	IPE 140	12.9	28	5.75	20.76
Poteau	IPE 450	77.6	16	8	99.32
Traverse	IPE 450	77.6	16	11.67	144.89
Potelet du milieu	IPE 270	36.1	2	10	7.22
Potelet	IPE 270	36.1	4	8.99	12.98
Liernes	<i>Barre rond $\phi=10\text{ mm}$</i>	0.620		317.8	1.97
Palé de stabilité	L70×70×7	7.38		40	2.95
Poutre au vent	L70×70×5	5.37		66.4	3.56
<i>Élément</i>		<i>Poids propre (Kg/m)</i>	<i>Nombre</i>	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	490.14	166.64
Couverture du long pan	Panneau (17+5)	22	2	336	147.84
Couverture du pignon	Panneau (17+5)	22	2	207	91.08
ΣW_{Gi}					867.99

Tableau IV.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

2) Calcul des charges permanente W_{Qi} de tous les élément qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_{Qi} = (0.288 + 1.767) \times 980.28$$

$$W_{Qi} = 2014.47 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\Rightarrow W = 867.99 + 0.5 \times 2014.47$$

$$\Rightarrow W = 1875.22 \text{ KN.}$$

Détermination de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4 \times 1.1}{4} \times 1875.22$$

$$V_x = 309.4 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4 \times 1.2}{4} \times 1875.22$$

$$V_y = 337.53 \text{ kN}$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h}{W h}$$

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

F_t : la force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0$ car $T = 0.48 < 0.7$).

W : poids total de la structure (1875.22 KN).

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$\checkmark F_{ix} = V_x$$

$$\checkmark F_{ix} = 309.4 \text{ KN}$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$\checkmark F_{iy} = V_y$$

$$\checkmark F_{iy} = 337.53 \text{ KN}$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V_{\text{vent}} = 176.76 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V_{\text{vent}} = 176.76 \times \text{Stoiture}$$

$$V_{\text{vent}} = 176.76 \times 980.28$$

$$V_{\text{vent}} = 173274.29 \text{ daN} = 1732.74 \text{ kN}$$

$$\square V_{\text{vent}} > V_x$$

$$\square V_{\text{vent}} > V_y$$

CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Introduction

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude. Ils représentent les éléments porteurs tels que le portique (poteau-traverse) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leurs utilisation est limitée à des portées inférieure ou égale à 40 m ($l = 23\text{ m} < 40\text{ m}$), pour les portiques de longues portées ($l > 40\text{ m}$), les poutres en treillis sont plus adéquates pour des raisons économiques.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 a 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques ; la portée de notre portique est de 23m.

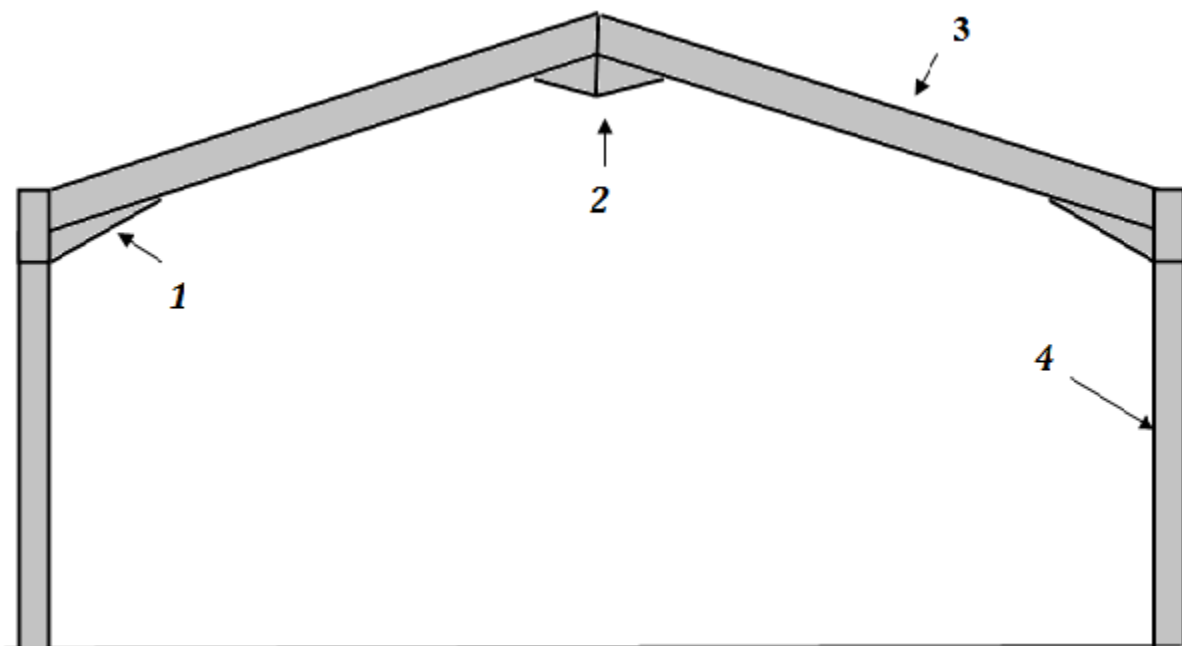


Figure V.1: Eléments constituent le portique.

Avec :

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 ; Traverse.
- 4 : Poteau.

1. Caractéristiques du portique étudié

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 8\text{m}$
- La hauteur de faitage : $H = 10\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 23\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 11.67\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 6\text{m}$

2. Efforts sollicitant le portique

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

2.1 Charges permanentes

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m²
- Poids propre de la panne (IPE 200)22.4 kg/ml=13.44 kg/m²
- Traverse (estimée).....12 kg/m²

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 13.44 + 12$$

$$G = 42.44 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : $L = 6\text{m}$

$$G = 42.44 \times 6$$

$$G = 254.64 \text{ kg/ml}$$

2.2 Effet de la neige (voir CH.2)

$$N = 28.3 \text{ kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 28.3 \times 6$$

$$N = 169.8 \text{ Kg/ml}$$

2.3 Effet du vent :(voir CH.2)

- Vent avant-arrière (le plus défavorable)

$$- q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]	q_j [daN/ml]
A	-1.0	-0.15	-833.527	-500.1
B	-0.8	-0.15	-637.403	-382.4
C	-0.5	-0.15	-343.217	-205.9
D	+0.8	-0.15	+931.589	+558.9
E	-0.3	-0.15	-147.093	-88.2

Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j [N/m ²]	q_j [daN/ml]
F	-1.454	-0.15	-1357.464	-814.2
G	-1.848	-0.15	-1767.618	-1060.5
H	-0.697	-0.15	-569.427	-341.6
I	-0.597	-0.15	-465.327	-279.1

Tableau V.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent le plus défavorable (sens V1).

• Représentation du portique intermédiaire:

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

- (+) pression ; action du vent vers la paroi
- (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

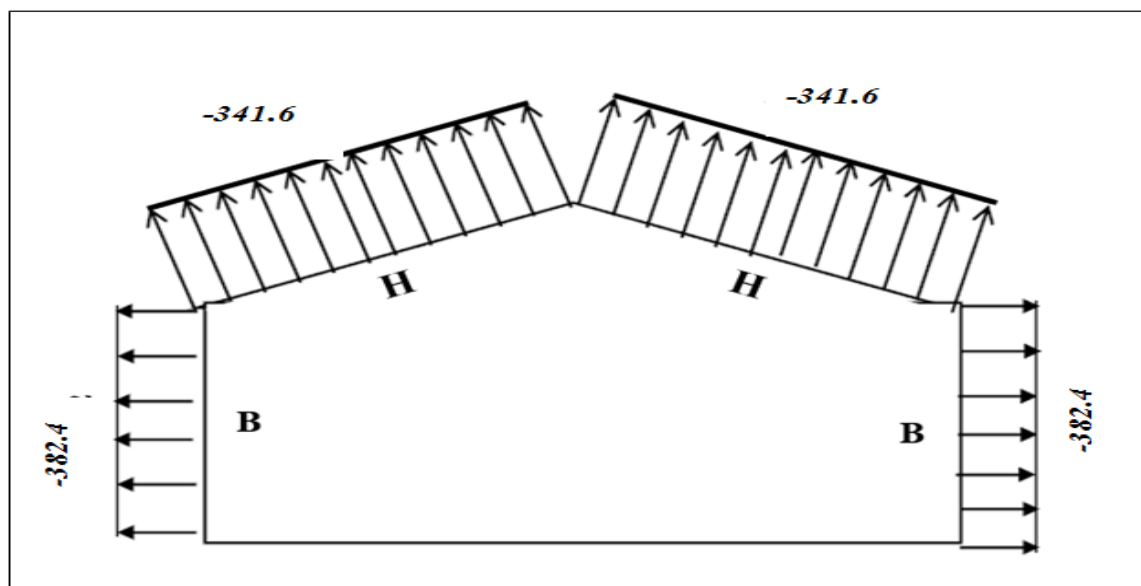


Figure V.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la zone H comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : $W = 341.6 \text{ kg/ml}$

3. Calcul des efforts internes

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

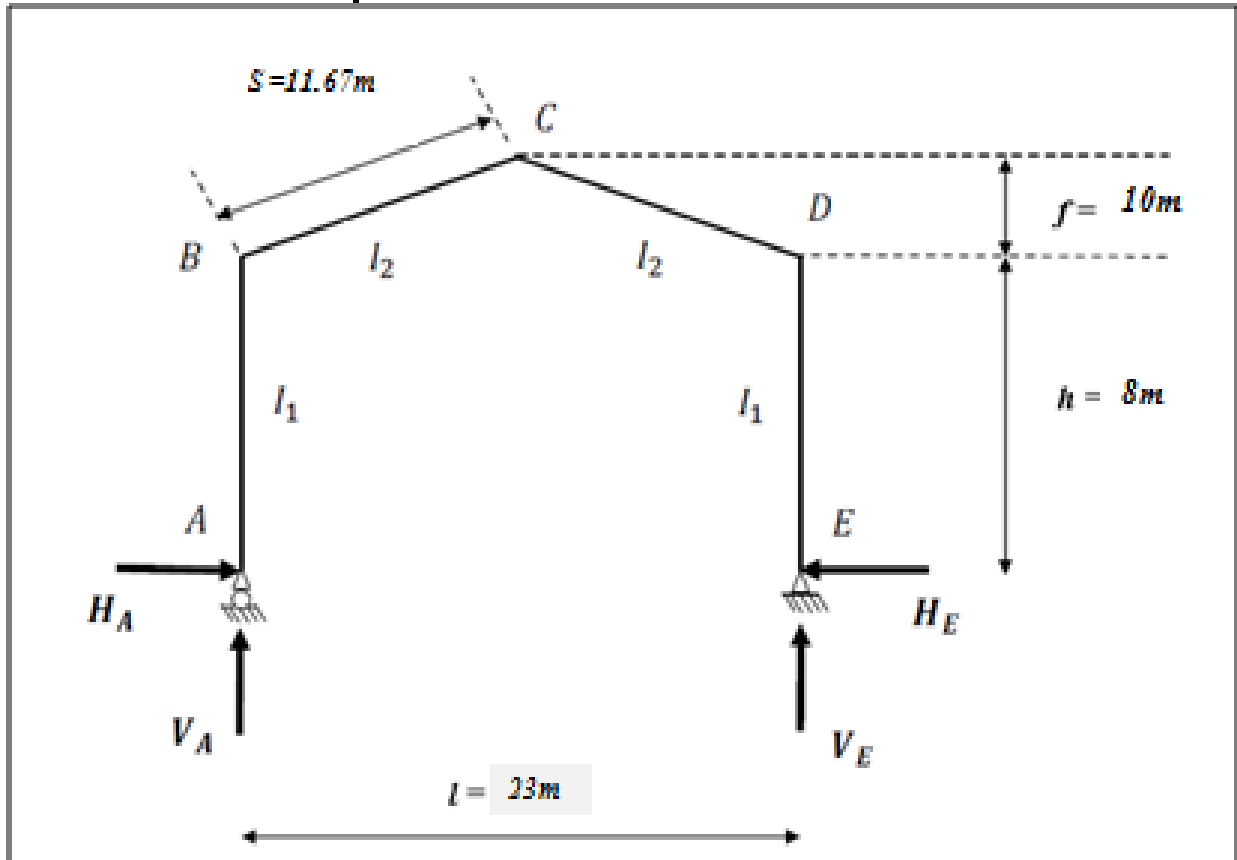


Figure V.3 : Efforts internes.

On assume $l_2 \approx l_1$

$$\bullet k = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequille}} = \frac{l_2 h}{l_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{8}{11.67} = 0.685$$

$$\bullet \varphi = \frac{f}{h} = \frac{2}{8} = 0.25$$

$$\bullet \Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.685 + 3 + (3 \times 0.25) + (0.25)^2 = 4.497$$

3.1 Charges verticales vers le bas (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

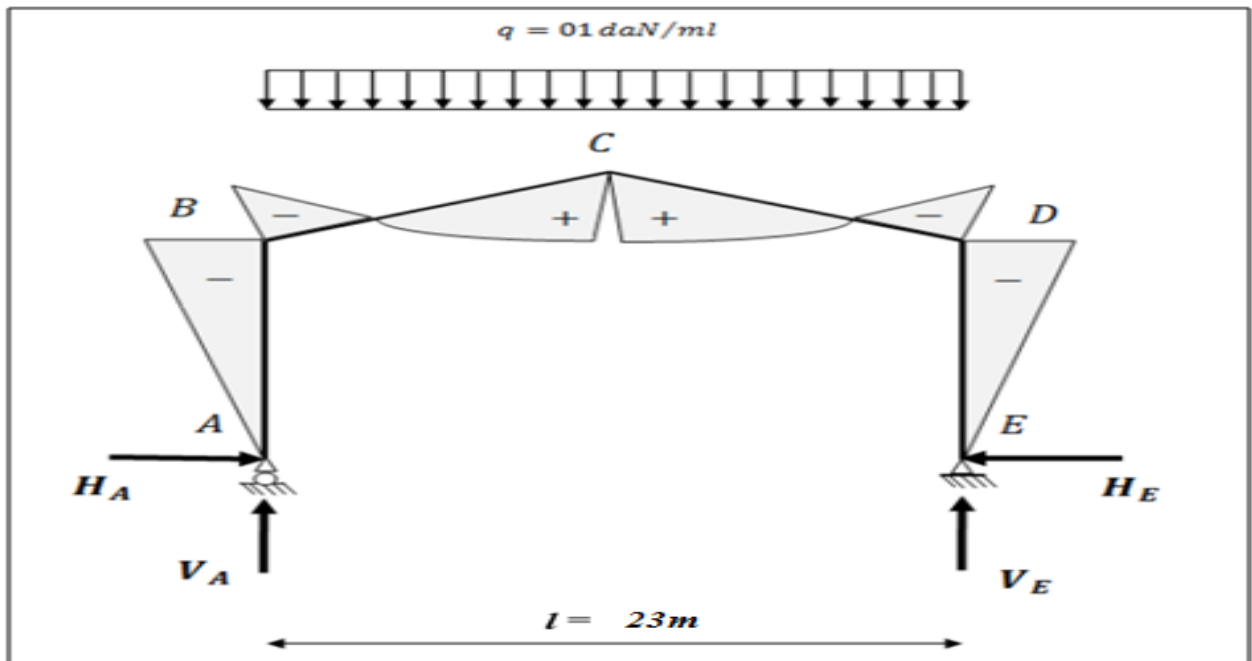


Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + 5 \times 0.25}{4 \times 4.497} = 0,514 \\ \gamma = 1 - (1 + \varphi)\beta = 1 - 0.514(1 + 0.25) = 0.357 \end{array} \right.$$

- On trouve les efforts internes suivants

- $H_A = -H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,514 \times \frac{1 \times 23^2}{8 \times 8} = 4.248 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 23}{2} = 11.5 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,514 \times \frac{1 \times 23^2}{8} = -33.98 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0.357 \frac{1 \times 23^2}{8} = 23.606 \text{ daN} \cdot \text{m}$

3.2 Charges verticales vers le haut (vent de soulèvement)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

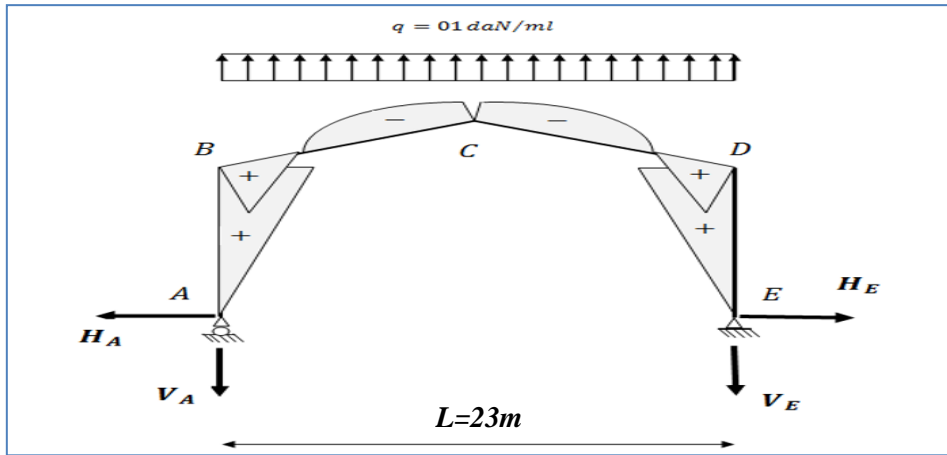


Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- On trouve les efforts internes suivants

- $H_A = - H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8 h} = 0,514 \times \frac{1 \times 23^2}{8 \times 8} = 4.248 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 23}{2} = 11.5 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = +\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,514 \times \frac{1 \times 23^2}{8} = +33.98 \text{ daN} \cdot m$
- $M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0.357 \frac{1 \times 23^2}{8} = -23.606 \text{ daN} \cdot m$

3.3 Vent horizontal (dépression)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

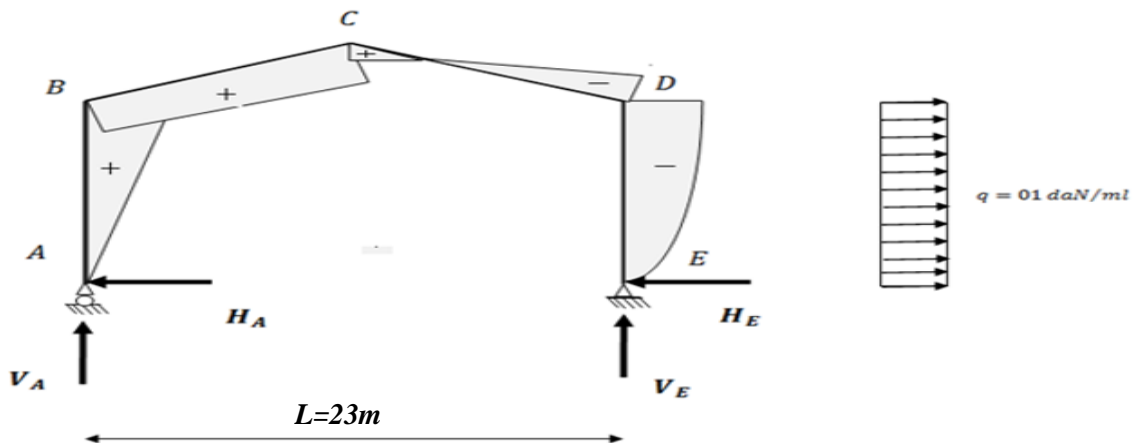


Figure V.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

$$\left\{ \begin{aligned} \delta &= \frac{5k + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.685) + 12 + (6 \times 0.25)}{8 \times 4.497} = 0.47 \\ \beta &= (1 - \delta) = (1 - 0.47) = 0.53 \\ \gamma &= (1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0.47 (1 + 0.25) - \frac{1}{2} = 0.087 \end{aligned} \right.$$

- $HA = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0.47 \times \frac{1 \times 8}{2} = 1.88 \text{ daN}$
- $HE = qh - HA = (1 \times 8) - 1.88 = 6.12 \text{ daN}$
- $VE = -VA = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 8^2}{2 \times 23} = -1.391 \text{ daN}$
- $MD = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0.53 \times \frac{1 \times 8^2}{2} = -16.96 \text{ daN.m}$
- $MB = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.47 \times \frac{1 \times 8^2}{2} = +15.04 \text{ daN.m}$
- $MC = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0.087 \frac{1 \times 8^2}{2} = 2.784 \text{ daN.m}$

4. Tableaux récapitulatifs

❖ Efforts internes sous charge unitaire :

Actions	q(kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
G	1	4.25	-4.25	11.5	11.5	-33.98	24.79	-33.98
N	1	4.25	-4.25	11.5	11.5	-33.98	24.79	-33.98
V ₁ (horizontale)	1	-1.88	-6.12	-1.39	+1.39	15.04	2.78	-16.96
V ₂ (soulèvement)	1	-4.25	4.25	-11.5	-11.5	+33.98	-24.79	+33.98

Tableau V.2 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

❖ Efforts internes sous charge réelle:

Actions	q(kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
G	254.64	1082.22	-1082.22	2928.36	2928.36	-8652.6	6312.5	-8652.6
N	169.8	721.65	-721.65	1952.7	1952.7	-5769.8	4007.2	-5769.8
V ₁ (horizontale)	382.4	-718.9	-2340.5	-531.59	531.59	5751.92	1063.18	-6486.21
V ₂ (soulèvement)	341.6	-1452.03	1452.03	-3929	-3929.04	11609.47	-8469.65	11609.47
V ₃ = V ₁ +V ₂		-2171.02	-888.5	-4460.6	-3397.45	17361.39	-7406.46	5123.25

Tableau V.3 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

❖ Combinaisons à l'ELU:

Combinaisons	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
	HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
1.35G+1.5N	2543.47	-2543.47	6882.33	6882.33	-20335.7	14532.8	-20335.7
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-495.65	-3634.69	567.62	2002.87	-3967.63	3932.87	-12553.8
G+1.5V ₃	-2174.31	-2414.97	-3762.5	-2167.8	17389.4	-4797.19	1915.07

Tableau V.4 : Combinaisons a l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

5. Calcul de l'imperfection géométrique globale (défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

Nous avons :

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$

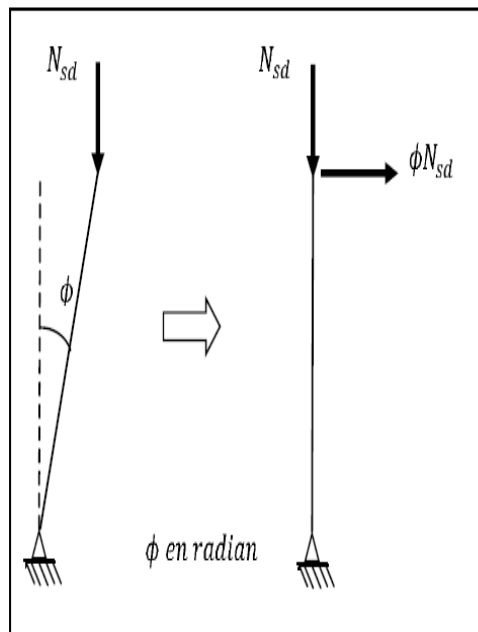


Figure V.7 : Imperfection géométrique.

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

- $h = 10m$: hauteur de la structure.
- $n = 2$: nombre de poteaux dans une file.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0.866$
- $\alpha_h = 2/\sqrt{10} = 0.632$
- $\phi_0 = 1/200 = 0.005$
- $\phi = 0.005 \times 0.632 \times 0.866 = 0.0027$

5.1 Modélisation avec les imperfections

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H _A	V _A	H _E	V _E	H(kN)	V(kN)
Comb 1	25.43	68.82	-25.43	68.82	0	137.64
Comb 2	-4.95	5.67	-36.34	20.02	-41.29	25.69
Comb3	-21.74	-37.62	-24.14	-21.67	-45.88	-59.29

Tableau V.5 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

- Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons ELU	0.15 V	$ H \geq 0.15 V $
Comb 1	20.64	Non
Comb 2	3.85	Oui
Comb 3	-8.89	Oui

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaison	Poteau 1		Poteau 1	
	N _{sd} (kN)	H _{eq} = ϕ N _{sd} (kN)	N _{sd} (kN)	H _{eq} = ϕ N _{sd} (kN)
Comb 1 1.35G+1.5N	68.82	0.19	68.82	0.19

Tableau V.7 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

5.2 Calcul des efforts internes additionnels

a) Effort horizontal en tête du poteau

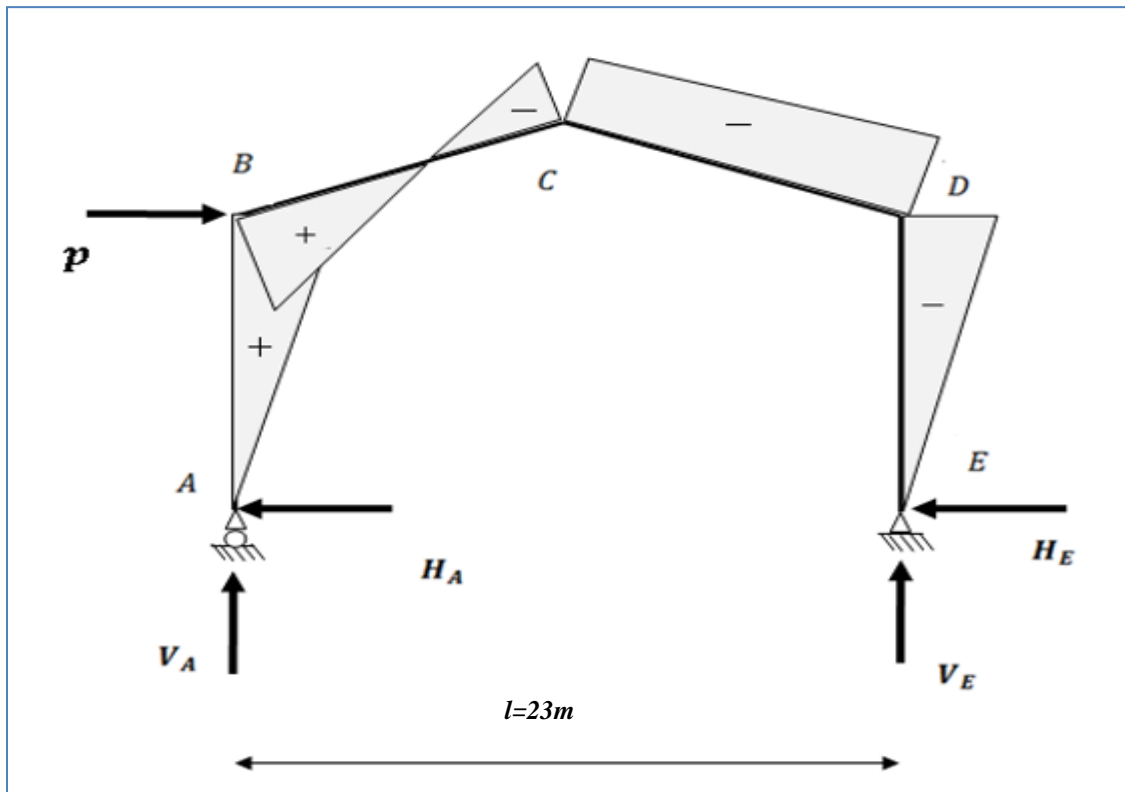


Figure V.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0.19 = 0.38 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.497} \right] = 0.548$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.497} \right] = 0.451$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.25}{2} \left[1 - \frac{(1+0.25)(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.497} \right] = 0.064$$

- $H_A = \beta P = 0.548 \times 0.38 = 0.21 \text{ KN}$
- $H_E = P - H_A = 0.38 - 0.21 = 0.17 \text{ KN}$
- $V_A = -V_E = -Ph/l = -\frac{0.38 \times 8}{23} = -0.13 \text{ KN}$
- $M_B = \beta Ph = 0.548 \times 0.38 \times 8 = 1.67 \text{ kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0.451 \times 0.38 \times 8 = -1.37 \text{ kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0.064 \times 0.38 \times 8 = -0.19 \text{ kN.m}$

5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de Heq

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	HA	HE	VA	VE	MB	MC	MD
1.35G+1.5N	25.43	-25.43	68.82	68.82	-203.35	145.32	-203.35
P	-0.21	-0.17	-0.13	0.13	1.67	-0.19	-1.37
1.35G+1.5N+P	25.22	-25.6	68.69	68.95	-201.68	145.13	204.72
1.35G+1.35N+1.35V3	-4.95	-36.34	5.67	20.02	-39.67	39.32	-125.53
G+1.5V3	-21.74	-24.14	-37.62	-21.67	173.89	-47.97	19.15

Tableau V.8 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de Heq.

6. Choix de la méthode d'analyse

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1^{er} ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr}

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesuré par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique a faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3R) \left(\frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I_{1s}}{I_{2h}} = \frac{S}{h} = \frac{11.67}{8} = 1.46$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{800^2} = 10915.50 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{1167^2} = 5129.58 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G + 1.5N :

$$N_{s.d.t} = 68.82 \sin 9.86 + 25.43 \cos 9.86 = 36.84 \text{ KN}$$

$$N_{s.d.p} = 68.82 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{v_{sd}}{v_{cr}} = \left[\frac{36.84}{5129.58} + (4 + 3.3 \times 1.46) \left(\frac{68.82}{10915.05} \right) \right] = 0.06 < 0.1$$

- Structure rigide
- On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

7. Pré-dimensionnement de la traverse

a) Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

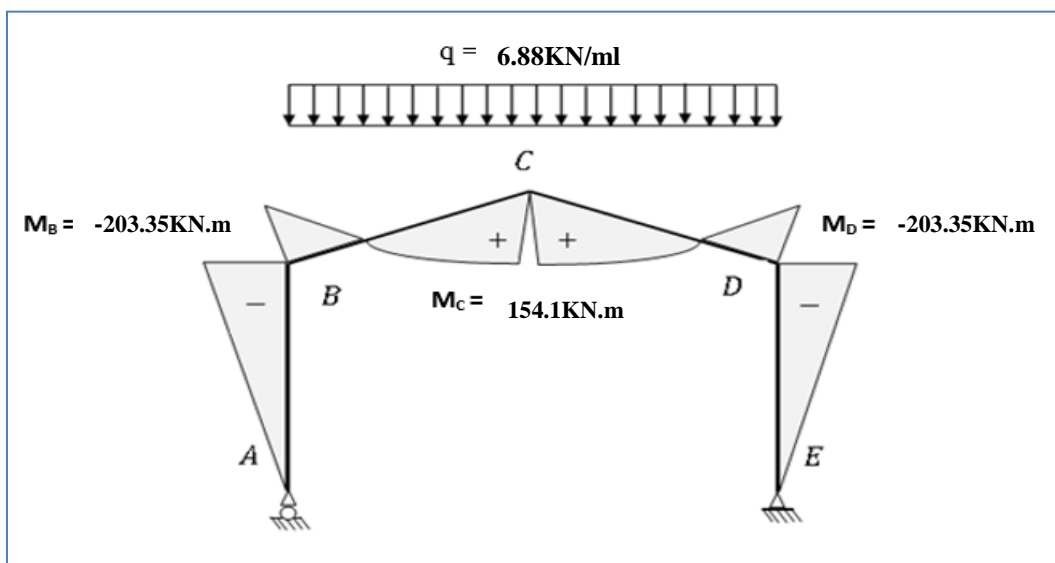


Figure V.9 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N.

b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq}

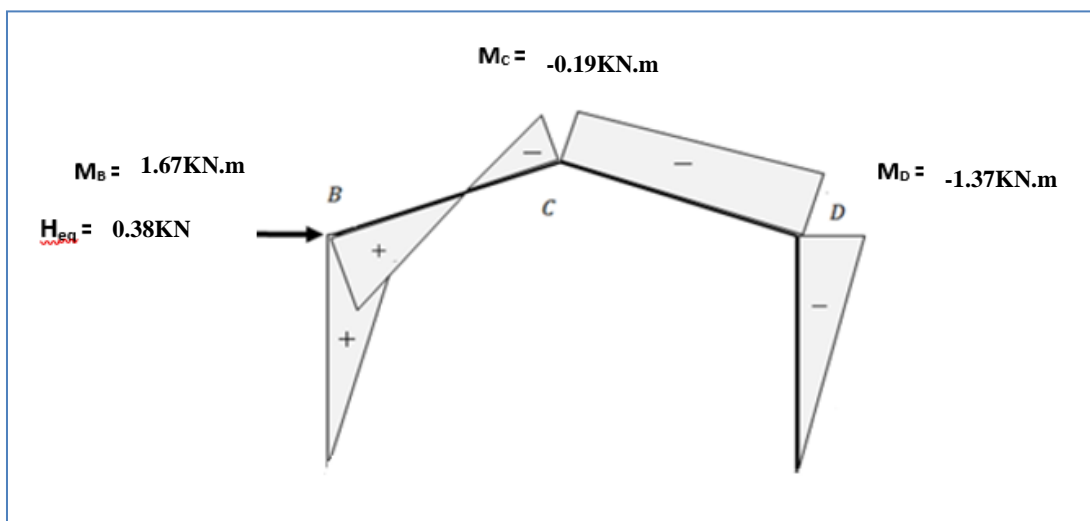


Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N + P

- Aux appuis : $M_D = -204.72 - 1.37 = -206.09 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = 145.32 - 0.19 = +145.13 \text{ KN.m}$

- Action vers le haut : (vent de soulèvement)

Sous la combinaison : G + 1.5V₃

- Aux appuis : $M_B = +173.89 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = -47.97 \text{ KN.m}$

d) Calcul préliminaire

$$M_{y.sd} \leq M_{pl,y,rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 2350}{1.1} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{206.09 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 964.68 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 450 $\rightarrow W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

7.1 Vérification de la traverse a l' ELS

❖ **Vérification de la flèche**

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : G + N
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

- $q = G + N = 2.54 + 1.69 = 4.23 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 33740 \text{ cm}^4$
- $l = 23\text{m}$
- $M_B = 144.22 \text{ kN.m}$ (sous la combinaison G+N)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 11.5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740} (5 \times 4.23 \times 10^{-2} \times 2300^4 - 48 \times 144.22 \times 10^2 \times 2300^2)$$

$$\delta = 8.29 \text{ cm} < \delta_{max} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7.2 Vérification de la traverse a l' ELU

- Bilan des efforts :
 - $M_{y.sd} = -204.72 \text{ kN.m}$
 - $N_{sd} = 68.86 \sin 9.86 + 25.16 \cos 9.86 = 36.59 \text{ kN}$
 - $V_{z.sd} = 68.86 \cos 9.86 - 25.16 \sin 9.86 = 63.62 \text{ kN}$
- Données concernant l'IPE 450 :

h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r(mm)	d(mm)	G(Kg/m)
450	190	9.4	14.6	21	378.8	77.6
A(cm²)	I_y(cm⁴)	i_y(cm)	W_{pl,y}(cm³)	I_z(cm⁴)	i_z(cm)	W_{pl,z}(cm³)
98.8	33740	18.5	1702	1676	4.12	276

Tableau III.9: Caractéristiques géométriques de l'IPE 270.

La section est de classe 1(tableau des profilés).

❖ **Vérification de la section à la résistance**

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

a) **Incidence de l'effort tranchant**

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

$V_{z.sd} = 63.62 \text{ KN}$

$A_{vz} = 50.9 \text{ cm}^2$

$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{50.9 \times \frac{23.50}{\sqrt{3}}}{1.1} = 627.83 \text{ kN.}$

$V_{z.sd} = 63.62 < 0.5V_{pl,Rd} = 313.91 \text{ kN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

b) **Incidence de l'effort normal**

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

$N_{sd} = 36.59 \text{ KN}$

$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 23.5}{1.1} = 2110.73 \text{ KN}$

$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 2110.73 = 527.68 \text{ KN}$

$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 98.8 - 2 \times 19 \times 1.46 = 43.32 \text{ cm}^2$

$0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 0.5 \times 43.32 \times 23.50/1.1 = 462.74 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 36.59 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 527.68 ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 462.74)$$

$$N_{sd} = 36.59 \text{ KN} < 0.5 A_w f_y / \gamma_{M0} = 462.74 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification de la section à la résistance

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

Section de classe 1 : $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 36360.91 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 204.72 \text{ kN.m} = 36360.91 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,sd} = 10856 \text{ kN.cm} < M_{c,Rd} = 21769.5 \text{ kN.cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

ACTION VERS LE BAS

a) Vérification vis-à-vis du flambement

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

➤ Longueur de flambement : $l_y = 1150 / \cos 9.86 = 1167.24 \text{ cm}$ (longueur de la traverse).

➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1167.24 / 18.5 = 63.09$$

➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{63.09}{93.9} = 0.67$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

nous donne le choix de la courbe de

flambement en fonction du type de la section

$$h/b = 450/190 = 2.37 > 1.2 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suisant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.8614$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

➤ Longueur de flambement :

$l_z = 575 / \cos 9.86 = 583.62 \text{ cm}$ (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 583.62 / 4.12 = 141.66$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{141.66}{93.9} = 1.51$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

nous donne le choix de la courbe de

flambement en fonction du type de la section

$h/b = 2.37 > 1.2$ et $t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Suisant z-z : courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.3245$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

Donc $\chi_{min} = \min(0.8614; 0.3245)$

$$\chi_{min} = 0.3245$$

• **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_M , Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

$$\bullet \beta_{My} = \beta_M \varphi + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_M Q - \beta_M \varphi)$$

$$\bullet \beta_M \varphi = 1.8 - 0.7 \varphi$$

$$\bullet \varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{145.13}{204.72} = -0.71$$

$$\bullet \beta_M \varphi = 1.8 - [0.7(-0.71)] = 2.29$$

- $MQ = \frac{q \cdot l^2}{8} = 113.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\Delta M = 204.72 + 145.13 = 349.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\beta_{MQ} = 1,3$ Cas de charge uniformément répartie.
- $\beta_{My} = 2.29 + \frac{113.74}{349.85} (1.3 - 2.29) = 1.97$
- $\mu_y = 0.67([2 \times 1.94] - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = 0.094 < 0.9$

On aura donc : $k_y = 1 - \frac{0.094 \times 36.59}{0.8614 \times 98.8 \times 23.5} = 0.99 \approx 1$

➤ $k_y = 1$

- Vérification au flambement :

$$\frac{36.59}{0.3245 \times 2110.73} + \frac{1 \times 204.72}{36360.91} = 0.59 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

- Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l’action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

Les formules de vérification de l’élément aux instabilités sont les suivantes :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul d’élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/fy]^{0.5} = \pi [\frac{2.1 \times 10^4}{2350}]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/iz}{\sqrt{c_1 [1 + \frac{1}{20} (\frac{l/iz}{h/tf})^2]^{0.25}}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -204.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Calcul du moment au point quelconque P

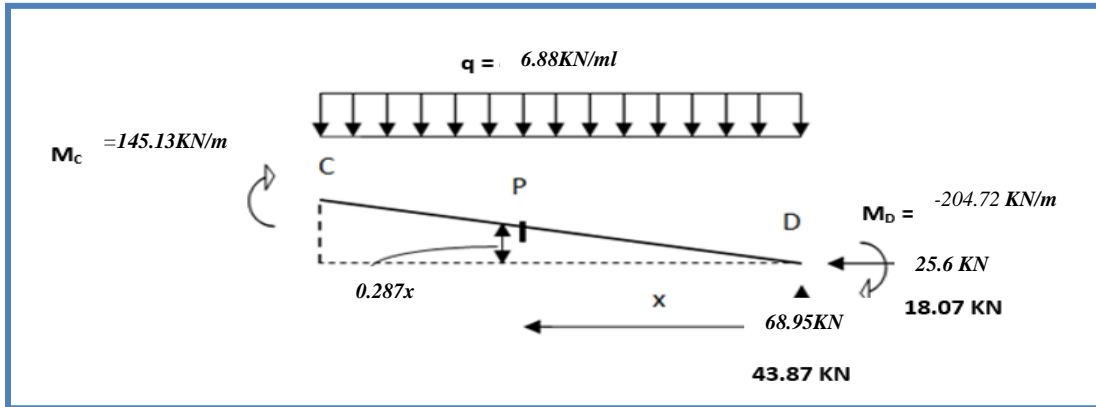


Figure V.11 : Calcul du moment au point quelconque P.

- $M_p = (68.95x) - (204.72) - [(25.6)(0.287x)] - (6.88 \frac{x^2}{2})$
- $M_p = -3.44x^2 + 61.60x - 204.72$
- $M_a = M(x = 5.84m) = [-3.44 \times 5.84^2] + [61.60 \times 5.84] - 201.72$
- $M_a = M_p = 37.70 \text{ kN.m}$
- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = - \frac{37.7}{204.72} = -0,184$
- $C_1 = 1.88 - 1.4(-0.184) + 0.52(-0.184)^2 = 2.16 < 2.7$
- $l = 5.84 \text{ m}$: longueur de flambement latérale.
- $i_z = 4.12 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $t_f = 14.6 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{584/4.12}{\sqrt{2.16[1 + \frac{1}{20}(\frac{584/4.12}{45/14.6})^2]^{0.25}}} = 30.01$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{30.01}{93.9} = 0.319 > 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas risque de déversement.}$$

ACTION VERS LE HAUT

- Bilan des efforts : (sous la combinaison G + 1.5V₃)

$$M_{y.sd} = 173.89 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -37.62 \sin 9.86 - 21.74 \cos 9.86 = -27.86 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -37.62 \cos 9.86 + 21.74 \sin 9.86 = -33.34 \text{ kN}$$

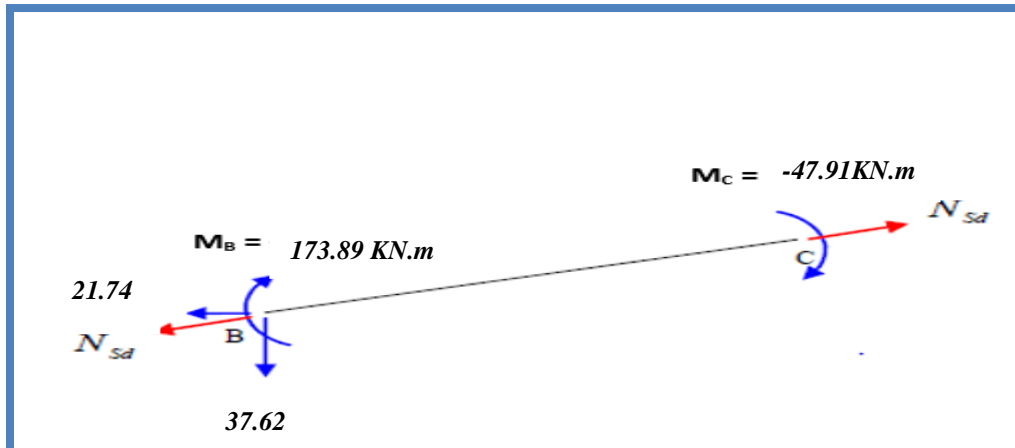


Figure V.12 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

a) Vérification au déversement

- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l’action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu’elle est libre sur toute sa longueur. L’effort N_{sd} est un effort de traction sous l’action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l’effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y.sd}}{\lambda_{LT}.M_{ply}.R_d} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

L’élancement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

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

Où :

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1[1 + \frac{1}{20}(\frac{l/i_z}{h/t_f})^2]^{0.25}}} \text{ Avec } C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

[$M_a < M$] : Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -47.91 \text{ KN.m} < M_b = 173.89 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{-47.91}{173.89} = -0.27$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.27) + 0.52(-0.27)^2 = 2.56 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{584/4.12}{\sqrt{2.56[1 + \frac{1}{20}(\frac{584/4.12}{45/14.6})^2]^{0.25}}} = 27.45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{27.45}{93.9} = 0.29 < 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas risque de déversement .}$$

Axe de flambement Y-Y :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \frac{h}{b} = 2.37 \geq 1.2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

$\chi_{LT} = 0.9798$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

$$\frac{137.89}{0.9798 \times 36360.91} = 0.003 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 450) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

8. Pré-dimensionnement du poteau

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = -204.72 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = +68.95 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -25.6 \text{ kN}$$

8.1 Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement

- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

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

➤ Longueur de flambement : $l_y = 800 \text{ cm}$.

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 800 / 18.5 = 43.24$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{43.24}{93.9} = 0.46$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$h/b = 450/190 = 2.37 > 1.2 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe a $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.9363 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = 200 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 200 / 4.12 = 48.54$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{48.54}{93.9} = 0.52$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$h/b = 2.37 > 1.2 \text{ et } t_f = 14.6 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_z = 0.8752 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b)}$$

$$\text{Donc } \chi_{min} = \min(0.9363; 0.8752)$$

$$\chi_{min} = 0.8752$$

- Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :
Cas de moment d'extrémité

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{204.72} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.46([2 \times 1.8] - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0.049$$

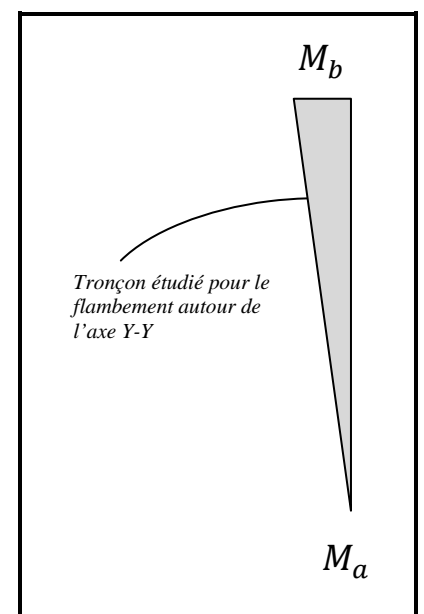


Figure V.13 : Moments en tête et en pied du poteau.

$$k_y = 1 - \frac{-0.049 \times 68.95}{0.9363 \times 98.8 \times 23.5} = 1 < 1.5$$

✚ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{68.95}{0.8752 \times 2110.73} + \frac{1 \times 204.72}{36360.91} = 0.042$$

$< 1 \dots \dots \dots$ vérifiée

b) Vérification vis-à-vis du déversement

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{et} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$$[M_a < M_b]$$

$$M_b = -204.72 \text{ kN.m}$$

- $M_a = M_{y.sd}(h = 6m) = \frac{204.72 \times 6}{8} = 153.54 \text{ KN.m}$
- $\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{153.54}{204.72} = 0.75$
- $C_1 = 1.88 - 1.4(0.75) + 0.52(0.75)^2 = 1.122 < 2.7$

- $l = 200 \text{ cm}$
- $i_z = 4.12 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $t_f = 14.6 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/4.12}{1.122^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/4.12}{45/14.6} \right)^2 \right]^{0,25}} = 23.96$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{23.96}{93,9} = 0.25 < 0.4 \rightarrow \text{il y a pas un risque de déversement.}$$

CONCLUSION

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 450) est adéquat et convient comme poteau du portique.

Introduction

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

1. Dispositions des contreventements

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

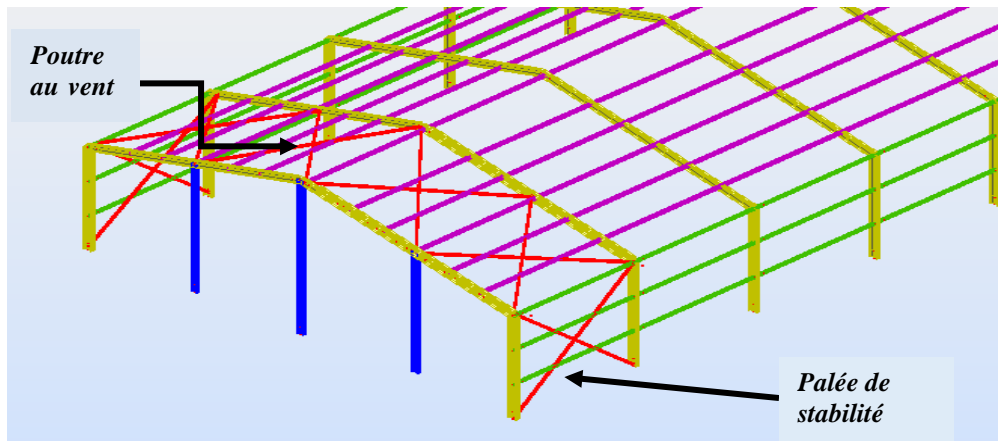


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

2. Calcul de la poutre au vent en pignon

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

2.1 Effort du vent sur les pignons

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

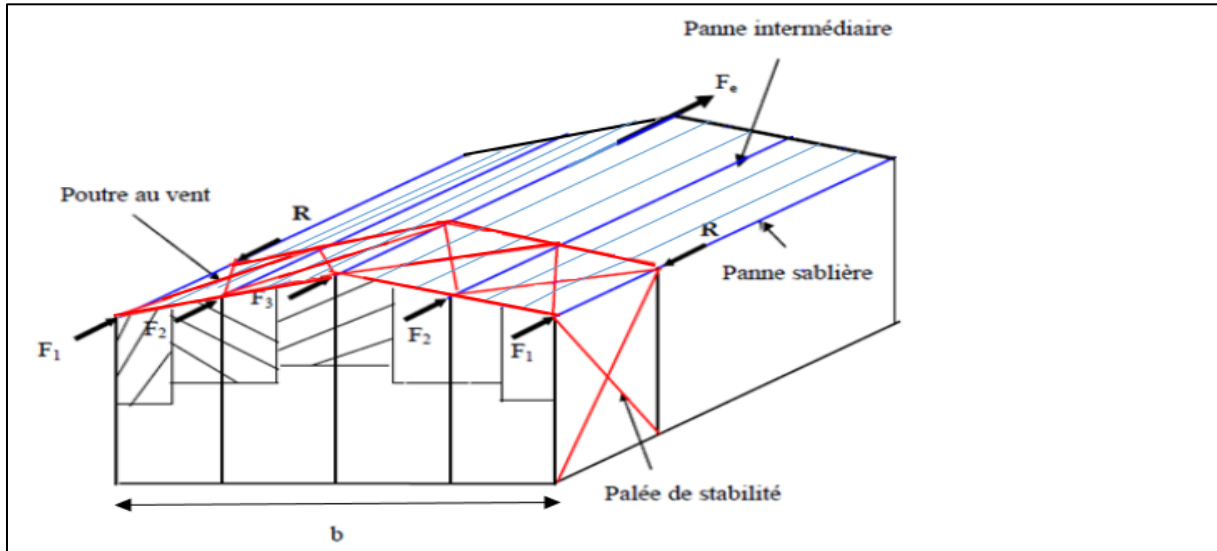


Figure VI.2 : Effort du vent sur les pignons.

2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets

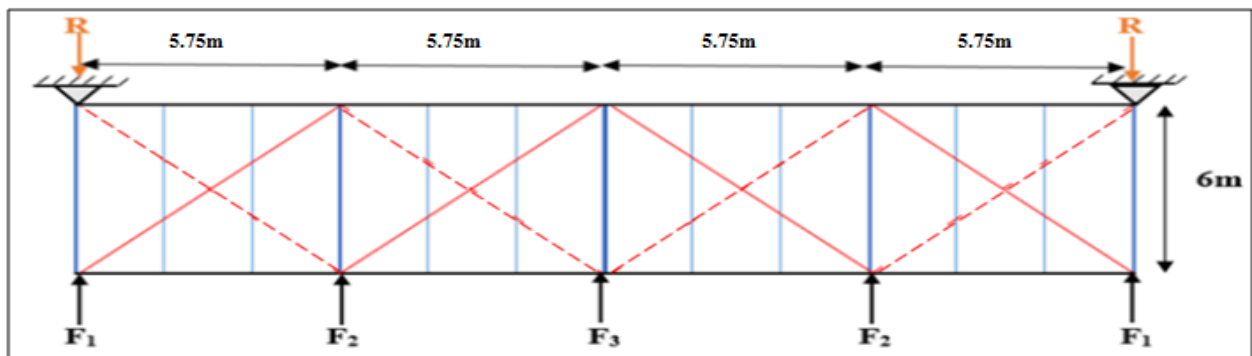
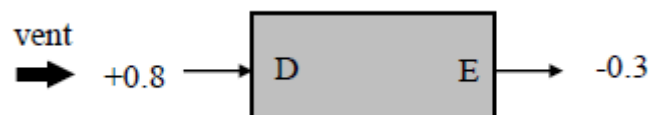


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

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

- La valeur de C_e est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction :
 $\Sigma C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$

- La pression dynamique q_h :
 $q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 2.776 = 104.1 \text{ daN/m}^2$ avec: $C_{ex} = 2.907$

- La pression du vent :
 $V = p_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 141.1 \times 1.1 = 114.51 \text{ daN/m}^2$ avec: $C_d = 1$

– On a pas une force de frottement:

$$F_{fr} = 0 \text{ daN. (chapitre 02)}$$

– Les hauteurs h :

$$h_1 = 8m ; \quad h_2 = 9m ; \quad h_3 = 10m.$$

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent sont

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(114.51 \times \frac{8}{2} \times \frac{23}{8} \right) = 1316.86 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(114.51 \times \frac{9}{2} \times \frac{23}{4} \right) = 2962.95 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(114.51 \times \frac{10}{2} \times \frac{23}{4} \right) = 3292.16 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales

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

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

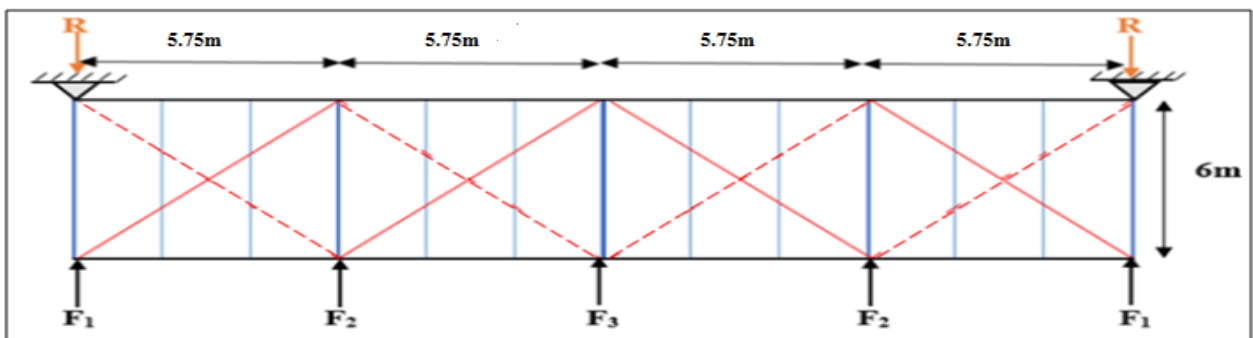


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre au vent (effet de traction).

Par la méthode des coupures

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

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

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(1316.86 + 2962.95) + 3292.16}{2}$$

$$R = 5925.89 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5.75}{6} \Rightarrow \theta = 43.78^\circ$$

$$D'où : F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{5925.89 - 1316.86}{\cos 43.78^\circ} = 6383.68 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 9575.52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 95.75 \text{ KN}$$

a) Section de la diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{95.75 \times 1.1}{23.5} = 4.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de L70×70×5 d'une section A = 6.84 cm² avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

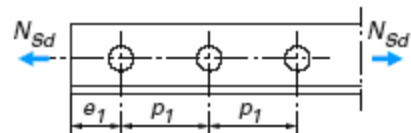
– Section nette :

$$A_{nette} = 6.84 - 0.5 \times 1.3 = 6.19 \text{ cm}^2$$

2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$



Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau VI.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

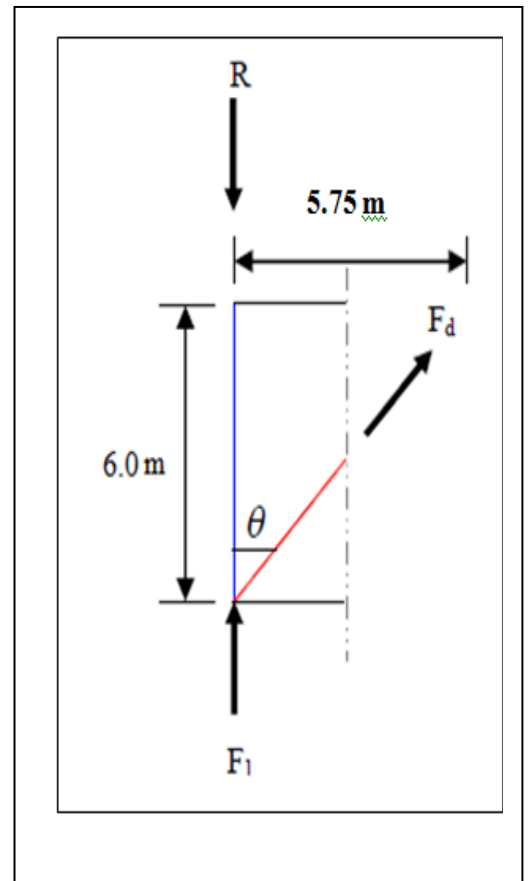


Figure VI.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Exemple :

Attache de 3 boulons et plus : $p = 100\text{mm}$; $e = 25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{mm} > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$ avec : $d_0 = 13\text{mm}$: diamètre des trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 6.19 \times 3600}{1.25} = 12479.04 \text{ daN}$$

$N_{u,Rd} = 124.79 \text{ KN}$

$N_{sd} = 95.75 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 124.79$

KN.....ok

Conclusion

Une cornière isolée de L70×70×5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

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

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

Les formules de vérification sont les suivantes :

a) Flexion composée déviée (bi axiale)

Vérification de la section à la résistance :

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

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

$n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ daN}$$

$$M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{44.6 \times 23,5}{1.1} = 952.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{221 \times 23,5}{1.1} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire

Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)

$$G = 49.6 \text{ daN/ml}$$

$$N = 45.28 \text{ daN/ml}$$

Compression : (calcul des contreventements)

$$V = F_2 = 2962.95 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

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

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

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 66.96 + 61.128 = 128.09 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 128.09 \times \cos(9.86) = 126.19 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{126.19 \times (6)^2}{8} = 505.64 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 128.09 \times \sin(9.86) = 21.93 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{21.93 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 24.67 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (2962.95) = 3999.98 \text{ daN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl, Rd} = 3999.98 / 60886.36 = 0.065 \text{ donc } \beta = 5n = 0.33$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

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

$$N_{sd} = 3999.98 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 60886.36 = 15221.59 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 11.5 \times 2350 / 1.1 = 12284.09 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 15221.59 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 12284.09 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 3999.98 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 12284.09 \text{ daN daN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

⇒ La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\left(\frac{505.64}{4721.36}\right)^2 + \left(\frac{24.67}{952.81}\right)^{0.33} = 0.011 + 0.29 = 0.31 \leq 1 \quad \dots\dots\dots\text{condition}$$

vérifiée

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

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

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

Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

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

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

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

Avec:

$G = 49.6 \text{ daN/ml}$: Charge permanente

$V = -282.82 \text{ daN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 2962.95 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement

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

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

Avec :

$$M_{plz, Rd} = 952.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

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

$$Q_{z, sd} = -234.08 \text{ daN/ml} \quad M_{y, sd} = 1053.36 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{y, sd} = 8.49 \text{ daN/ml} \quad M_{z, sd} = 9.55 \text{ daN.ml}$$

Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5V' = 4444.42 \text{ daN}$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

➤ Longueur de flambement : $l_y = L = 600 \text{ cm}$.

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 600 / 8.26 = 72.63$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72.63}{93.9} = 0.77$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.8124 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

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

➤ Longueur de flambement :

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

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda_z = l_z / i_z = 300 / 2.24 = 133.92$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133.92}{93.9} = 1.42$$

➤ Choix de la courbe de flambement : Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1

nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_z = 0.3734 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b)}$$

Donc $\chi_{min} = \min (0.8124; 0.3734)$

$$\chi_{min} = 0.3734$$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2.24}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/2.24}{200/8.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{133.92}{1.35} = 99.2$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{99.2}{93.9} = 1.05 > 0.4 \implies \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe **a** $\implies \alpha = 0.21$

$$\chi_{LT} = 0.6306 < 1 \dots\dots\dots \text{(Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a).}$$

➤ Calcul du coefficient k_y :

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0.77 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{221 - 194}{194} \right)$$

$$\mu_y = -1.078 + 0.139$$

$$\mu_y = -0.939 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.939 \times 4444.42}{0.8124 \times 28.5 \times 2350} = 1 + \frac{4173.31}{54410.49} = 1.07 < 1.5$$

➤ Calcul du coefficient k_{LT} :

- β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.42 \times 1.3 - 0.15 = 0.1269 < 1.5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{ed}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.1269 \times 4444.42}{0.6306 \times 28.5 \times 2350} = 1 - \frac{563.99}{42234.4} = 0.99$$

➤ Calcul du coefficient k_z :

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} \times W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1.42 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{44.6 - 28.5}{28.5} \right)$$

$$\mu_z = -1.988 + 0.565$$

$$\mu_z = -1.423 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.423 \times 4444.42}{0.3734 \times 28.5 \times 2350} = 1 + \frac{6324.40}{25008.46} = 1.25 < 1.5$$

Vérification au flambement

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

$$\left(\frac{4444.42}{0.3734 \times 60886.36} \right) + \left(\frac{1.07 \times 1053.36}{4721.36} \right) + \left(\frac{1.25 \times 9.55}{952.81} \right) =$$

$$0.19 + 0.238 + 0.01 = 0.44 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification au déversement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{4444.42}{0.3734 \times 60886.36} \right) + \left(\frac{0.99 \times 1053.36}{0.6306 \times 4721.36} \right) + \left(\frac{1.25 \times 9.55}{952.81} \right) =$$

$$0.19 + 0.35 + 0.01 = 0.55 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Conclusion

Le profilé choisi **IPE 200** est adéquat comme panne de toiture.

3. Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

$N_{sd} = 4444.42 \text{ daN}$
$N_{pl, Rd} = 60886.36 \text{ daN}$
$M_{z, sd} = 9.55 \text{ daN.m}$
$M_{y, sd} = 1053.36 \text{ daN.m}$
$M_{pl, z, Rd} = 952.81 \text{ daN.m}$
$M_{pl, y, Rd} = 4721.36 \text{ daN.m}$
$\chi_{min} = 0.3734$
$k_y = 1.07$
$k_{LT} = 0.99$
$K_z = 1.25$

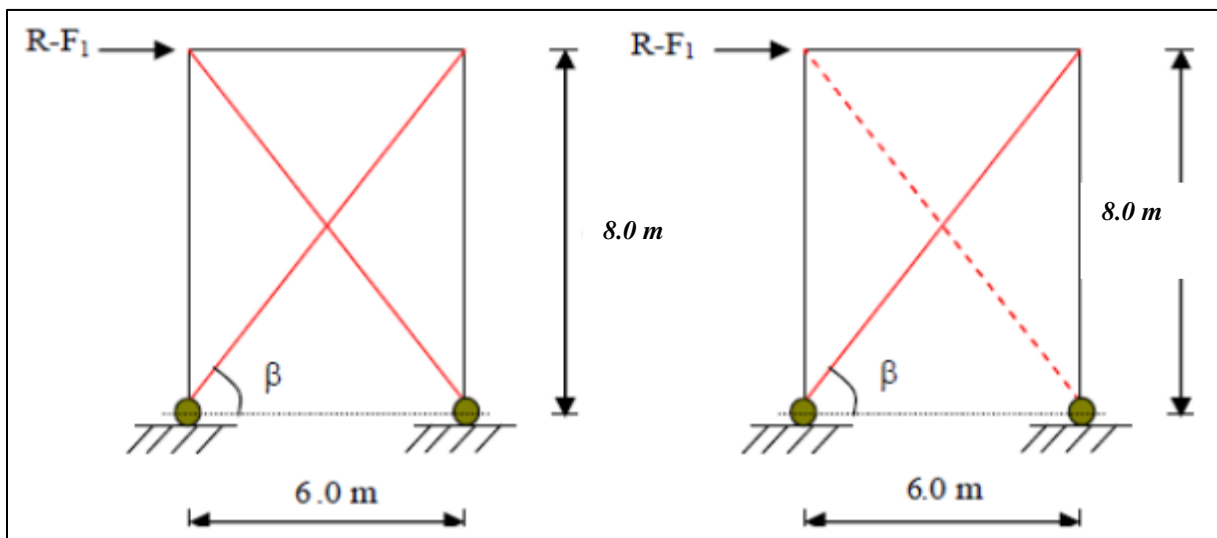


Figure VI.6 :Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

Avec :

$$R = 7571.97 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{8}{6} \Rightarrow \beta = \frac{8}{6} = 53.06^\circ$$

$$D'où : N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{7571.97 - 1316.86}{\cos 53.13^\circ} = 10425.15 \text{ daN}$$

$$N = 10425.15 \text{ daN}$$

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 10425.15$$

$$N_{sd} = 15637.73 \text{ daN} = 156.37 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{156.37 \times 1.1}{23.5} = 7.31 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×8 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit L70×70×7 (A=9.40cm²)

Section nette : A_{nette} = 9.40 - 0.5 × 1.3 = 8.75cm²

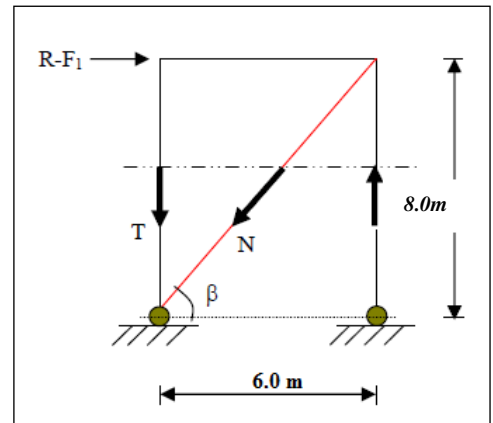
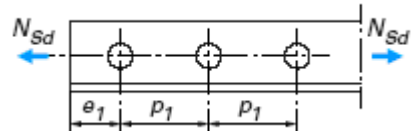


Figure VI.7 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

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

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m1}}$$



$N_{u,Rd} = 216.72 \text{ KN}$

$N_{sd} = 156.37 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 216.72 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$

CONCLUSION

Une cornière isolée de **L70×70×7** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour la Palée de stabilité.

INTRODUCTION

La caractéristique essentielle des ossatures métallique est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : l'un est permettre la construction d'une structure spatiale ; et l'autre est d'assurer la stabilité de la structure.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

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

1. Calcul des assemblages par boulons

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

- *Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.*
- *Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ($\mu\mu$) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.*

Avantages des boulons HR

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

2. Assemblages dans le portique

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

3. Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

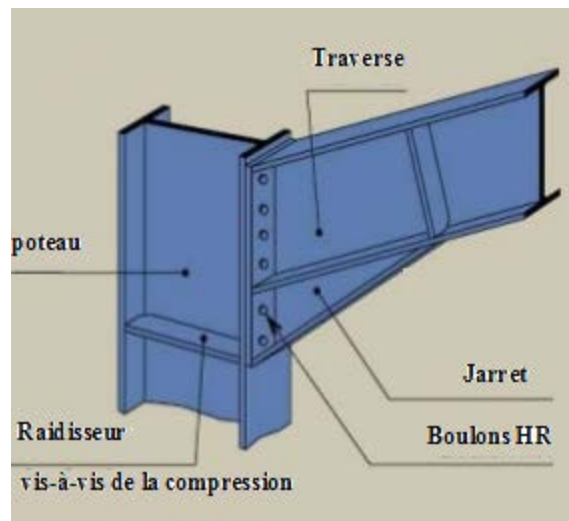


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le poteau en IPE 450, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes (chapitre V):

- $M_{sd} = - 204.72 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = -25.6 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 68.95 \text{ kN}$

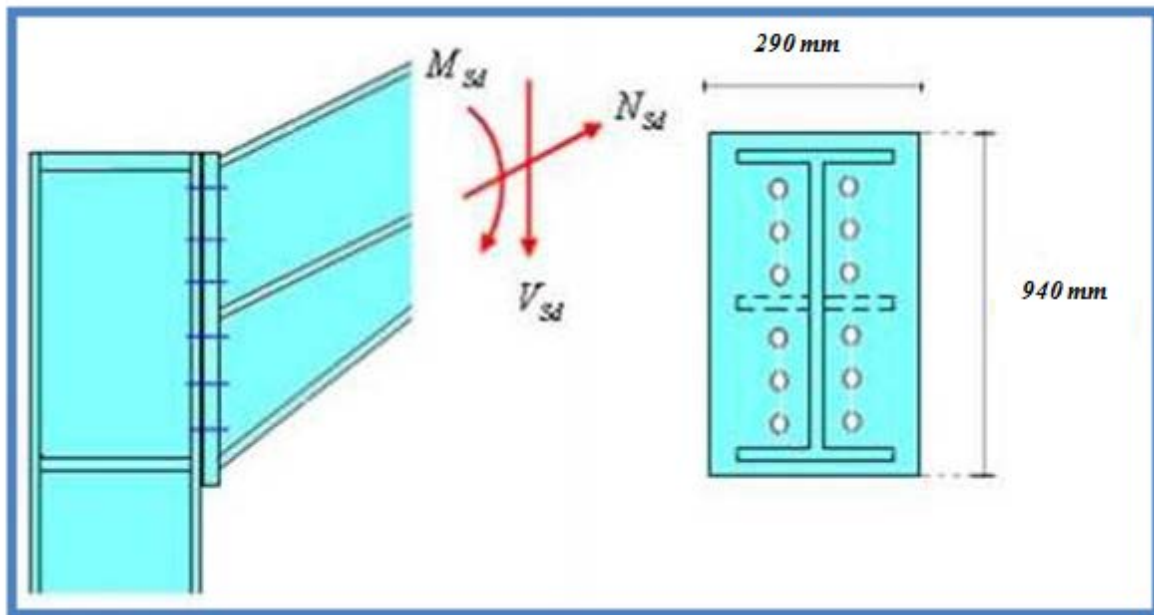


Figure VII.2 :détails d'assemblage

- Platine : 940x290 x 20
- Boulons : HR 10,9.

3.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Traverse IPE 450

$$t_{fb} = 14.6 \text{ mm} ; t_{wb} = 9.4 \text{ mm} ; b_b = 190 \text{ mm}$$

$$x = 14.6 \sqrt{\frac{190}{9.4}} = 65.63 \text{ mm}$$

Avec : $d_1 = 792.7 \text{ mm}$, $d_2 = 652.7 \text{ mm}$, $d_3 = 512.7 \text{ mm}$, $d_4 = 372.7 \text{ mm}$, $d_5 = 232.7 \text{ mm}$.

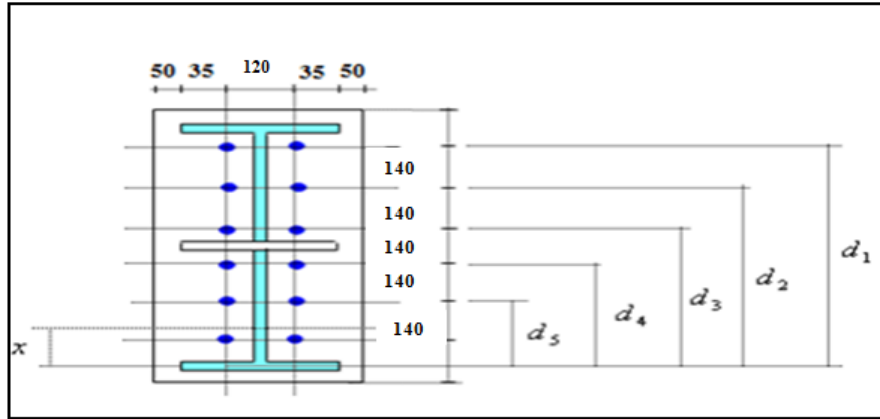


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

3.2 Calcul du moment résistant

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \rightarrow \quad N_1 = \frac{M_{rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

⇒ n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN par boulon}$$

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (232.7^2 + 372.7^2 + 512.7^2 + 652.7^2 + 792.7^2) = 1510306.45 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 1510306.45 \times 10^{-3}}{792.7} = 653.5 \text{ kN.m}$$

- $M_{sd} = 204.72 kN.m < M_{rd} = 653.5 kN.m$condition vérifiée.

3.3 Résistance de l’assemblage sous l’effort tranchant

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{25.6}{12} = 2.13 kN$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 kN$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.13 kN < V_{rd} = 41.16 kN$$
.....condition vérifiée.

3.4 Vérification à la résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue :

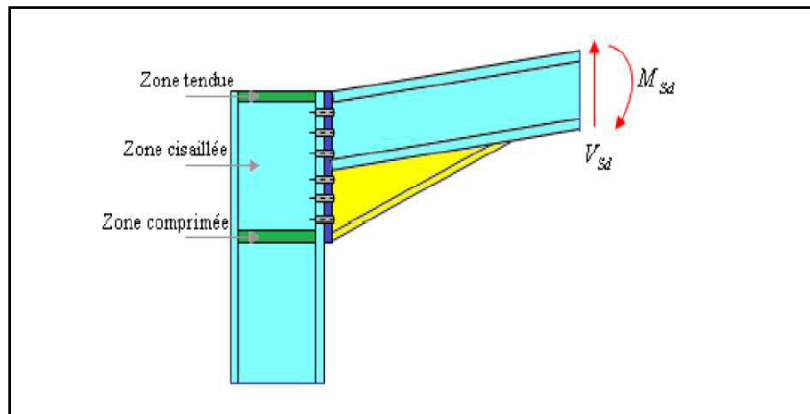


Figure VII.4: Résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.rd}$$

a) **Résistance à la traction :**

Avec : $F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t.rd}$: résistance de l’âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l’âme du poteau

b_{eff} : entre axe des boulons ($p=140mm$)

$$F_{t.rd} = 0.94 \times 14 \times \frac{23.5}{1.1} = 281.14 \text{ kN}$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{204.72}{0.9 - 0.0146} = 231.22 \text{ kN}$$

⇒ $F_v = 231.22 \text{ kN} < F_{t.rd} = 281.14 \text{ kN} \dots \dots \dots$ vérifiée

⇒ pas la peine de mettre un raidisseur.

3.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) Calcul de $F_{c.rd}$:

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque : $\sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$

Lorsque : $\sigma_{c.sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{25.6}{98.8} + \frac{204.72 \times 10^2 \times 2.1}{33740} = 1.53 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{c.sd} = 1.53 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

⇒ $K_c = 1.0$

- $t_p = 20mm$: épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 14.6 + 2 \times 5.0\sqrt{2} + 5(14.6+21) + 2 \times 20 = 246.74mm$
- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- t_p : épaisseur de la platine d'extrémité
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau

- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

Si $\lambda_{BP} \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$

Si $\lambda_{BP} > 0.72 \rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{24.67 \times 37.88 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.94^2}} = 1.01 > 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (1.01 - 0.2) / 1.01^2 = 0.79$$

On aura donc :
$$F_{c.rd} = \frac{1 \times 0.79 \times 24.67 \times 0.94 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{24.67}{45}\right)^2)}}$$

$$\Rightarrow F_{c.rd} = 331.87 \text{ KN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

On a :
$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 108.56 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{204.72 \times 792.7 \times 10^{-3}}{1510306.45 \times 10^{-6}} = 107.45 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{204.72 \times 652.7 \times 10^{-3}}{1510306.45 \times 10^{-6}} = 88.47 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{204.72 \times 512.7 \times 10^{-3}}{1510306.45 \times 10^{-6}} = 69.49 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{204.72 \times 372.7 \times 10^{-3}}{1510306.45 \times 10^{-6}} = 50.51 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{204.72 \times 232.7 \times 10^{-3}}{1510306.45 \times 10^{-6}} = 31.54 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 347.46 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 347.46 \text{ kN} > F_{c.rd} = 331.87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Remarque :

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 17mm) pour cette zone

3.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

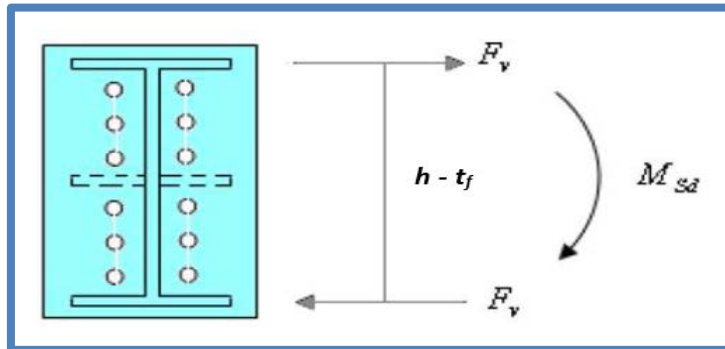


Figure VII.5: Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

a) Calcul de V_{rd}

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 23.5 \times 45 \times \frac{0.94}{1.1} = 524.13 \text{ kN}$$

b) Calcul de l'effort de cisaillement F_v :

$$c) F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{204.72}{0.9 - 0.0146} = 231.22 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_v = 231.22 \text{ kN} < V_{rd} = 524.13 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau a la résistance n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

4Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m),L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

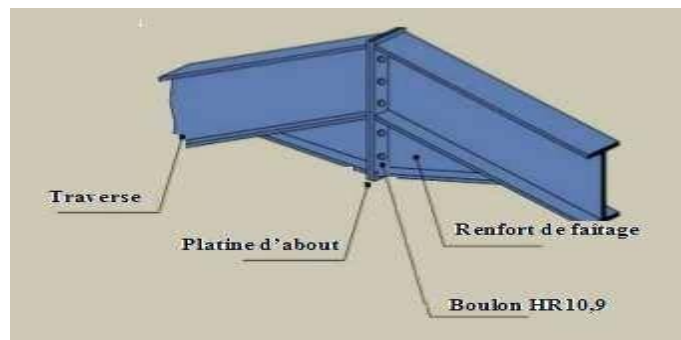


Figure VII.6: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,
La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brosse métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

4.2 Efforts de calcul :

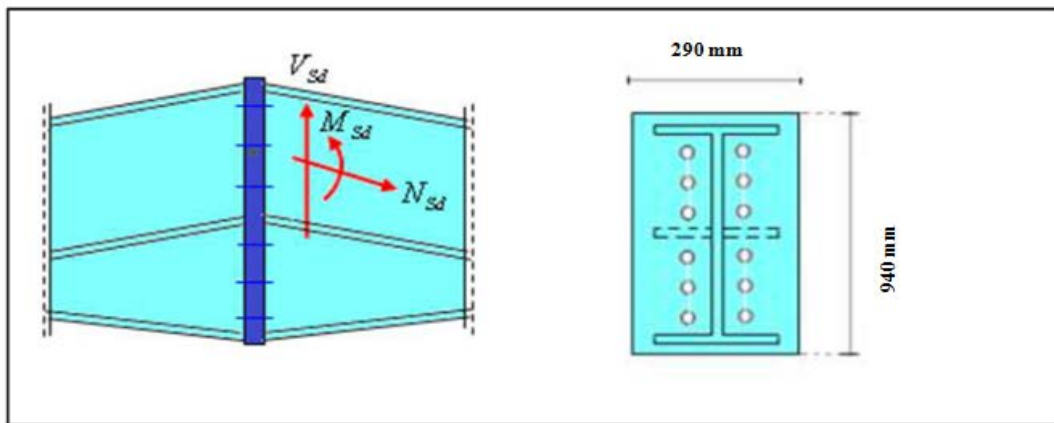


Figure VII.7: Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P).

- $M_{sd} = 145.13 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 63.62 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 36.59 \text{ kN}$

4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

- ⇒ $A_s = 245\text{mm}^2$,
- ⇒ $f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$
- ⇒ $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5\text{kN}$ pour un boulon

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (232.7^2 + 372.7^2 + 512.7^2 + 652.7^2 + 792.7^2) = 1510306.45 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 1510306.45 \times 10^{-3}}{792.7} = 653.5 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 145.13 \text{ kN.m} < M_{rd} = 653.5 \text{ kN.m}$condition vérifiée

4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{63.62}{12} = 5.30 \text{ kN}$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 5.30 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN}$condition vérifiée.

5 Calcul des bases des poteaux

5.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

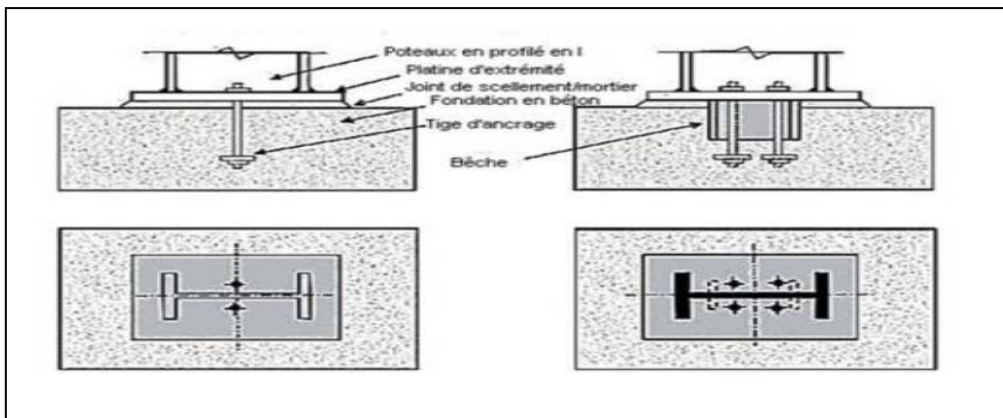


Figure VII.8 : Base des poteaux.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

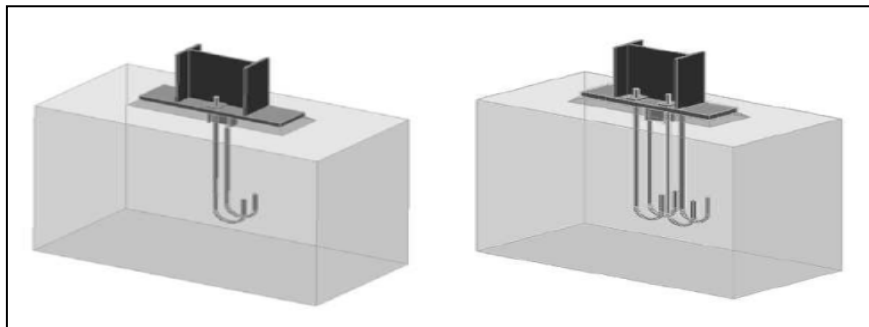


Figure VII.9 : pied de poteau articulé

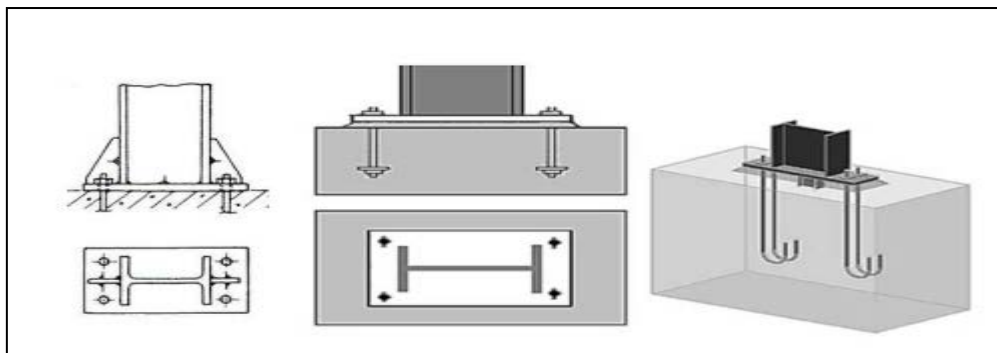


Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en IPE450. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 68.95 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z, sd} = 25.6 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 37.62 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 21.74 \text{ KN}$

5.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{m0} = 1.1$; $\gamma_{m2} = 1.25$
Béton : $\gamma_c = 1.5$

5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \qquad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de α_{cc} est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :
 $\alpha_{cc} = 1.0$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \qquad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \left(\frac{68950}{16.7} \right)^2 = 199.37 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{68950}{16.7} = 4128.74 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

5.6 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 4128.74 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 4128.74 \text{ mm}^2 < 81225 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p > b_{fc} + 2t_{fc} = 190 + (2 \times 14.6) = 219.2 \text{ mm}$$

$$h_p > h_c + 2t_{fc} = 450 + (2 \times 14.6) = 479.2 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} b_p = 220 \text{ mm} \\ h_p = 480 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne $A_{c0} = 220 \times 480 = 105600 \text{ mm}^2 > 4128.74 \text{ mm}^2$

5.7 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = -(190 - 9.4 + 450) = -630.6 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \cdot t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \cdot h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} \cdot t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 68950}{16.7} - (2 \times 190 \times 14.6 + 4 \times 14.6^2 + 0.5 \times 450 \times 9.4 - 14.6 \times 9.4)$$

$$C = -6314.03 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$c = \frac{630.6 - \sqrt{(-630.6)^2 - 4 \times 2 \times (-6314.03)}}{2 \times 2} \text{ Donc : } c = -9.71 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle

Pour le calcul de la largeur additionnelle C dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

✚ Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :

En posant $t = 15 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 15 \left(\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 31 \text{ mm}$$

$$c = 31 \text{ mm} < (h_c - 2t_{fc})/2 = (450 - 2 \times 14.6)/2 = 210.4 \text{ mm}$$

$c = 31 \text{ mm} < 210.4 \text{ mm}$ Il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 15 mm .

Donc $\beta_c = 15 \text{ mm} < c = 31 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte.

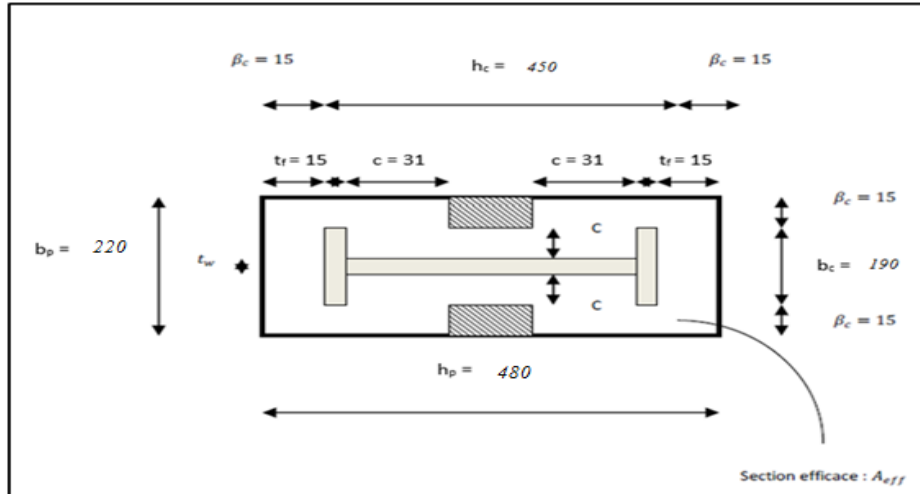


Figure VII.11 : Dimensions de la plaque d'assise.

🔧 Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{fc})$$

$$A_{eff} = 2(190 + 2 \times 15)(31 + 15 + 14.6) + (450 - 2 \times 31 - 2 \times 14.6)(2 \times 31 + 9.4)$$

$$A_{eff} = 52282.3 \text{ mm}^2$$

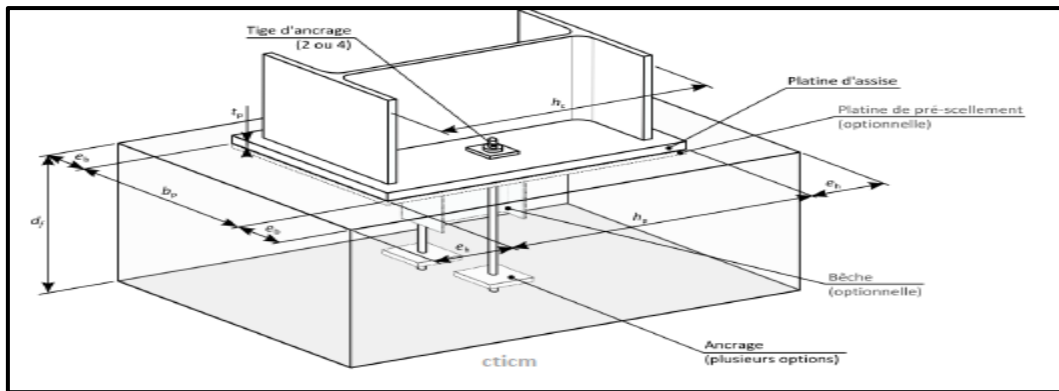


Figure VII.12 : assemblage de la platine.

🔧 Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \text{ Avec : } N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 68950 \times 16.7 \times 10^{-3} = 873.11 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 68.95 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 873.11 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.8 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1.1} ; M_{Rd} = 8.01 \text{ KN.mm}$$

Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{(c^2 / 2) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(31^2 / 2) \times 68.95}{52282.3} ; M_{sd} = 0.63 \text{ KN.mm}$$

$M_{sd} = 0.63 > M_{Rd} = 8.01 \dots\dots\dots OK$

5.9 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd} = 0.2 \times 68.95 \qquad F_{v,Rd} = 13.79 \text{ KN}$$

N_{sd} : est l'effort de calcul de compression du poteau.

$C_{f,d}$: coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$V_{sd} = 25.6 \text{ N} > F_{v,Rd} = 13.79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$

Remarque : La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

5.10 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

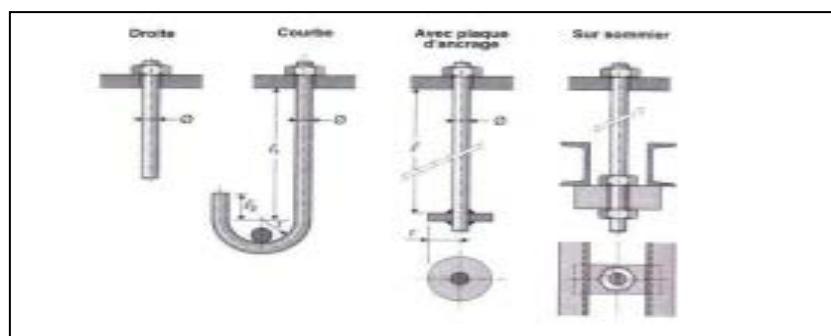


Figure VII.13 : types de tiges d'ancrage.

a) Résistance des tiges d’ancrages au cisaillement :

L’EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

$F_{f,Rd}$: résistance de calcul par frottement en présence d’un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f,Rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb,Rd}$: résistance de calcul d’une tige d’ancrage au cisaillement.

$$F_{vbrd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \text{ et } 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : nombre de tiges situées dans l’assemblage.

On constate que cette règle permet d’ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d’encrage à celle par frottement cette dernière résistance n’existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 68.95 = 13.79 \text{ KN}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 \times 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 13.79 + 2 \times 29 = 71.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 25.6 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 71.79 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d’ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{eff}(\text{bèche}) \leq 1.5 h_{\text{bèche}}$
- Hauteur de la bèche : $h_{\text{bèche}} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{\text{beche}} / b_{\text{beche}} \leq 20$

Les dimensions d'un profile **IPE 100** respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en *IPE 100* en acier *S235* est retenue.
- La profondeur totale : $d_0=100\text{ mm}$
- La longueur efficace : $L_{eff}=100-30=70\text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de 30 mm .

b) Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique):

Combinaison **G + 1.5V₃**

$$N_{sd} = V_A = 37.62\text{ KN} \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 21.74\text{ KN} \rightarrow$$

c) Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{N_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6\text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{21.74 / 2}{29} + \frac{37.62 / 2}{70.6} = 0.64 \leq 1 \dots\dots\dots OK$$

- Pour deux tiges *M20* en classe 4.6 :

$$A_s = 245\text{ mm}^2; f_{ub} = 400\text{ N/mm}^2; f_{yb} = 240\text{ N/mm}^2; \quad d = 20\text{ mm}$$

d) Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

- Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc,Rd}$$

- La résistance d'ancrages en traction d'une tiges d'ancrages est :

$$F_{anc,Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

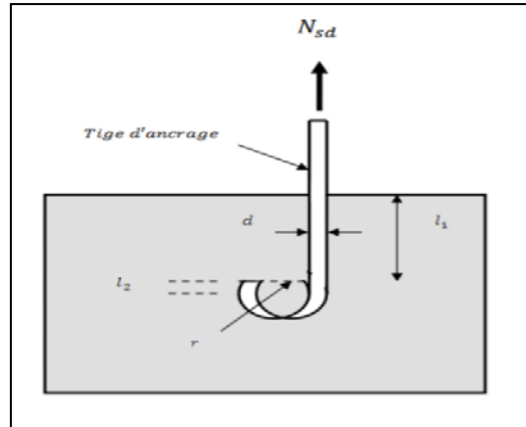


Figure VII.14: Tige d'ancrage

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b,rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : résistance ultime du boulon d'ancrage

f_{bd} : constante d'adhérence de calcul

d : diamètre du boulon d'ancrage

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times 400 / 1.2 = 960 \text{ N/mm}^2$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 20 + 960 \times 1.2 = 72382 \text{ N}$$

$$N_{Sd} / 2 = 37.62 / 2 = 18.81 \text{ KN} \leq f_{anc.Rd} = 72.382 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{Sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd} \text{ :effort de soulèvement par tige d'ancrage}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{d \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} ; \frac{l_{b.rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

A : la section brute de la tige

$$A / A_s \approx 0.8 \Rightarrow$$

A_s : section résistante

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b.rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

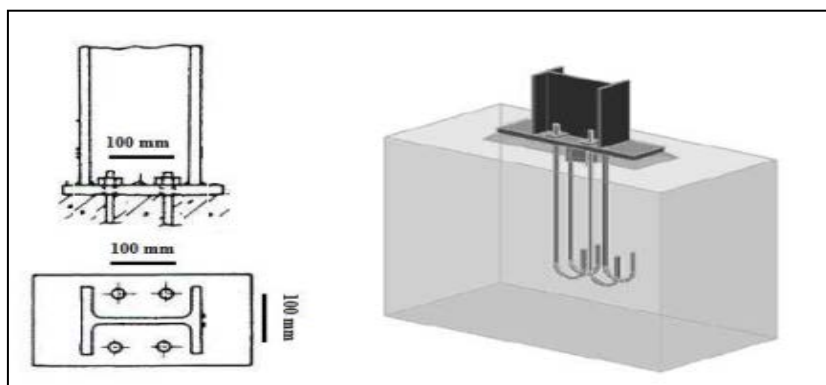


Figure VII.15 :Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

1. Les types des fondations

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

- **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 =0.2MPa)

2. Etude des semelles :

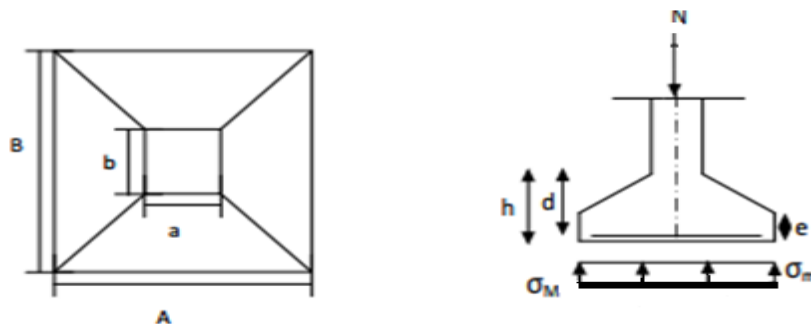


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (KN)	68.69	48.8
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m ²		

Fig. VIII.2 tableaux de l'effort normal.

- Sous l'effort vers le bas

a. Dimensionnement de la semelle

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}} \end{array} \right\}$$

on a

b = 480 mm et a = 220 mm

$$\sigma_{sol} = \frac{Nsd}{A * B} \rightarrow A * B \geq \frac{Nsd}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Nsd}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 0.45 \cdot B^2 = 0.24$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.45}{0.24}} = 0.73m$$

$$\Rightarrow A = 0.73 \times \frac{0.22}{0.48} = 0.34m$$

- Donc on prend une semelle de dimensions (0.8 x 0.40) m².

b. Détermination de d et h :

$$h = d + 5cm$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{0.8 - 0.48}{4} \leq d \leq 0.4 - 0.22$$

$$\Rightarrow 0.08m \leq d \leq 0.18 m \Rightarrow 8cm \leq d \leq 18cm$$

$$d = 20 cm$$

Alors h = 20 + 5 = 25 cm

- Sous l'effort de soulèvement :

$$N_{sd} = 37.62 \text{ kN}$$

on a :

$$\frac{37.62}{350} = 0.1 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{0.1}{h} = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } S_1 = 0.8 \times 0.4 < 0.4 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } \text{Donc on prend } S = 0.5 \text{ m}^2$$

Notre nouvelle semelle a les dimensions suivantes (1 x 0.5) = 0.5 m².

- **Détermination de d et h** : $h = d + 5 \text{ cm}$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \rightarrow \frac{1-0.48}{4} \leq d \leq 0.5 - 0.22$$

$$\Rightarrow \text{▶ } 0.13 \text{ m} \leq d \leq 0.28 \text{ m} \Rightarrow \text{▶ } 13 \text{ cm} \leq d \leq 28 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

2.1. Calcul du ferrailage :

a. À ELU :

$$A_u = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{68.69 \times 10^{-3} \times (0.5 - 0.22)}{8 \times 0.3 \times 347.83} = 0.23 \text{ cm}^2$$

b. À ELS :

$$A_s = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n * f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$N_s = 4880 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{48.80 \times 10^{-3} \times (0.5 - 0.22)}{8 \times 0.3 \times 201.63} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 4T12

- **Détermination de la hauteur du patin 'e** :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max (13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

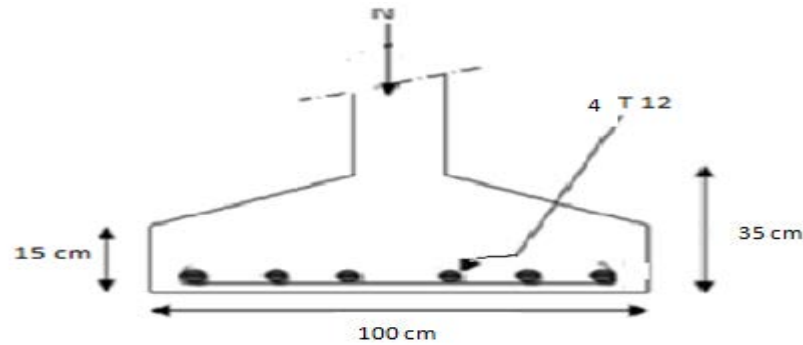


Fig VIII.3: Ferrailage des semelles isolées.

3. CALCUL DES LONGRINES:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

a. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm**.

b. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha}; 20kN \right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

✚ L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{68.69}{12} = 6kN$$

✚ L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{48.80}{12} = 4.1kN$$

$$\rightarrow F = \max[4.1kN ; 6kN ; 20kN] = 20kN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{210.6} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * 25 * 30 * \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi \text{ min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi t \leq \min \left(\frac{300}{35}; \varphi \text{ min}; \frac{250}{10} \right) \rightarrow \varphi t \leq \min(8.5; 10; 25)$$

Alors on prend : $\varphi t = 8 \text{ mm}$

e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser : $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\varphi t)$

- $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\varphi t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$
- Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

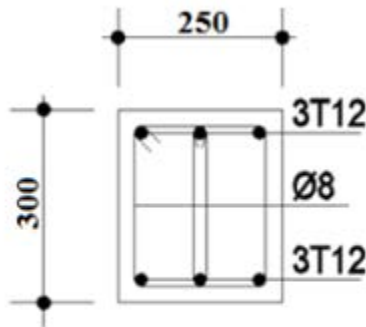


Fig VIII .4: Ferrailage des longrines.

Conclusion Générale

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil. La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar industriel, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, panne, contreventements, stabilité, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises. Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquies des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

ANNEXES

ANNEXE 1 :

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXES

ANNEXE 2 :

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

ANNEXES

ANNEXE 3 :

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXES

ANNEXE 4 :

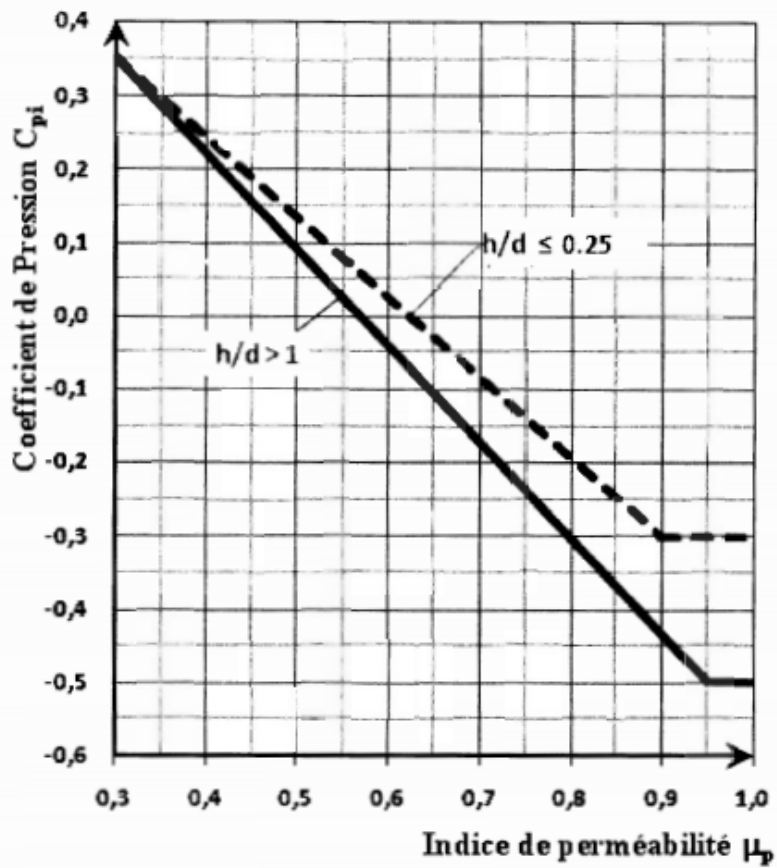


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

ANNEXES

ANNEXE 5 :

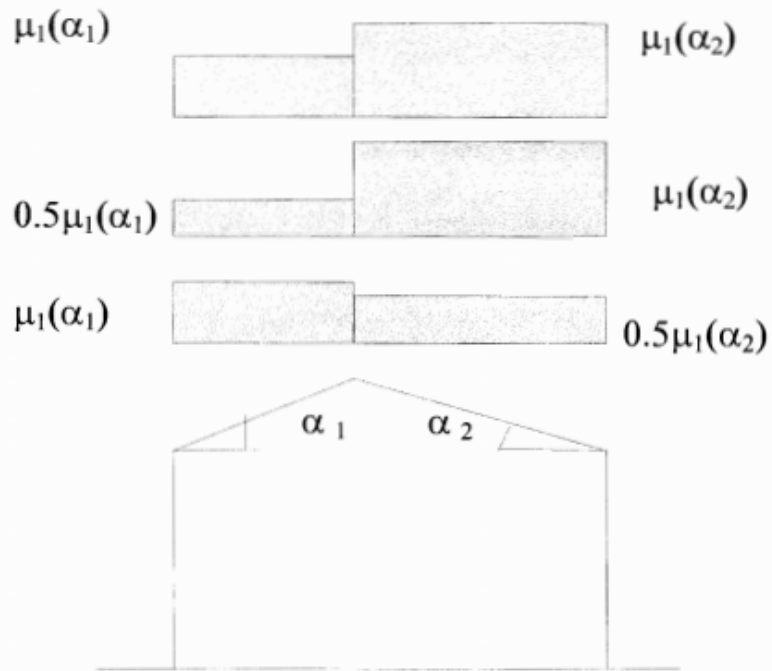


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

ANNEXES

ANNEXE 6 : tableaux des profilés

Désignation	Dimensions					A	Dimensions de construction					Surface	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm		r mm	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m
						x 10 ²							
IPE A 80 ^{γ*}	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325 64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328 54,64
IPE A 100 ^{γ*}	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397 57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400 49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472 54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475 45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547 52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551 42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619 48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623 39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M10	48	48	0,694 45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M10	48	48	0,698 37,13
IPE O 180 [†]	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M10	50	50	0,705 33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M10	54	58	0,764 41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M10	54	58	0,768 34,36
IPE O 200 [†]	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M10	56	60	0,779 31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M12	60	62	0,843 38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M12	60	62	0,848 32,36
IPE O 220 [†]	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M12	58	66	0,858 29,24

ANNEXES

Désignation	Valeurs statiques													
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z					S _s mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁶
		I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ^o mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ^o mm ³	i _z mm				
x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹			
IPE A 80	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09	
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12	
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28	
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71	
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58	
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98	
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09	
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93	
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74	
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53	
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57	
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79	

ANNEXES

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction						Surface	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h ₁ mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
							x10 ²							
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M24	102	104	1,622	17,56

ANNEXES

Désignation	Valeurs statiques												
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z					S _s mm	I _t mm ⁴
I _y mm ⁴		W _{el.y} mm ³	W _{pl.y} ^o mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el.z} mm ³	W _{pl.z} ^o mm ³	i _z mm				
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹	
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6

ANNEXES

ANNEXE 7 : dimensions des barres rondes



Acier S 275 JR ou S 235 JR selon
NF EN 10025
Long. 6m/6m200

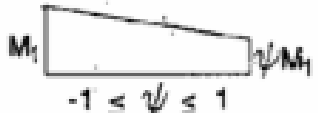
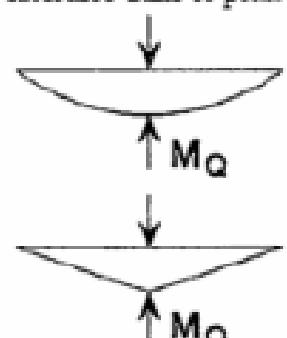
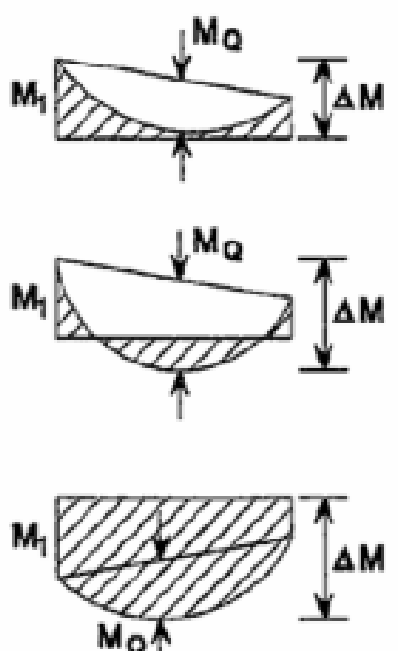


Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,860
45	12,500
50	15,400
60	22,200

ANNEXES

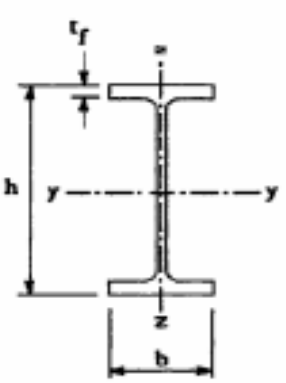
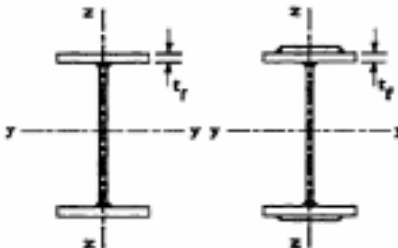

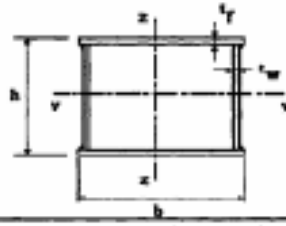

ANNEXE 8 :

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p>M_0 M_0</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p>M_1 M_0 ΔM M_1 M_0 ΔM M_1 M_0 ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$


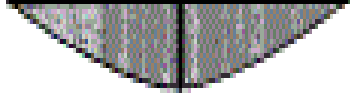

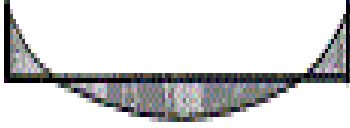

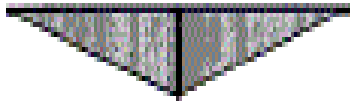

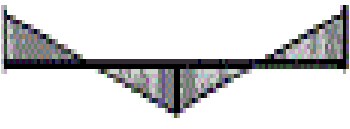
ANNEXES

ANNEXE 9 :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

ANNEXES

ANNEXE 10 :

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,69	1,50

ANNEXES

ANNEXE 11 : étude des assemblages

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

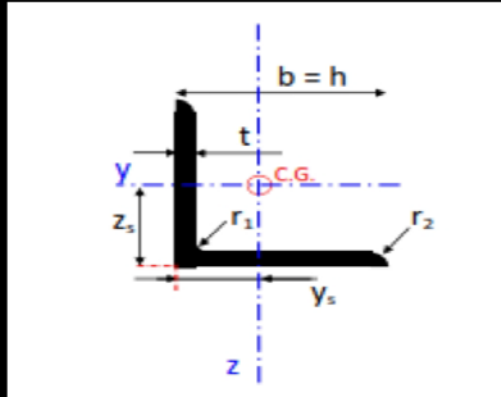
Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

ANNEXES

ANNEXE 12 :Caractéristiques de la cornière 70 × 70 × 5

Equal Leg Angles [L]

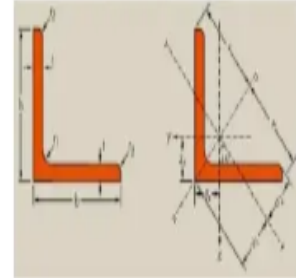
L 70 x 70 x 5



G	i	5.37	kg/m
h = b	i	70	mm
t	i	5	mm
r1	i	9	mm
r2	i	-	mm
A	i	684	mm ²
z _s =y _s	i	1.88	mm
AL	i	0.27	m ² /m
I _{y/z}	i	3.12E+05	mm ⁴
W _{el.y/z}	i	6100	mm ³

ANNEXES

Dimensiunile și caracteristicile secțiunilor cornierelor laminate la cald cu aripi egale - EN 10056:1998



Profil	Dimensiuni				Aria secțiunii	Masa	Distanțele centrului de greutate			Caracteristicile secțiunilor în raport cu axele						
	h=b	t	r ₁	r ₂			z _y	v	u ₁	X-X'-Y-Y'			U		V	
										I _y =I _z	W _{el} =W _{ez}	I _y =I _z	I _u	I _v	I _y	I _z
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(kg/m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	
L20x20x3	20	3	3.5	2.00	1.12	0.879	0.596	1.41	0.843	0.388	0.276	0.589	0.614	0.741	0.162	0.380
L25x25x3	25	3	3.5	2.00	1.42	1.11	0.721	1.77	1.02	0.796	0.447	0.749	1.26	0.942	0.329	0.481
L25x25x4	25	4	3.5	2.00	1.85	1.45	0.761	1.77	1.08	1.01	0.581	0.739	1.60	0.930	0.425	0.479
L30x30x3	30	3	5	2.5	1.74	1.36	0.835	2.12	1.18	1.40	0.647	0.898	2.23	1.13	0.579	0.577
L30x30x4	30	4	5	2.5	2.27	1.78	0.878	2.12	1.24	1.80	0.848	0.891	2.86	1.12	0.749	0.575
L35x35x4	35	4	5	2.5	2.67	2.09	1.00	2.47	1.42	2.95	1.18	1.05	4.69	1.33	1.22	0.676
L40x40x4	40	4	6	3.0	3.08	2.42	1.12	2.83	1.58	4.47	1.55	1.20	7.10	1.52	1.84	0.773
L40x40x5	40	5	6	3.0	3.79	2.97	1.16	2.83	1.64	5.43	1.91	1.20	8.61	1.51	2.25	0.771
L45x45x4	45	4	7	3.5	3.49	2.74	1.23	3.18	1.75	6.43	1.97	1.36	10.21	1.71	2.65	0.871
L45x45x5	45	4.5	7	3.5	3.90	3.06	1.26	3.18	1.78	7.15	2.21	1.35	11.35	1.71	2.95	0.870
L45x45x6	45	5	7	3.5	4.30	3.38	1.28	3.18	1.81	7.84	2.43	1.35	12.45	1.70	3.24	0.868
L50x50x4	50	4	7	3.5	3.89	3.06	1.36	3.54	1.92	8.97	2.46	1.52	14.25	1.91	3.70	0.975
L50x50x5	50	5	7	3.5	4.80	3.77	1.40	3.54	1.99	10.96	3.04	1.51	17.41	1.90	4.52	0.970
L50x50x6	50	6	7	3.5	5.69	4.47	1.45	3.54	2.04	12.84	3.62	1.50	20.37	1.89	5.31	0.966
L50x50x7	50	7	7	3.5	6.56	5.15	1.49	3.54	2.10	14.61	4.16	1.49	23.14	1.88	6.09	0.963
L55x55x5	55	5	8	4.0	5.32	4.18	1.52	3.89	2.15	14.71	3.70	1.66	23.37	2.10	6.06	1.07
L55x55x6	55	6	8	4.0	6.31	4.95	1.56	3.89	2.21	17.29	4.39	1.66	27.44	2.09	7.13	1.06
L60x60x4	60	4	8	4.0	4.71	3.70	1.60	4.24	2.26	15.78	3.59	1.83	25.04	2.31	6.51	1.18
L60x60x5	60	5	8	4.0	5.82	4.57	1.64	4.24	2.32	19.37	4.44	1.82	30.77	2.30	7.97	1.17
L60x60x6	60	6	8	4.0	6.91	5.42	1.69	4.24	2.39	22.79	5.29	1.82	36.20	2.29	9.38	1.17
L60x60x8	60	8	8	4.0	9.03	7.09	1.77	4.24	2.50	29.15	6.89	1.80	46.19	2.26	12.11	1.16
L65x65x6	65	6	9	4.5	7.53	5.91	1.80	4.60	2.55	29.19	6.21	1.97	46.36	2.48	12.09	1.27
L65x65x7	65	7	9	4.5	8.70	6.83	1.85	4.60	2.61	33.43	7.19	1.96	53.08	2.47	13.78	1.26
L65x65x8	65	8	9	4.5	9.85	7.73	1.89	4.60	2.67	37.49	8.13	1.95	59.46	2.46	15.52	1.26
L70x70x6	70	6	9	4.5	8.13	6.38	1.93	4.95	2.73	36.88	7.27	2.13	58.60	2.69	15.16	1.37
L70x70x7	70	7	9	4.5	9.40	7.38	1.97	4.95	2.79	42.30	8.41	2.12	67.19	2.67	17.41	1.36
L70x70x8	70	8	10	5.0	10.67	8.37	2.01	4.95	2.84	47.27	9.47	2.11	75.01	2.65	19.52	1.35
L70x70x9	70	9	9	4.5	11.88	9.32	2.05	4.95	2.90	52.47	10.60	2.10	83.18	2.65	21.76	1.35

ANNEXES

ANNEXE 13 :

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\text{où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \text{ et : } \alpha = 0,21$$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXES

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,34$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Références bibliographiques

- ✓ *Le Règlement Algérien Neige et Vent version2013 (pour l'étude climatique).*
- ✓ *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- ✓ *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)*
- ✓ *Règlement parasismique Algérien RPA99/version2003 (pour l'étude sismique)*

