



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Construction métallique.

Thème

Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage

Soutenu, le 07/ 03/ 2021 par :

Mr. ADJOU Lyes.

Devant le jury composé de :

Président: Mr. LABIOD Mahfoud

Examineur: Mr. ILLOULI Saïd

Promoteur : Mr. DAHMANI Lahlou

Promotion :2019/2020

Remercîment

Ce travail a été réalisé au sein du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

Avant tout, je remercie Dieu pour tout le courage et la force qu'il m'a donné pour faire ce travail.

Je remercie mon encadreur de mémoire, Pr DAHMANI Lahlou, pour son accueil, ces conseils et de m'avoir guidé pas à pas dans mon travail.

Je tiens à remercier le membre de jury d'avoir accepté de juger mon travail ;

Un très grand « Merci » à tous les enseignants et à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin à ma formation.

Enfin, je suis heureux de remercier nos camarades du département de GENIE CIVIL, en particulier de la promo CM, pour les bons moments passés ensemble.

Dédicace

*A mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, le
symbole de tendresse ma chère mère et le généreux père (Alah
irehmou)*

*A ce qui on fait de ma vie une joie : mes frères et sœurs
(Imen,sadia,katia,mouhend,zahir,massinissa,hakim,belaïd)*

.A ma nièce « Amel »

A mes neveux « lyes et youcef»

A Mes chers cousins (es).

A mes enseignants (es)

*A tous mes chers amis (es) :chix ramdane,
Nadir,lyes,rouji,boussad,koyot,amrabad,moh,houhou,hemou,.....etc.*

A toute ma famille

*A chaque personne qui a contribué à la réalisation de ce travail de
près comme de loin.*

*A tous ceux qui sont proches de mon cœur et dont je n'ai pas cité le
nom.*

.....
.....

*Je vous dédie ce travail en guise
de reconnaissance car vous m'êtes
si chers que je ne peux que vous offrir
ce que j'ai appris de mieux dans ma vie.*

Sommaire

Introduction générale	01
CHAPITRE I : Présentation du Projet	
INTRODUCTION	02
Situation du projet	02
Caractéristiques et données du projet :	02
Géométrie de l'ouvrage	02
Ossature et stabilité de la structure	03
La toiture	03
Les façades	04
Matériaux utilisés	04
a) Acier	04
b) Le béton	05
Règlements techniques utilisés :	06
 CHAPITRE II : Etude au vent selon le règlement neige et vent 2013	
INTRODUCTION	07
Etude du vent	07
Direction du vent	07
Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul	08
Calcul de la pression dynamique q_p	09
Détermination de coefficient de d'exposition C_{ex}	10
Coefficients de pression extérieure C_{pe}	10
Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	11
Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	14
Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	16
Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	17
Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	17
Calcul de la pression aérodynamique $W(z)$	18
Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1)	18
Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2)	20
 Action d'ensemble	
Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1)	25
1. Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$	25
2. Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$	26
3. Détermination de la force de frottement F_{fr}	26
4. Calcul de la stabilité d'ensemble	27
Cas de vent perpendiculaire au long pan (V2) :	29
1. Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$	29
2. Détermination de la force intérieure $F_{w,i}$	30
3. Détermination de la force de frottement F_{fr}	30
4. Calcul de la stabilité d'ensemble	31

Sommaire

CHAPITRE III : Etude a la neige

Action de la neige	33
La charge de neige	33
La charge de neige sur le sol	34
Charges de neige sur la toiture	34
a. Coefecient de forme de la toiture	34
b. Coefecient de forme des toitures μ	34
c. Disposition de charge sans accumulation :	34
d. Disposition de charge avec accumulation	35

CHAPITRE IV : Etude des pannes et les lisses de bardages

Introduction	36
Calcul des pannes	36
Détermination des sollicitations	36
évaluation des charges et surcharges	36
Combinaisons des charges les plus défavorables :	38
Résistance en section	39
Déversement de l'élément	39
Vérification à l'état limite ultime (ELU)	39
Vérification à l'état limite de service (ELS) :	44
Calcul de l'échantignole	45
Calcul des charges revenant à l'échantignole	46
Calcul du moment de renversement	46
Dimensionnement de l'échantignole :	46
Calcul des liernes de la toiture	47
Dimensionnement des liernes	47
Etude des lisses de bardages	49
Détermination des sollicitations	49
Calcul des lisses de long pan :	50
Vérification de l'IPE 140 à la sécurité :	51
Calcul des liernes de long pan :	53
Dimensionnement :	53
Calcul des lisses de pignon :	54
Evaluation des charges et surcharge :	54
Vérification de l'IPE 140 à la sécurité :	56
Calcul des liernes de pignon :	57

CHAPITRE V Calcul des potelets

Introduction	58
Dimensionnement des potelets	58
Principes de dimensionnement	58
les données	58

Sommaire

Calcul des charges et surcharges	59
Condition de la flèche	59
Vérification à l'ELU	59
Vérification de l'élément aux instabilités	62

CHAPITRE VI : Etude sismique

Introduction.....	65
Méthode statique équivalente :.....	65
Domaine d'application	65
Principe de la méthode	65
Calcul de la force sismique totale	66
a) Coefficient d'accélération de zone (A) :.....	66
b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	66
c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :	67
d) Facteur de qualité (Q)	68
e) Calcul de poids de la structure (W)	68
Force sismique suivant la direction X et Y	70
Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	70

CHAPITRE VII : Calcul du portique

Introduction.....	72
Caractéristiques du portique étudié :	72
Les efforts sollicitant le portique	73
Charges permanentes	73
Effet de la neige	74
Effet du vent.....	74
Calcul des efforts internes.....	75
charges verticales vers le bas	77
Charges verticales vers le haut.....	77
Vent horizontal :(dépression).....	78
Vent horizontal :(pression).....	79
Tableaux récapitulatifs :	79
Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb).....	81
Modélisation avec les imperfections :	82
Calcul des efforts internes additionnels	83
Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :	84
Choix de la méthode d'analyse	85
Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :	85
Pré-dimensionnement de la traverse :	86
Vérification de la traverse a l'ELS :	87
Vérification de la traverse a l'ELU :	88

Sommaire

Vérification du poteau IPE500	104
Vérification de l'élément aux instabilités :	104
 CHAPITRE VIII : Calcul des contreventements	
Introduction.....	109
Dispositions des contreventements	109
Effort du vent sur les pignons :	109
Calcul de la poutre au vent en pignon	110
Evaluation des efforts horizontaux :	111
Efforts de traction dans les diagonales	111
Section de la diagonale	111
Vérification à la résistance ultime de la section nette :	112
 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance.....	113
Vérification de l'élément aux instabilités	115
 Calcul de la palée de stabilité en long pan	118
Vérification à la résistance ultime de la section nette :	119
 CHAPITRE IX : Calcul des assemblages	
Introduction	121
Calcul des assemblages par boulons	121
Avantages des boulons HR	121
Assemblage de rive (Poteau-Traverse)	121
La disposition constructive des boulons :	122
Efforts de calcul :	122
les composants de l'assemblage :	123
Calcul de la hauteur de la partie comprimée	123
Calcul du moment résistant	124
L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons	124
Le moment résistant effectif de l'assemblage	123
Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	124
Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	125
Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée	126
Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	129
Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse).....	129
La disposition constructive des boulons :	130
Efforts de calcul :	130
Le moment résistant effectif de l'assemblage :	130
Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	131
Calcul des bases des poteaux	131
Assemblage du pied de poteau	132
Dimensionnement d'une plaque d'assise	134

Sommaire

Données de base	134
Résistance du béton à la compression	134
Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement.....	135
Estimation de l'air de la plaque d'assise	135
Choix du type de la plaque d'assise	135
Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	135
Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise	137
Les tiges d'encrage :	138
CHAPITRE X : Etude des fondations	
Introduction	143
Les types des fondations	143
Étude des semelles.....	144
Calcul des longrines	145
Conclusion générale	148
Références bibliographiques	
ANNEXE	
Plans	

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

Figure I.2 : Panneau sandwichs.

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

CHAPITRE II

Figure II.1 : Les directions principales du vent.

Figure II.2 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

Figure II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspond a chaque zone de toiture vent dans le sens V1.

Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V2.

Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspond a chaque zone de toiture vent dans le sens V2.

Figure II.6 : Coefficient de pression intérieur C_{pe} des bâtiments sans face dominante.

Figure II.7 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Figure II.8 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Figure II.9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Figure II.10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Figure II.11 : Stabilité longitudinale.

Figure II.12 : Stabilité transversal

CHAPITRE III

Figure III. 1 : Représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure III.2 : Charge de la neige sans accumulation.

Figure III.3 : Charge de la neige avec accumulation

CHAPITRE IV

Figure IV. 1 : disposition des pannes sur la toiture.

Figure IV. 2 : Charge permanente G sur les pannes.

Figure IV. 3 : Surcharge du vent sur les pannes

Figure IV. 4 : Charge de neige sur les pannes

Figure IV. 5 : panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure IV. 6 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure IV. 7 : Phénomène de déversement

Figure IV. 8 : Déversement d'une panne de toiture

Figure IV. 9 : Vérification de la flèche

Figure IV. 10 : Disposition de l'échantignole.

Figure IV. 11 : disposition des liernes

Figure IV. 12 : Effort dans les liernes

Figure IV. 13 : Coupe longitudinale de la lisse de bardage

Figure IV. 14 : La répartition des charges sur les lisses de long pan

Figure IV. 15 : Semelle comprimé soutenu sur toute sa longueur

CHAPITRE V

Figure V.1 : Disposition des potelets.

Figure V.2 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : éléments constituant le portique

Figure VII.2 : Vue du portique en 3D

Figure VII.3 : Pression statique du vent sur le portique.

Liste des figures

Figure VII.4 : charge du vent équivalente de la toiture

Figure VII.5 : Efforts internes.

Figure VII.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

Figure VII.7 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

Figure VII.8 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

Figure VII.9 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (pression).

Figure VII.10 : Imperfection géométrique.

Figure VII.11 : Effort horizontal en tête du poteau.

Figure VII.12 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$

Figure VII.13 : Moments sous la charge équivalente totale.

Figure VII.14 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

Figure VI.15 : Calcul du moment au point quelconque P.

Figure VII.16 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1 : Effort du vent sur les pignons.

Figure VIII.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

Figure VIII.3 : Efforts F_d dans la diagonale

Figure VIII.4 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

CHAPITRE IX

Figure IX.2 : détails d'assemblage.

Figure IX.1 : Assemblage de rive

Figure IX.3 : la hauteur de la zone comprimée

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

Liste des figures

Figure IX.5 Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure IX.6 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure IX.7 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

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

Figure IX.9 : Base de poteau

Figure IX.10 : Exemples d'assemblages de type articulé dans un portique

Figure IX.11 : Exemples d'assemblages de type encastré dans un portique.

Figure IX.12 : Détails sur l'assemblage

Figure IX.13 : Dimensions de la plaque d'assise.

Figure IX.14 : types de tiges d'ancrage.

Figure IX.15 : Tige d'ancrage

CHAPITRE X

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

Figure X.2 : Ferrailage des longrines

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

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

Tableau II.2 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

Tableau II.6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.7 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=-0.3$.

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=0.2$.

Tableau II.9 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=-0.3$.

Tableau II.10 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=0.2$.

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=-0.3$.

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=0.2$.

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=-0.3$.

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi}=0.2$.

Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent dans le sens V2 avec $C_{pi}=-0.64$.

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.

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 V1.

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

LISTE DES TABLEAUX

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 V2.

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : poids des éléments

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Pression $W(z)$ sur la paroi verticale

Tableau VII.2 : pression $W(z)$ sur la toiture

Tableau VII.3 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire

Tableau VII.4 : réactions d'appuis sous charges réelles

Tableau VII.5 : valeurs des moments sous charges réelles

Tableau VII.6 : combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau VII.7 : combinaisons à l'ELU pour les moments

Tableau VII.8 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU

Tableau VII.9 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau VII.10 : Efforts équivalent en tête poteaux

Tableau VII.11 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} .

Tableau VII.12 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq} .

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

CHAPITRE X

Tableau X.1 : Effort normal

Liste des symboles utilisés

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.
λ_{y, z}	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
χ_{y, z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
Ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
φ	Diamètre d'une armature transversale.
ν	Coefficient de poisson (nu).
μ_s	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_b	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.

Liste des symboles utilisés

λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	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

Introduction générale

Introduction générale

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité : Construction métallique à l'Université MOULOUD MAMMERIE « TIZI-OUZOU », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un hangar de stockage en charpente métallique à Tizi-Ouzou situé à OUED AISSI. Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hangar a été conçu en charpente métallique.

Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

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

CHAPITRE I :

Présentation du projet.

INTRODUCTION:

Mon projet consiste à faire l'étude et la conception d'un hangar en Charpente métallique de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 756 m² destiné pour le stockage

I.1 Situation de projet:

L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Site meuble (S3).

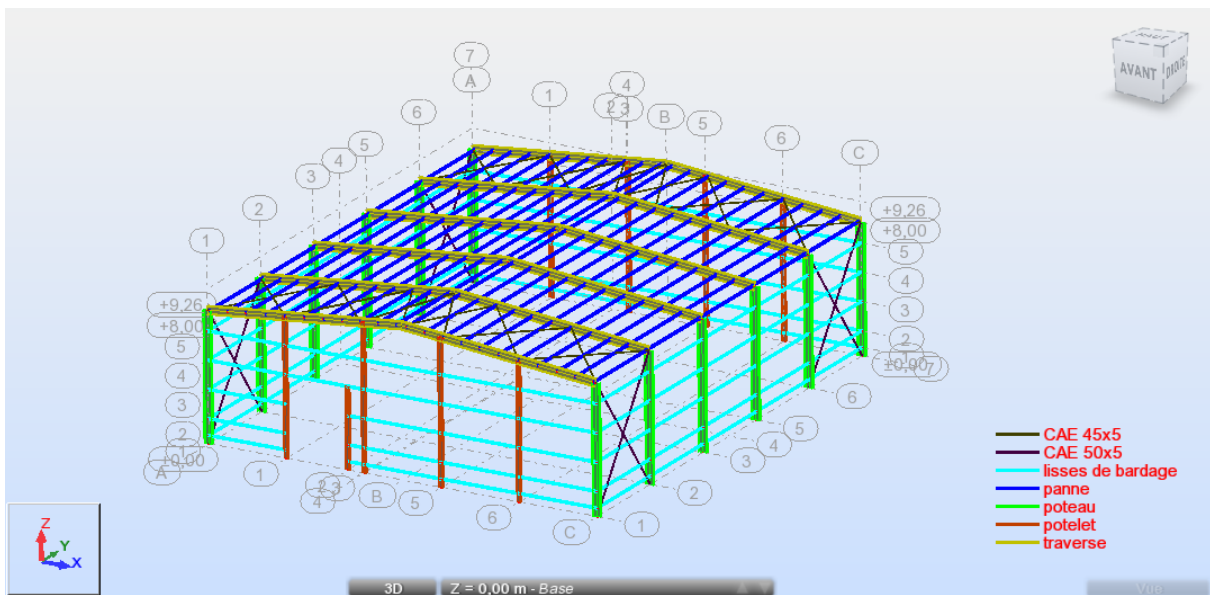


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

I.2 Caractéristiques et donnée du projet:**I.2.1 Géométrie de l'ouvrage:**

- Longueur totale = **30.00m.**
- Largeur totale = **25.20m.**
- Hauteur totale = **09.26m.**
- Hauteur des poteaux = **8.00m.**
- Hauteur de la toiture = **01.26m**
- Pente de la toiture = **5.71°**

I.2.2 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 6 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.2.3 La toiture:

La toiture est en charpente métallique a 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.

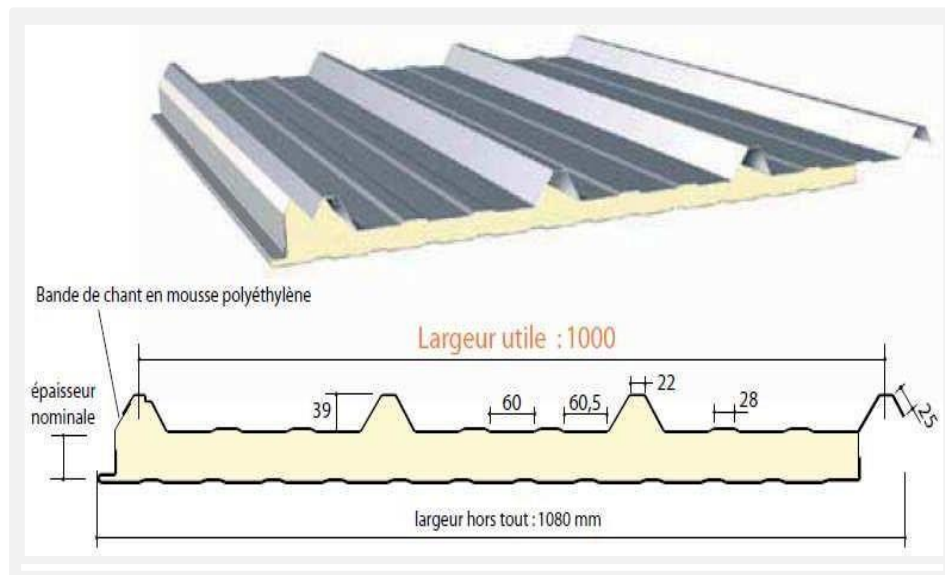


Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.2.4 Les façades :

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

I.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.

➤ 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%.

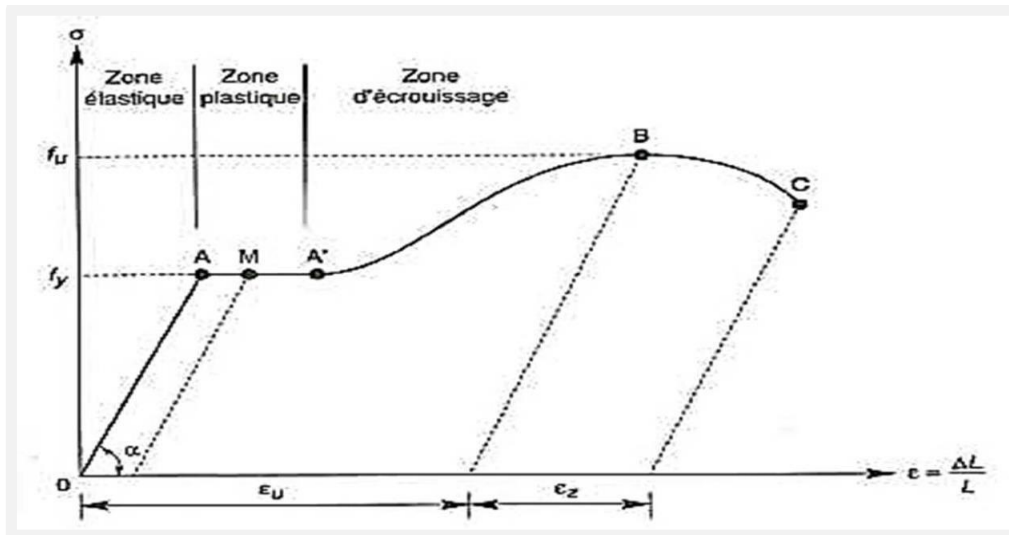


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

➤ **Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :**

- Module d'élasticité $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

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 : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ MPa}$

I.3 Règlements techniques 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.

CHAPITRE II :

Etude au vent
selon le règlement
neige et vent
2013.

Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations, produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement Neige et Vent **R.N.V.2013** nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le Dimensionnement de notre structure.

II. Etude du 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.

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

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » RNV99-version 2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times [c_{pe} - c_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ (D'après RNV 2013 Chap2, Formule 2.6)}$$

q_p : Pression dynamique du vent (N/m²)

c_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.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 $l = 30$ m.
- . La largeur $b = 25.2$ m
- . La hauteur des parois verticales $h = 8$ m
- . La hauteur totale $H = 9.26$ m.
- . La hauteur de la toiture $h = 1.26$ m
- . La pente des deux versants est égale à $\alpha = 5.71$ soit 10%.

- **Les surfaces :**

- Surface d'un pignon $(25.2 \times 8) + (25.2 \times 3/2) = 239.4 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan $(30 \times 8) = 240 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture $(12.663 \times 30) = 379.89 \text{ m}^2$

- **Les ouvertures :**

- Un portail pour un pignon de dimension $(4 \times 5) \text{ m}^2$.

- **Les deux directions principales du vent :**

- (Sens **V1**) : le vent perpendiculaire au pignon.
- (Sens **V2**) : le vent perpendiculaire au long-pan.

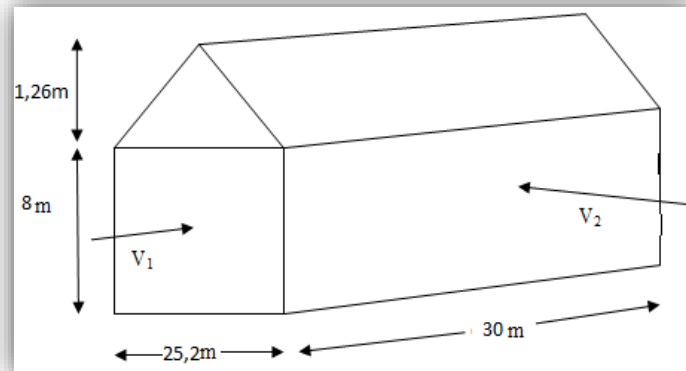


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

II.2 Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

- a. **Effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée, par le (Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013) $q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$.

- b. **Catégorie du terrain :**

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données la catégorie de terrain est **III**.

Catégorie de terrain **III** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
III	0.215	0.3	5

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

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

c. Coefficient de topographie C_t :

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t=1$ (§ 2.4.5.2, 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 ($H=9.26m$).

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.

II.2.1 Calcul de la pression dynamique q_p :

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

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

Avec :

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent. $q_{ref}=37.5 \text{ daN/m}^2$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t).

Z : hauteur de référence :

$Z=9.26\text{m}$

II.2.2 Détermination de coefficient d'exposition C_{ex} :

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule

Suivante : $C_{ex}=C_t^2 \cdot C_r^2 \cdot (1+7 \cdot k_t/C_r \cdot C_t)$

Tel que :

$C_t=1$ et $k_t=0.215$

C_r : Coefficient de rugosité

C_t : Coefficient de topographie

- **Détermination de coefficient de la rugosité :**

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

$$C_r(Z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Si } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(Z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{Si } Z < Z_{min}$$

Avec :

- k_T : facteur de terrain

- Z_0 : Paramètre de rugosité

- Z_{min} : Hauteur minimale

- h : hauteur considérée

Tel que :

$Z_0=0.3\text{m}$, $Z_{min}=5\text{m}$, $Z=9.26\text{m}$

Donc :

$$C_r(z)=0.215 \times \ln(9.26/0.3)$$

$$C_r(z)=0.73$$

$$\text{Et } C_{ex}=1^2 \times 0.73^2 \cdot (1+7 \times 0.215/0.73 \times 1)$$

$$C_{ex}=1.63$$

$$\text{On aura : } q_p = 375 \times 1.63 = 611.25 \text{ N/m}^2$$

II.2.3 Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

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

Avec :

-**b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

-**d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1).

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

II.2.3.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a. Calcul de C_{pe} pour les parois verticales : (Vent perpendiculaire au pignon V1)

Pour cette direction du vent on a : b=25.2 m ; h=9.26m ; d=30

$$e = \min(b ; 2h) = \min(25.2 ; 18.52) = 18.52 \text{ m donc } e = 18.52 \text{ m}$$

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

On a d>e

$$A = \frac{e}{5} = 3.704 \text{ m ; } B = \frac{4e}{5} = 14.816 \text{ m ; } C = d - e = 11.48 \text{ m}$$

• Calcul des surfaces pour chaque zone :

$$A = 3.704 \times 8 = 29.632 \text{ m}^2$$

$$B = 14.816 \times 8 = 118.528 \text{ m}^2$$

$$C = 11.48 \times 8 = 91.84 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m²

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ 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.

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

Tableau II.2 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens V1.

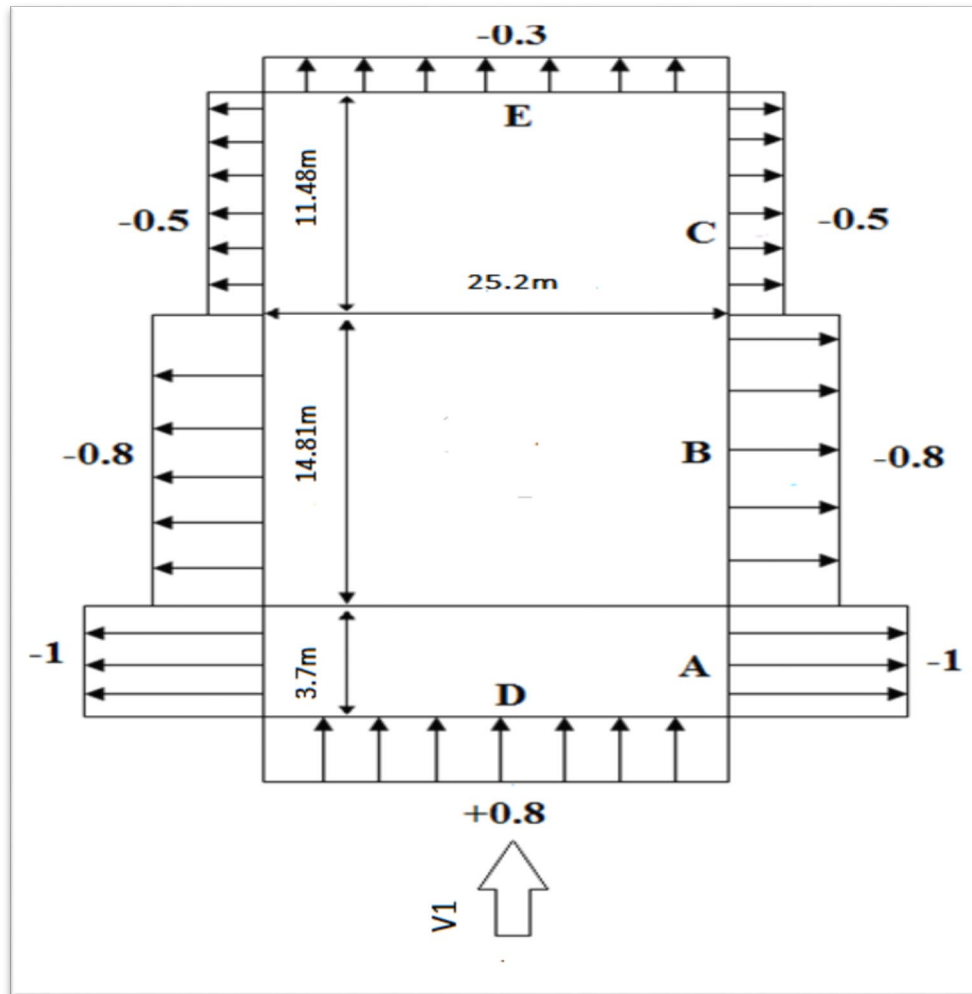


Figure II.2 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V1$.

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 ; $\theta = 90$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).
- La toiture est à deux versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 5.71^\circ$ (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 :

$$d = 30 \quad b = 25.2 \quad h = 9.26$$

$$\text{Et } e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [25.2 ; 18.52] \rightarrow e = 18.52\text{m}$$

$$\text{Et } e/4 = 4.63\text{m} \quad e/10 = 1.852\text{m} \quad e/2 = 9.26\text{m}$$

• Calcul des surfaces pour chaque zone :

$$F = 1.852 \times 4.63 = 8.57 \text{m}^2$$

$$G = 1.852 \times 7.97 = 14.76 \text{m}^2$$

$$H = 7.408 \times 12.6 = 93.34 \text{m}^2$$

$$I = 20.74 \times 12.6 = 261.32 \text{m}^2$$

Remarque :

• La surface de la zone de pression **F** de la toiture elle est entre 1m^2 et 10m^2 ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) donc : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ pour cette zone.

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

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 (tableau 5.4, chapitre 5, RNVA2013).

$$F(x) = \frac{x_1 - f(x_0)}{x_0 - x_1} (x - x_0)$$

Après interpolation on obtient le résultat présenté dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,962	-1,3	-0,695	-0,595

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

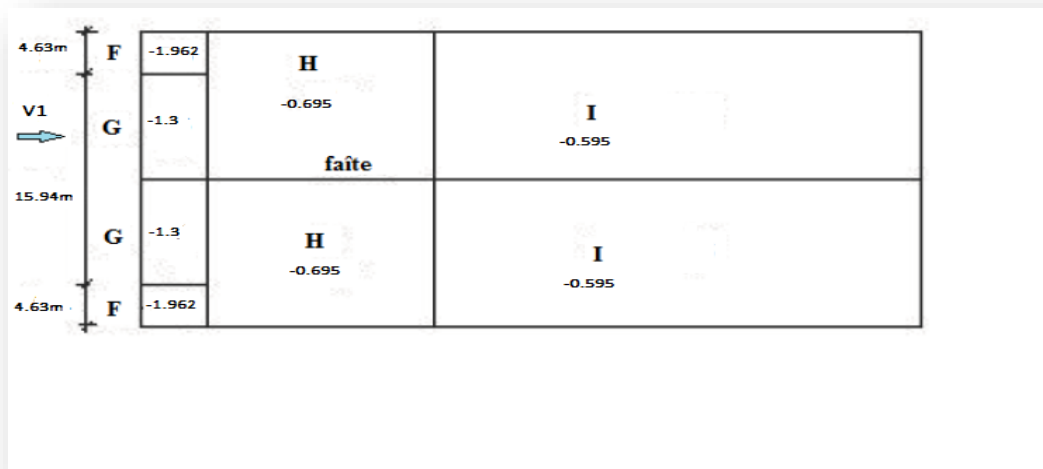


Figure II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, sens V1.

II.2.3.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

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

Pour le sens V2 et d'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

$$d = 25.2 \quad b = 30 \quad h = 9.26$$

$$\text{Et } e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [30 ; 18.52] \rightarrow e = 18.52 \text{ m}$$

$$\text{Et } d > e \rightarrow \frac{e}{5} = 3.704, \frac{4e}{5} = 14.816, d - e = 6.68$$

• Calcul des surfaces pour chaque zone :

$$A = 3.704 \times 8 = 29.632 \text{ m}^2$$

$$B = 14.816 \times 8 = 118.528 \text{ m}^2$$

$$C = 11.48 \times 8 = 91.84 \text{ m}^2$$

$$D = 30 \times 8 = 240 \text{ m}^2$$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant

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

Tableau II.4 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

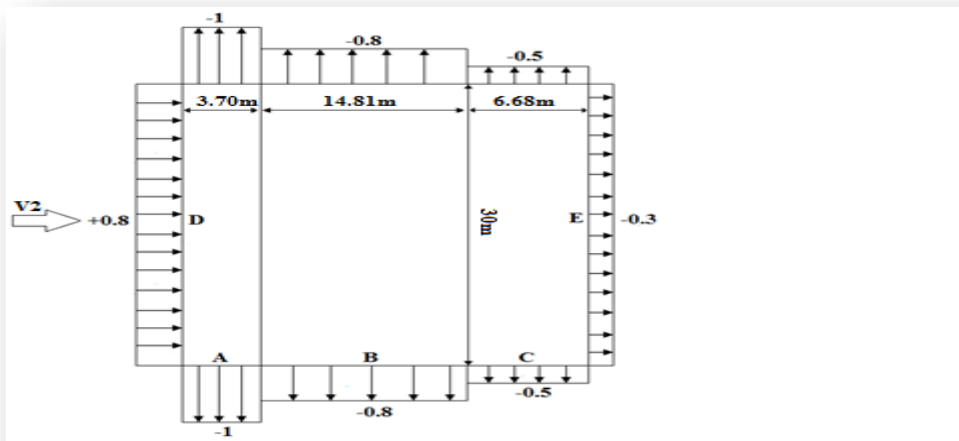


Figure II.4 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

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 10% ce qui nous donne un angle de $\alpha=5.71^\circ$ (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 :

Avec :

$$d = 25.2 ; b = 30 ; h = 9.26$$

$$\text{Et } e = \min [b ; 2h] \rightarrow e = \min [30 ; 18.52] \rightarrow e = 18.52\text{m}$$

$$\text{Et } \rightarrow d > e, \frac{e}{4} = 4.63, \frac{e}{10} = 1.852,$$

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

$$F = 4.63 \times 1.852 = 8.57\text{m}^2$$

$$G = 20.74 \times 1.852 = 38.41\text{m}^2$$

$$H = 10.748 \times 30 = 322.44\text{m}^2$$

$$J = 1.852 \times 30 = 55.56\text{m}^2$$

$$I = 10.748 \times 30 = 322.44\text{m}^2$$

Remarque :

- La surface de zone de pression **F** de la toiture, elle est entre 1m^2 et 10m^2

($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) 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 10m^2 ($S \geq 10\text{m}^2$).

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, chapitre5, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$F(x) = \frac{x_1 - f(x_0)}{x_0 - x_1} (x - x_0)$$

Zone F: $S = 8.1 \text{ m}^2$ ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$)

$$C_{pe,10} = -1.7 + \frac{-0.9+1.7}{15-5} \times (5.71 - 5) = -1.643$$

$$C_{pe,1} = -2.5 + \frac{-2+2.5}{15-5} \times (5.71 - 5) = -2.464$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) = -2.464 + (-1.643 + 2.464) \times \log_{10}(8.57) = -1.713$$

$$C_{pe} = -1.713$$

Zone G: $S = 38.41 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$.

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{-0.8+1.2}{15-5} \times (5.71 - 5) = -1.171$$

$$C_{pe} = -1.171$$

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

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.713	-1.171	-0.578	-0.585	-1.028

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens V2.

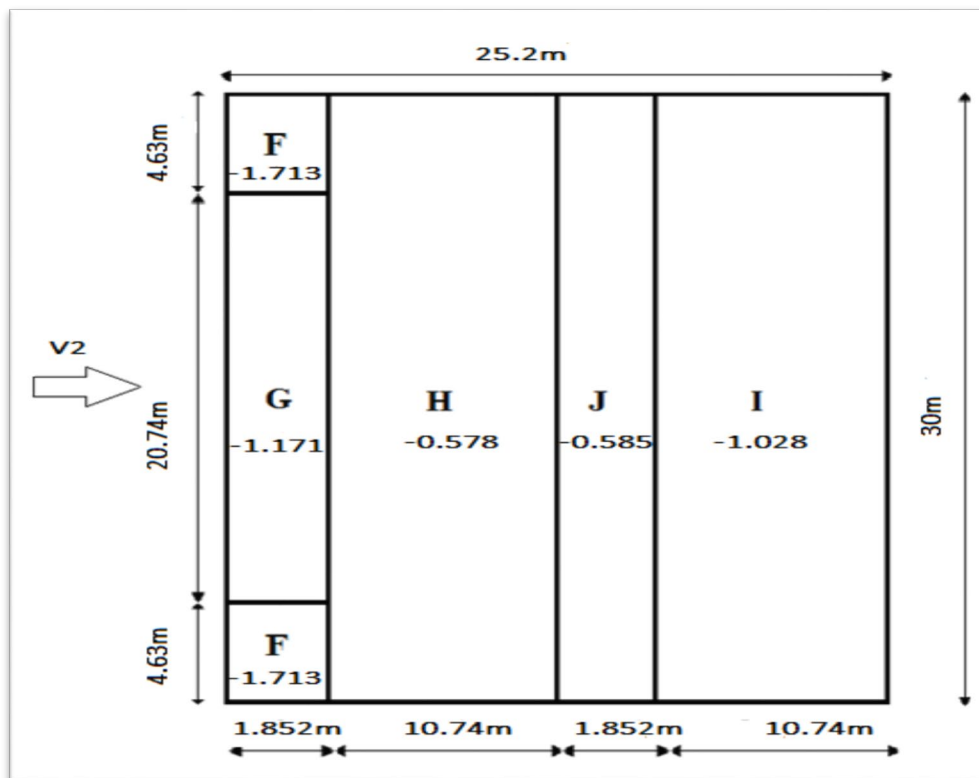


Figure II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de la toiture, vent dans le sens V2.

II.2.3.3 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Les coefficients de pressions intérieures sont essentiellement donnés en fonction de la perméabilité des parois, la perméabilité des parois μ_p et a pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires de toutes les ouvertures}} \quad (\text{RNV 2013 5.2 P.96})$$

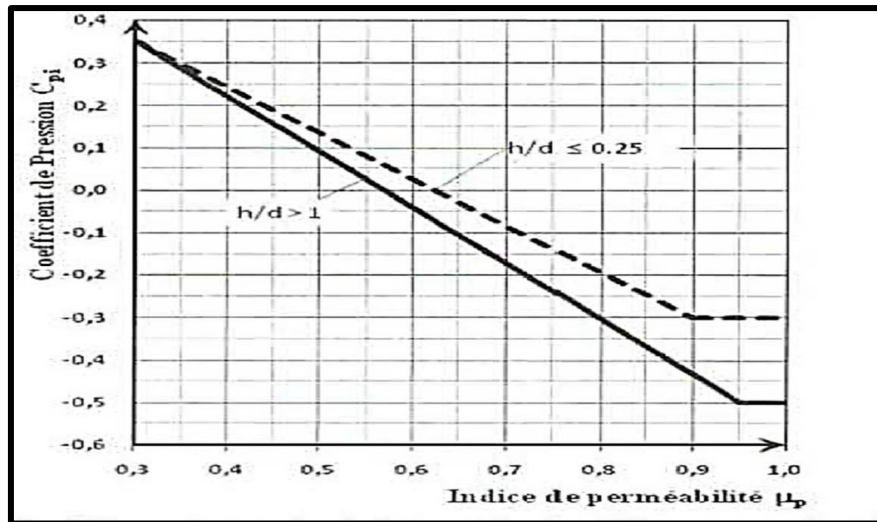


Figure II.6 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Une seule ouverture sur le pignon de surfaces 4×5

Donc $\mu_p = 0$

a. cas de vent perpendiculaires au pignon :

$$C_{pe} = +0.8$$

$$C_{pi} = 0.90 C_{pe} = 0.90 \times 0.8 = +0.72$$

b. cas de vent perpendiculaires au long-pan :

$$C_{pe} = \frac{(-1.0 \times 29.632) + (-0.8 \times 118.528) + (-0.5 \times 91.48)}{(29.632 + 118.528 + 91.48)} = -0.71$$

Dans le cas des bâtiments ayant une face dominante le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé comme elle est mentionnée dans le tableau suivant :

Aire des ouvertures de la face dominante = A_1	C_{pi}
$A_1 = 2A_2$	$0.75C_{pe}$
$A_1 \geq 3A_2$	$0.90C_{pe}$

A_2 : Aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure de la face dominante

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = 4 \times 5 = 20 \geq 3A_2 = 0 \rightarrow C_{pi} = 0.90C_{pe}$$

$$C_{pi} = 0.90 \times 0.71 \rightarrow C_{pi} = -0.64$$

II.3 Calcul de la pression aérodynamique :

D'après le règlement RNVA2013, les pressions $W(z)$ sont calculées par la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times [c_{pe} - c_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)}. \text{ (RNVA2013 Chapitre 2, formule 2.6)}$$

II.3.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

1. Pour $c_{pi} = +0.72$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z) \text{ [N/m}^2\text{]}$
A	611.25	-1	+0.72	-1.72	-1051.35
B	611.25	-0.8	+0.72	-1.52	-929.1
C	611.25	-0.5	+0.72	-1.22	-745.72
D	611.25	+0.8	+0.72	+0.08	+48.9
E	611,25	-0.3	+0.72	-1.02	-623.47
F	611.25	-1.962	+0.72	-2.682	-1639.37
G	611.25	-1.3	+0.72	-2.02	-1234.72
H	611.25	-0.695	+0.72	-1.415	-864.91
I	611.25	-0.595	+0.72	-1.315	-803.79

Tableau II.6 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture, cas de vent dans le sens V1

Remarque : dans le cas d'une étude au vent où le portail est fermé on opte pour les valeurs extrêmes de c_{pi} (note 2 paragraphe 7.2.9 NF 1991-1-4).

2. Calcul de la pression aérodynamique pour le cas des $c_{pi} = +0.2$ et $c_{pi} = -0.3$ vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

- Dépressions intérieures de -0.3
Parois verticales :

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z) \text{ [N/m}^2\text{]}$
A	611.25	-1	-0.3	-0.7	-427.87
B	611.25	-0.8	-0.3	-0.5	-305.62
C	611.25	-0.5	-0.3	-0.2	-122.25
D	611.25	+0.8	-0.3	1.1	672.37
E	611.25	-0,3	-0.3	0	00.00

Tableau II.7 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1 pour $c_{pi} = -0.3$

- Pression intérieure de +0.2 :
Parois verticales

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
A	611.25	-1	+0.2	-1.2	-733.5
B	611.25	-0.8	+0.2	-1	-611.25
C	611.25	-0.5	+0.2	-0.7	-427.87
D	611.25	+0.8	+0.2	+0.6	+366.75
E	611.25	-0.3	+0.2	-0.5	-305.62

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=+0.2$

- Versant de Toiture pour $C_{pi}=-0.3$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
F	611.25	-1.962	-0.3	-1.66	-1015.89
G	611.25	-1.3	-0.3	-1	-611.25
H	611.25	-0.695	-0.3	-0.395	-241.44
I	611.25	-0.595	-0.3	-0.295	-180.31

Tableau II.9 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=-0.3$

- Versant de Toiture pour $C_{pi}=+0.2$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
F	611.25	-1.962	+0.2	-2.16	-1321.52
G	611.25	-1.3	+0.2	-1.5	-916.87
H	611.25	-0.695	+0.2	-0.895	-547.06
I	611.25	-0.595	+0.2	-0.795	-485.94

Tableau II.10 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1 pour $C_{pi}=+0.2$

II.3.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :

- Dépression intérieure de -0.3 :
Parois verticales

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
A	611.25	-1	-0.3	-0.7	-427.87
B	611.25	-0.8	-0.3	-0.5	-305.62
C	611.25	-0.5	-0.3	-0.2	-122.25
D	611.25	+0.8	-0.3	+1.1	672.37
E	611.25	-0.3	-0.3	0	00.00

Tableau II.11 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = -0.3$

- Pression intérieure de +0.2 :
Parois verticales

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
A	611.25	-1	+0.2	-1.2	-733.5
B	611.25	-0.8	+0.2	-1	-611.25
C	611.25	-0.5	+0.2	-0.7	-427.87
D	611.25	+0.8	+0.2	+0.6	+366.75
E	611.25	-0.3	+0.2	-0.5	-305.62

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = +0.2$

- Versant Toiture pour $C_{pi} = -0.3$

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe}-c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
F	611.25	-1.713	-0.3	-1.41	-863.69
G	611.25	-1.171	-0.3	-0.87	-532.39
H	611.25	-0.578	-0.3	-0.27	-169.92
I	611.25	-0.585	-0.3	-0.28	-174.20
J	611.25	-1.028	-0.3	-0.72	-444.99

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = -0.3$

➤ Versant Toitures pour $C_{pi} = +0,2$

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
F	611.25	-1.713	+0.2	-1.91	-1169.32
G	611.25	-1.171	+0.2	-1.37	-838.02
H	611.25	-0.578	+0.2	-0.77	-475.55
I	611.25	-0.585	+0.2	-0.78	-479.83
J	611.25	-1.028	+0.2	-1.22	-750.61

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2 pour $C_{pi} = +0.2$

➤ Pour $C_{pi} = -0.64$:

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z)$ [N/m ²]
A	611.25	-1	-0.64	-0.36	-220.05
B	611.25	-0.8	-0.64	-0.16	-97.8
C	611.25	-0.5	-0.64	+0.14	+85.57
D	611.25	+0.8	-0.64	+1.44	+880.2
E	611.25	-0.3	-0.64	+0.34	+207.82
F	611.25	-1.713	-0.64	-1.07	-655.87
G	611.25	-1.171	-0.64	-0.53	-324.57
H	611.25	-0.578	-0.64	+0.06	+36.67
I	611.25	-0.585	-0.64	+0.05	+30.56
J	611.25	-1.028	-0.64	-0.38	-237.16

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture cas de vent dans le sens V2 avec $C_{pi} = -0.64$

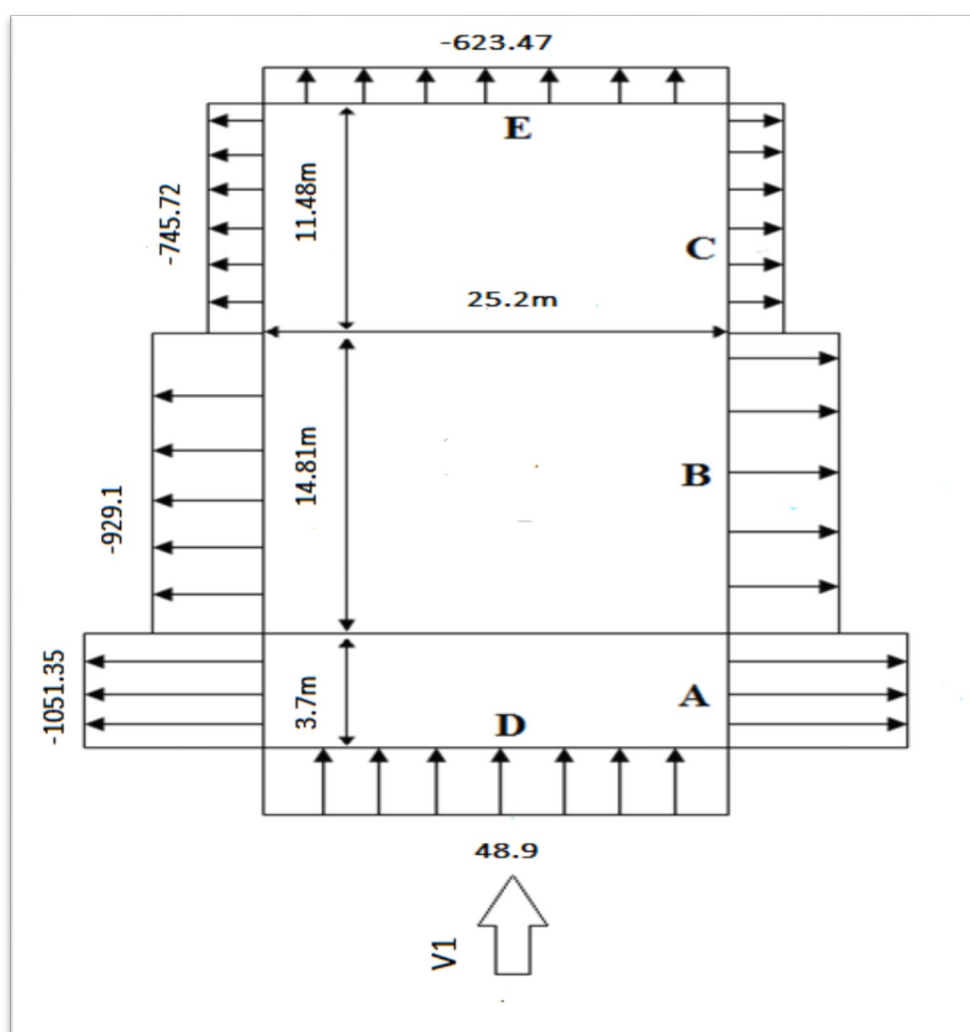


Figure II.7 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent Dans le sens V1.

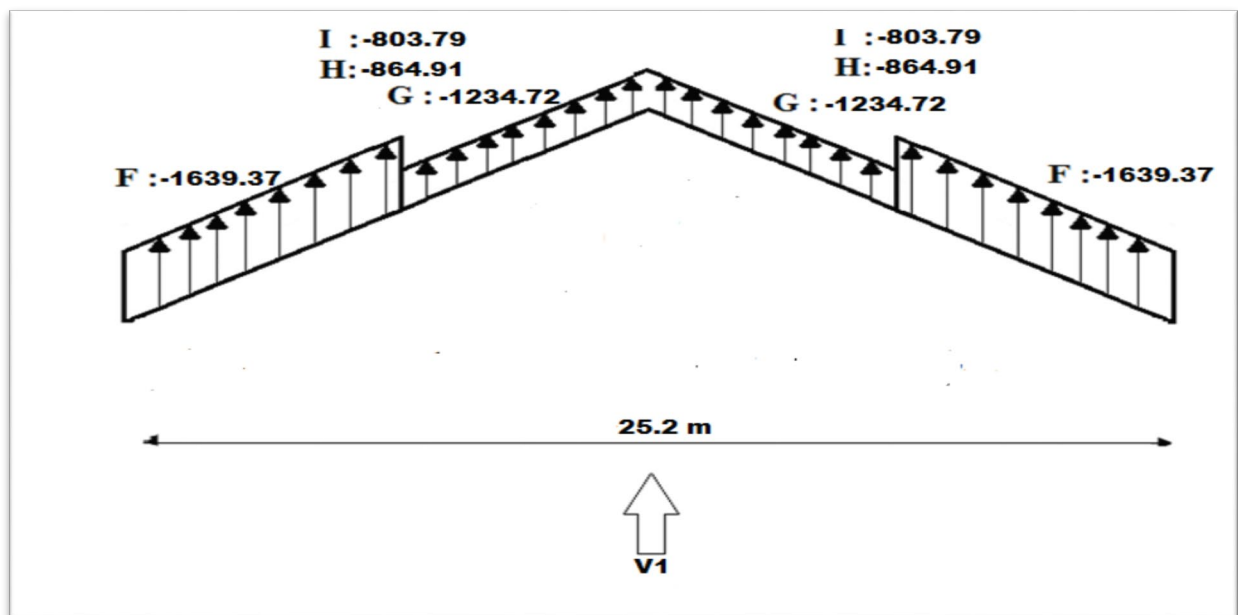


Figure II.8 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le Sens V1.

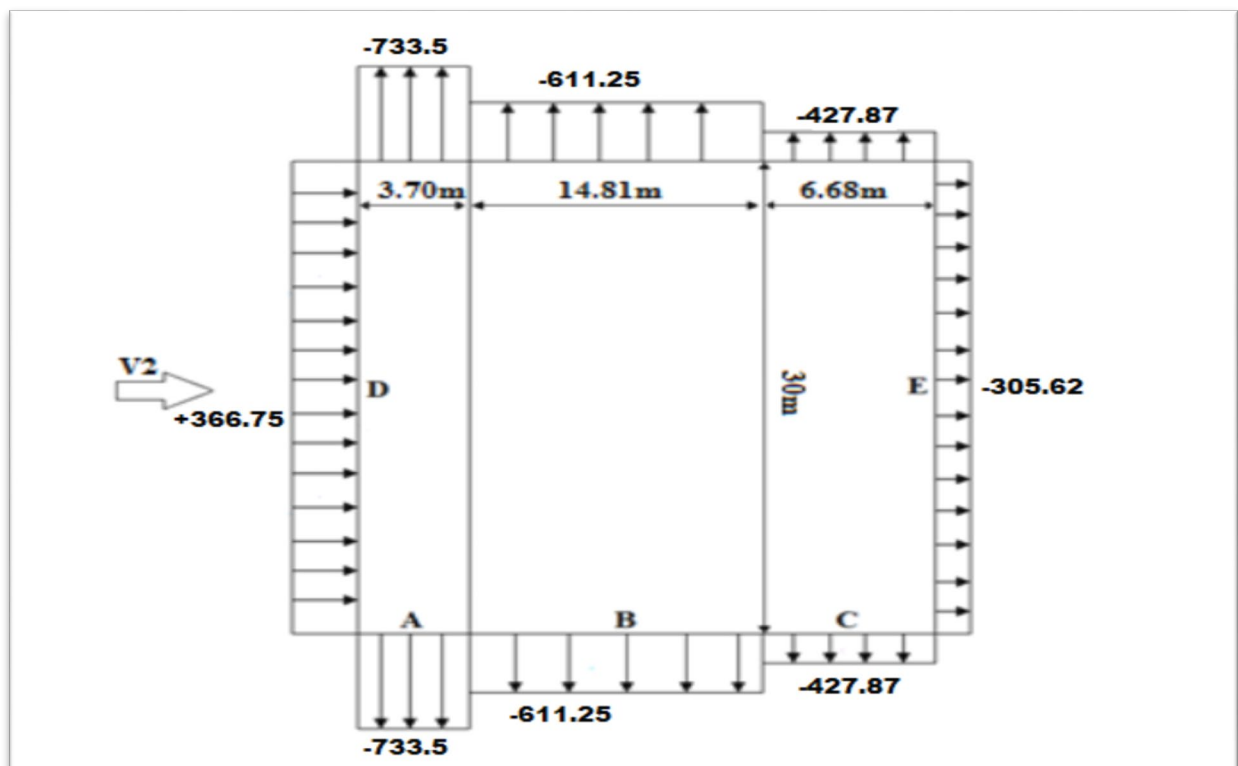


Figure II.9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de Vent dans le sens V2.

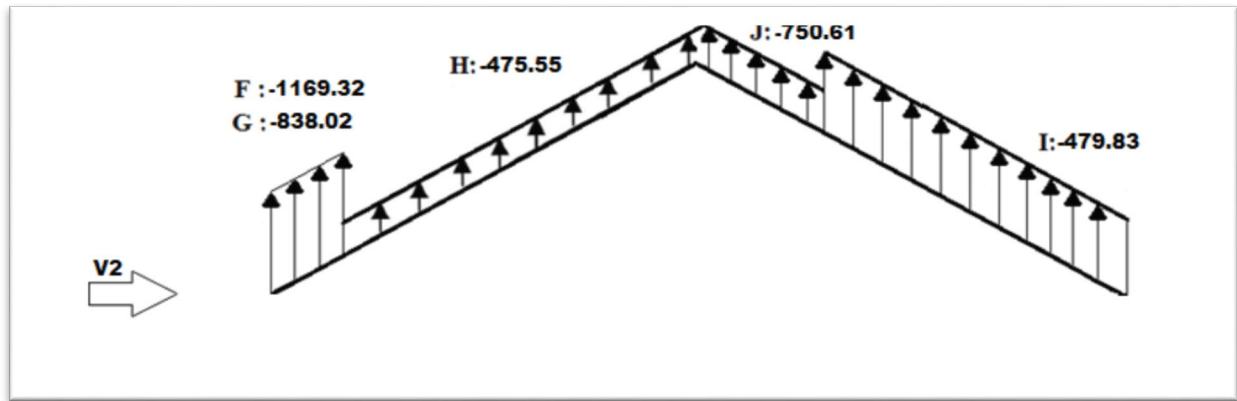


Figure II.10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans Le sens V2.

II.4 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_{we} , F_{wi} et F_{fr} respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_{wi} = \sum W_i \times A_{ref}$
- Force de frottement : $F_{fr} = q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr}$

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).

II.4.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (V1) :

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

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

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	W_e [KN/m ²]
D	611.25	+0.8	+0.489
E	611.25	-0.3	-0.183
F	611.25	-1.962	-1.199
G	611.25	-1.3	-0.794
H	611.25	-0.695	-0.424
I	611.25	-0.595	-0.363

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

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

Élément	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	+0.489	217.476	+106.34	0
Parois .V	E	1	-0.183	217.476	-39.79	0
Toiture	F	1	-1.199	8.57	0	-10.27
Toiture	G	1	-0.794	14.76	0	-11.71
Toiture	H	1	-0.424	93.34	0	-39.57
Toiture	I	1	-0.363	261.32	0	-94.85
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	66.55	-156.4

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

2) Détermination de la force intérieure F_{wi} :

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

- Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_i)$ [N/m²]	C_{pi}	W_i [KN/m²]
D	611.25	+0,72	+0.440
E	611.25	+0,72	+0.440
F	611.25	+0.72	+0.440
G	611.25	+0.72	+0.440
H	611.25	+0.72	+0.440
I	611.25	+0.72	+0.440

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

- Calcul de force intérieure $F_{w.i}$:

Elément	ZONE	W_i [KN/m²]	A_{ref} [m²]	Composantes horizontales de $F_{w.i}$ [KN]	Composantes verticales de $F_{w.i}$ [KN]
Parois .V	D	+0.440	217.476	95.68	0
Parois .V	E	+0.440	217.476	95.68	0
Toiture	F	+0.440	8.57	0	3.77
Toiture	G	+0.440	14.76	0	6.49
Toiture	H	+0.440	93.34	0	41.06
Toiture	I	+0.440	261.32	0	114.98
			$F_{w.i}$ (résultante) [KN]	191.36	166.3

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

3) 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 pignon :

a. Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi}} = [(8 \times 30) \times 2] = 480 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{toit}} = [(1.26/\sin 5.71) \times 2 \times 30] = (12.72 \times 2 \times 30) = 763.2 \text{ m}^2$$

- Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 480 + 763.2 = 1243.2 \text{ m}^2.$$

b. Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(8 \times 25.2) + (1.26 \times 12.6)] \times 2 = 434.95 \text{ m}^2.$$

– Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$1243.2 \text{ m}^2 < 4 \times 434.95 = 1739.8 \text{ m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

On peut négligée l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

4) 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 V1 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]
$F_{w.e}$	66.55	0
$F_{w.e}$	0	-156.4
$F_{w.i}$	191.36	0
$F_{w.i}$	0	166.3
Résultante $F_{w.H}$	257.91	0
Résultante $F_{w.V}$	0	9.9

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V1.

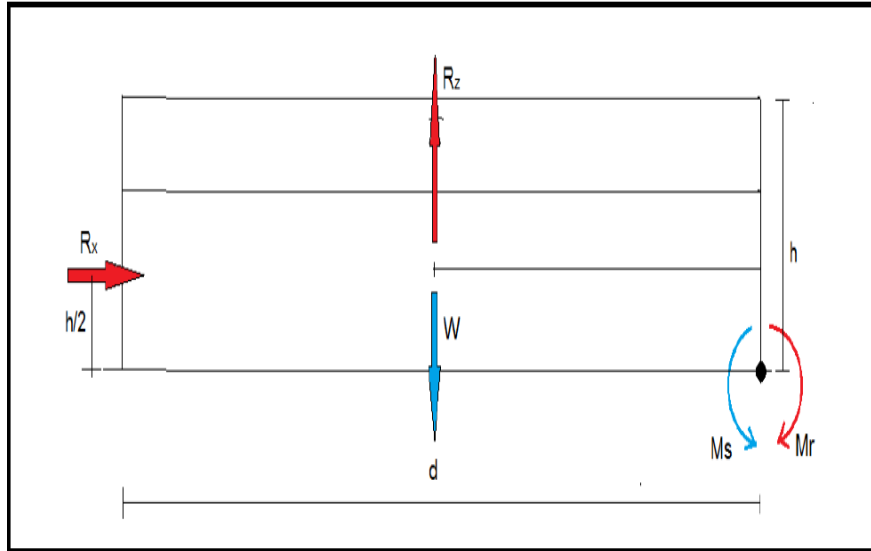


Figure II.11 : stabilité longitudinale.

- **Calcul du moment de renversement**

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

$$M_r = (257.91 \times \frac{9.26}{2}) + (9.9 \times \frac{30}{2})$$

$$M_r = 1342.62 \text{ kN.m}$$

- **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 ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 0.5 \times 30 \times 25.2$$

$$w = 378 \text{ KN}$$

$$M_s = 378 \times \frac{30}{2}$$

$$M_s = 5670 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 1342.62 \text{ kN.m} < M_s = 5670 \text{ kN.m} \quad \text{la stabilité longitudinale est vérifiée}$$

II.4.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (V2) :

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

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

ZONE	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	W_e [KN/m ²]
D	611.25	+0.8	0.489
E	611.25	-0.3	-0.183
F	611.25	-1.713	-1.047
G	611.25	-1.171	-0.715
H	611.25	-0.578	-0.353
I	611.25	-0.585	-0.357
J	611.25	-1.028	-0.628

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

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

Élément	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	0.489	240	117.36	0
Parois .V	E	1	-0.183	240	-43.92	0
Toiture	F	1	-1.047	8.57	0	-8.97
Toiture	G	1	-0.715	38.41	0	-27.46
Toiture	H	1	-0.353	322.44	0	-113.82
Toiture	I	1	-0.357	322.44	0	-115.11
Toiture	J	1	-0.628	55.56	0	-34.89
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	73.44	-300.25

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

2) Détermination de la force intérieure F_{wi} :

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

- Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_i)$ [N/m ²]	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	611.25	+0.2	+0.122
E	611.25	+0.2	+0.122
F	611.25	+0.2	+0.122
G	611.25	+0.2	+0.122
H	611.25	+0.2	+0.122
I	611.25	+0.2	+0.122

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

- Calcul de force intérieure F_{wi} :

Elément	ZONE	W_i [KN/m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes horizontales de F_{wi} [KN]	Composantes verticales de F_{wi} [KN]
Parois .V	D	+0.122	240	29.28	0
Parois .V	E	+0.122	240	29.28	0
Toiture	F	+0.122	8.57	0	1.04
Toiture	G	+0.122	38.41	0	4.68
Toiture	H	+0.122	322.44	0	39.33
Toiture	I	+0.122	322.44	0	39.33
Toiture	J	+0.122	55.56	0	6.77
			F_{wi} [KN] (résultante)	58.56	91.15

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

3) 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 :**

a. Calcul des surfaces parallèles au vent :

• La surface des deux pignons :

$$S_{\text{Pignons}} = [(25.2 \times 8) + (12.6 \times 1.26)] \times 2 = 434.95 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toit}} = [(1.26 / \sin 5.71) \times 2 \times 30] = (12.663 \times 2 \times 30) = 763.2 \text{ m}^2.$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 434.95 + 763.2 = 1198.15 \text{ m}^2.$$

b. Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{parois verticales}} = [(30 \times 8)] \times 2 = 480 \text{ m}^2.$$

– Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

$$S = 1198.15 \text{ m}^2 < 4 \times 480 \text{ m}^2 = 1920 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

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

4) Calcul de la stabilité d'ensemble

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
$F_{w.e}$	73.44	0
$F_{w.e}$	0	-300.25
$F_{w.i}$	58.56	0
$F_{w.i}$	0	91.15
Résultante $F_{w.H}$	132	0
Résultante $F_{w.V}$	0	-209.1

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V2.

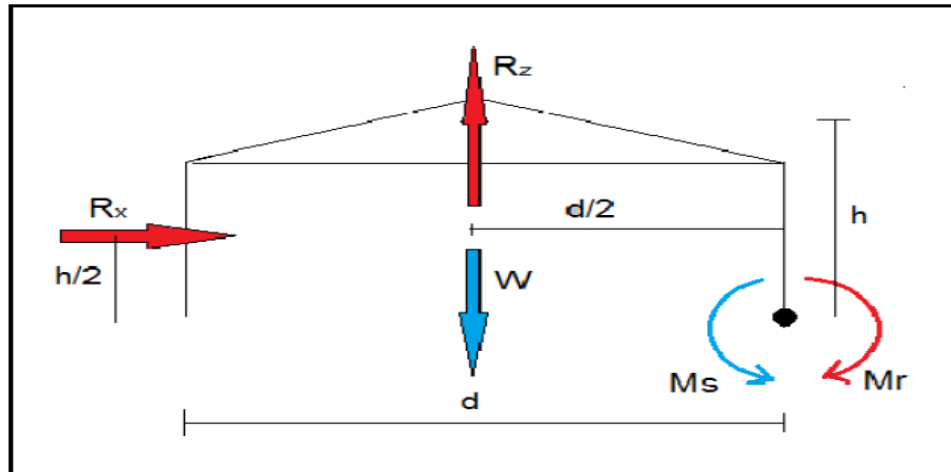


Figure II.12 : stabilité transversale

- Calcul du moment de renversement

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

$$M_r = \left(132 \times \frac{9,26}{2}\right) + \left(-209,1 \times \frac{25,2}{2}\right)$$

$$M_r = -2023,5 \text{ kN.m}$$

- 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 ($w = 0,5 \text{ kN/m}^2$).

$$w = 0,5 \times S_{\text{sol}}$$

$$w = 0,5 \times 30 \times 25,2$$

$$w = 378 \text{ kN}$$

$$M_s = 378 \times \frac{25,2}{2}$$

$$M_s = 4762,8 \text{ kN.m}$$

$M_r = 2023,5 \text{ kN.m} < M_s = 4762,8 \text{ kN.m}$ la stabilité transversale est vérifiée

CHAPITRE III :

Etude a la neige.

III.1 Action de la neige :

Le présent règlement (règles neige et vent algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie située à une inférieure à 2000 mètres. Au delà de 2000 mètres le marcher doit préciser les valeurs de charge de neige à prendre en compte.

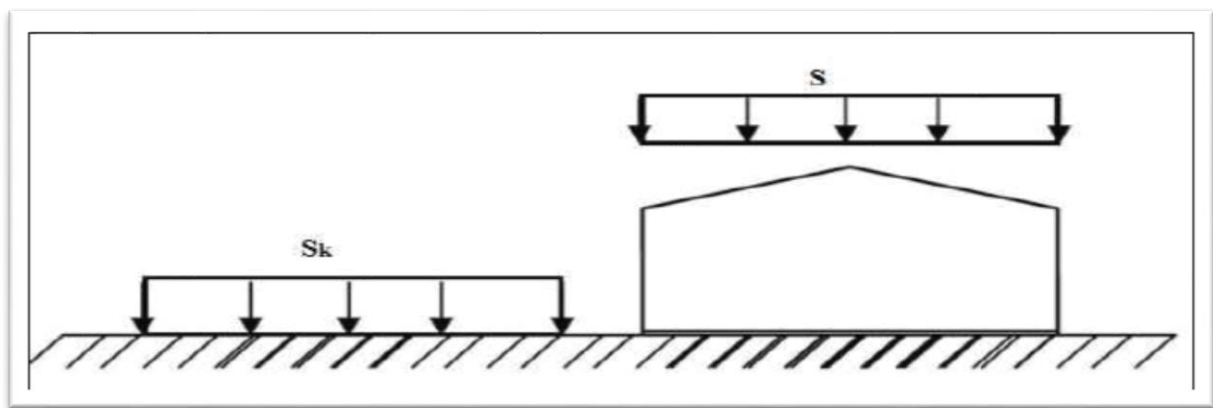


Figure III.1: Représentation des charges statiques de neige sur la toiture et sur le sol.

III.1.1 Charge de la neige :

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

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99–version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k \text{ (daN/m}^2\text{)}.$$

Avec:

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

S_k : Charge de neige sur le sol.

III.1.2 La charge de la neige sur le sol S_k :

Le projet se trouve dans la Wilaya de Tizi-Ouzou, classée en Zone A dont l'altitude H est de 200 m

$$\text{Zone A : } s_k = \frac{0,7H+15}{100} = \frac{0,07 \cdot 200 + 15}{100} = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

III.1.3 Charge de neige sur la toiture :**a. Coefficient de forme de 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 (RNV 2013.Art.3.1.1) :

$$S = \mu \times S_k \text{ en KN/m}^2 [1]$$

Avec :

- μ : Coefficient de forme (à déterminer en fonction de la forme de la toiture)
- S_k : Charge de neige sur le sol en KN/m^2

b. Coefficient de forme des toitures μ (RNV 2013. Art.6) [1]

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de $\alpha = 5,71^\circ$

Donc selon L'RNVA 2013 partie I-6-2-2 pour une valeur de $0^\circ < \alpha = 5,71^\circ < 30^\circ$ on adopte une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme $\mu_1 = 0.8$

$$S = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

c. Disposition de charge sans accumulation:

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5.71 < 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$S = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2: \text{ par projection horizontal}$$

$$S = 0.232 \cos 5.71 = 0.230 \text{ KN/m}^2: \text{ suivant rampant}$$

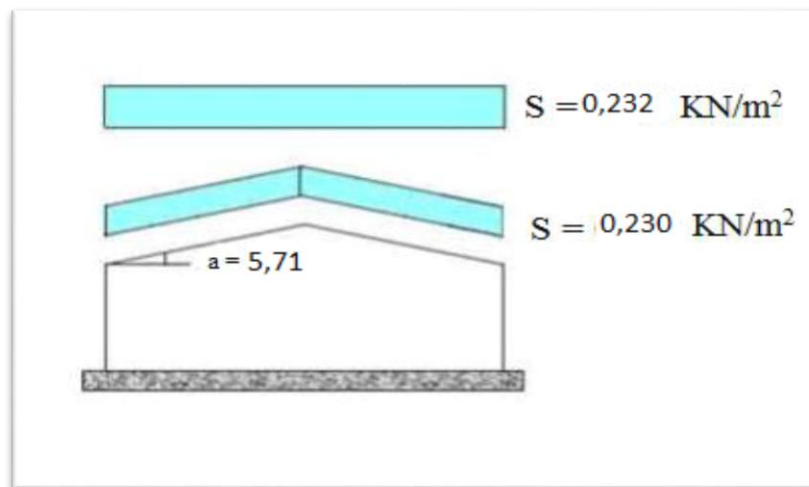


Figure III.2 : Charge de la neige sans accumulation.

d. Disposition de charge avec accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5,71^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0,8 \times S = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

$$0,5 \mu_1 = 0,5 \times S = 0,5 \times 0,232 = 0,116 \text{ KN/m}^2$$

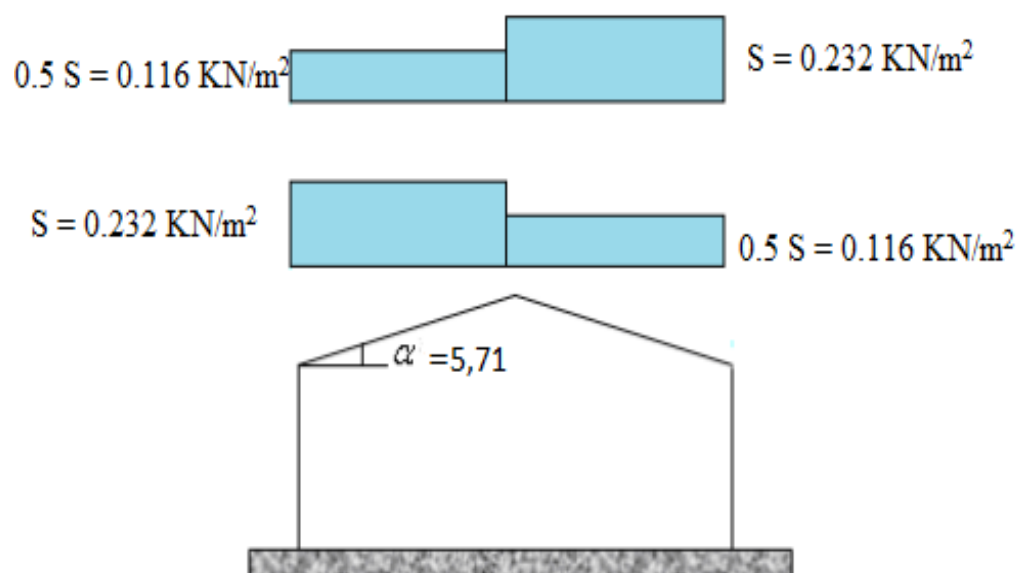


Figure III.3 : Charge de la neige avec accumulation.

CHAPITRE IV :

Etude des pannes
et les lisses de
bardages.

Introduction

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

IV.1 Calcul des pannes :

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

Dans les bâtiments industriels, on utilise soit profilés en I ou [laminés ainsi que des éléments formes a froid en Z, C, U, soit des treillis pour les portées supérieures à 6m.

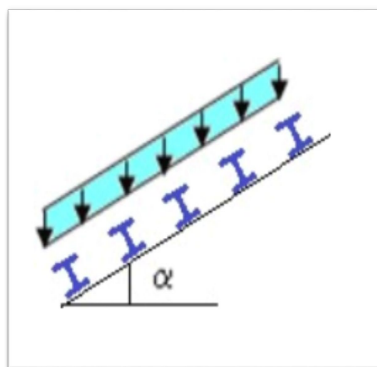


Figure IV. 1 : Disposition des la panne sur la toiture.

IV.1.1 Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

IV.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) calcul des charges permanentes (G) :

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

Avec :

- 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
- Espacement entre chaque panne $e = 1.269\text{m}$

$$G = [(12 + 5) \times 1.269] + 12$$

$$G = 33.57 \text{ Kg/ml}$$

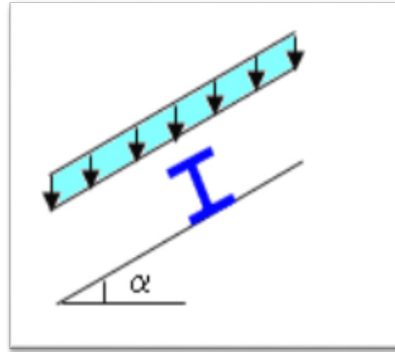


Figure IV.2 charge permanente G sur les pannes

b) Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° on prend comme charge minimale 60kg/m^2 de la surface de la couverture.

$$E = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$E = 60 \times 1.269$$

$$E = 76.14 \text{ daN/ml}$$

c) Surcharges du vent (V) :

Les pannes les plus sollicitées sont les pannes intermédiaires exposées au vent dans les zones H et I, La plus défavorable c'est la zone H

$$V = -86.49 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{chapitre II, tableau II.6}).$$

$$V = -86.49 \times 1.269$$

$$V = -109.75 \text{ daN/ml.}$$

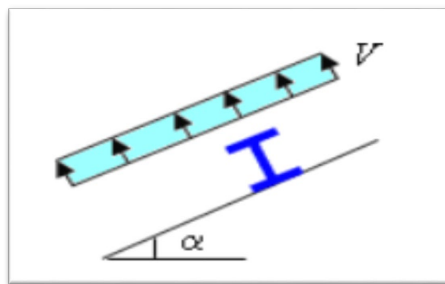


Figure IV.3 : surcharges du vent sur les pannes

d) Surcharges de la neige (N) :

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

$$N = 23,2 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 23,2 \times 1.269 \cos \alpha$$

$$N = 29,29 \text{ daN/ml}$$

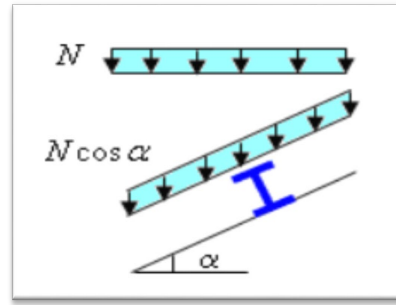


Figure : IV.4 : Charge de la neige sur les pannes

IV.1.3 Combinaisons des charges les plus défavorables :

a) Action vers le bas

$$Q_{sd.1} = 1.35G + 1.5E = 45.31 + 114.21 = 159.42 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd.2} = 1.35G + 1.5N = 45.31 + 43.93 = 89.24 \text{ daN/ml.}$$

b) Action vers le haut

$$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 33.57 \times \cos(5.71) - 164.62 = -131.21 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 33.57 \times \sin(5.71) = 4.5 \text{ daN/ml.}$$

La combinaison la plus défavorable pour les calculs est donner par :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd.1}; Q_{sd.2}; Q_{z.sd}; Q_{y.sd})$$

$$Q_{sd} = 159.42 \text{ daN/ml}$$

IV.1.4 Résistance en section :

$$Q_{sd} = 159.42 \text{ daN/ml (combinaison de charge maximale)}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 159.42 \times \cos(5.71) = 158.62 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 159.42 \times \sin(5.71) = 15.86 \text{ daN/ml.}$$

IV.1.5 Déversement de l'élément :

$$Q_{z.sd} = -131.21 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 4.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.5 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 5.06 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{131.21 \times 6^2}{8} = 590.44 \text{ daN/ml}$$

IV.1.6 Vérification à la sécurité :

- **Vérification à l'ELU :**

Soit **IPE 160**

Données de profilé

Profilé	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	Wpl,y Cm ³	Wpl,z Cm ³	Avz Cm ²	Avy Cm ²	Iz Cm ⁴	It Cm ⁴	Iw cm ⁶
IPE160	160	82	5	7.4	9	127.2	124	26.1	9.66	10.44	68.3	3.6	3960

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.

- **Classe de la section :**

Classe de la semelle :

$$\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

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

$$C = (b - t_w - 2r) / 2 = 29.5$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{29.5}{7.4} = 3.98 \leq 10 \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} \leq 72\varepsilon$$

$$25.44 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

La section est de classe 1.

- **Vérification de la section à la résistance**

1) Vérification a la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y et Z-Z »

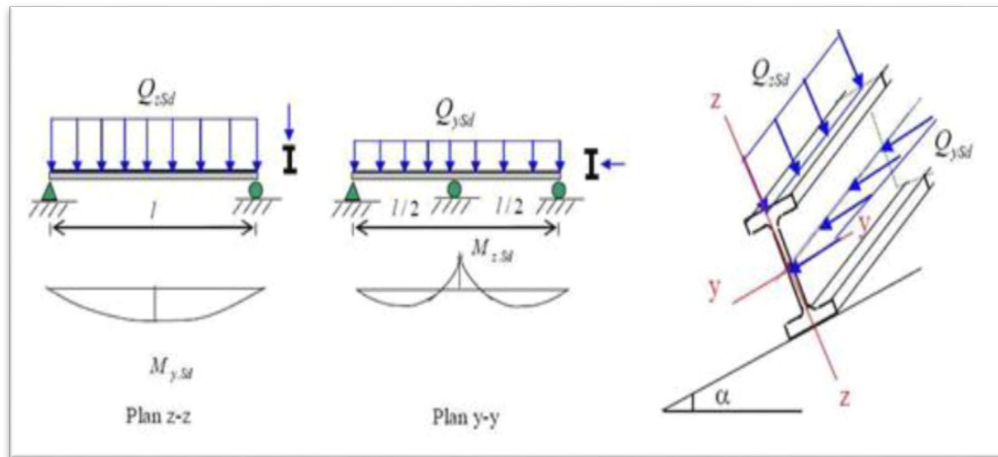


Figure IV.5 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

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

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

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

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

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

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

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1 \rightarrow n =$

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

Caractéristique géométrique de l'IPE160 :

$$W_{el.y} = 109 \text{ cm}^3 ; W_{el.z} = 16.7 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 124 \text{ cm}^3 ; W_{pl.z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 235}{1.1} = 557.59 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 235}{1.1} = 2649.09 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{590.44}{2649.09} \right]^2 + \left[\frac{5.06}{557.59} \right]^1 = 0.058 \leq 1 \rightarrow \text{conditions vérifiée.}$$

2) Vérification au cisaillement :

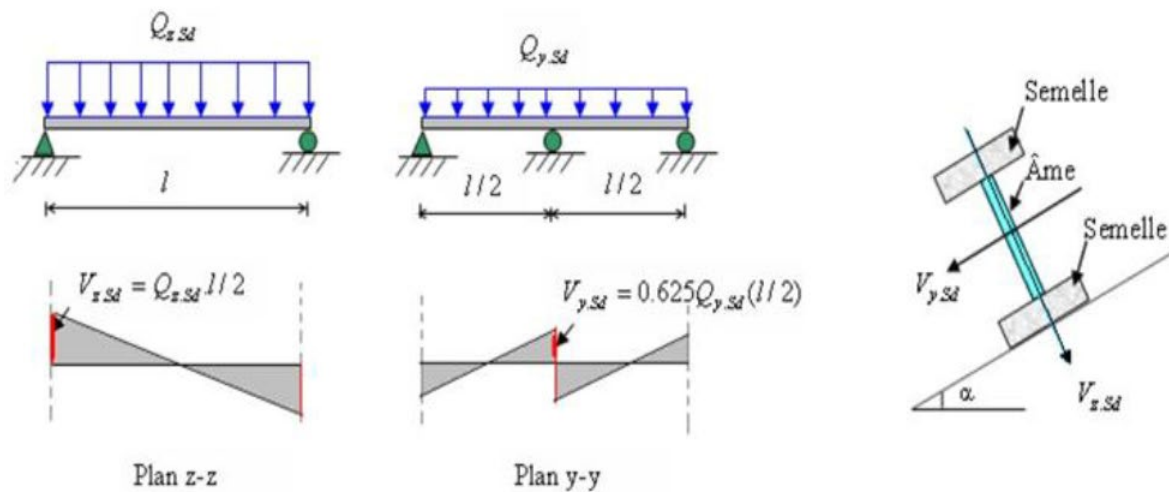


Figure IV.6 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

- La vérification est donnée par les formules suivantes :

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

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{158.62 \times 6}{2} = 475.86 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 15.86 \cdot (6/2) = 29.73 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{9.66 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 11929.05 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{10.44 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1289.27 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 475.86 \leq V_{plz.Rd} = 11929.05 \rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 29.73 \leq V_{ply.Rd} = 1289.27 \rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

3) Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumises à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée ou l'aile de certaines sections ouvertes se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale autour de centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

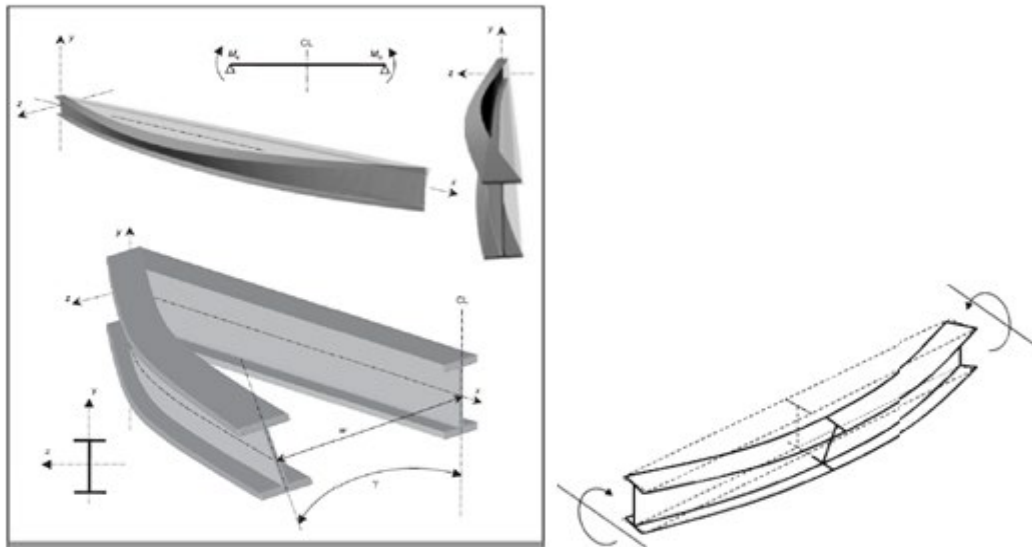


Figure IV.7 : phénomène de déversement.

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversal.

- **Semelle supérieur :**

La semelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

- **Semelle inférieur :**

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.

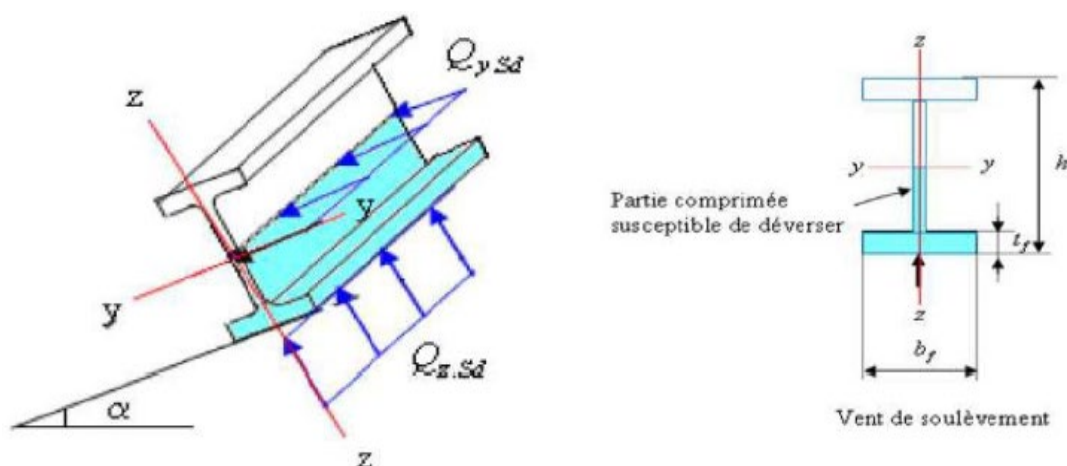


Figure IV.8 : Déversement d'une panne de toiture.

L'Euro-code 3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément Comprimé et fléchi :

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

$$Q_{z.sd} = 158.62 \text{ daN}$$

$$Q_{y.sd} = 15.86 \text{ daN}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.86 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 17.84 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{158.62 \times 6^2}{8} = 713.79 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 235}{1.1} = 55759 \text{ daN.cm} = 557.59 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 235}{1.1} = 264990 \text{ daN.cm} = 2649.09 \text{ daN.m}$$

- Calcul de moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Calcul de l'élancement réduit

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5}$$

M_{cr} : représente le moment critique élastique de déversement.

Avec :

$C_1 = 1.132 \rightarrow$ Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments.

$E = 2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow$ le module d'élasticité longitudinale de l'acier

$I_z = 68.30 \text{ cm}^3 \rightarrow$ Moment d'inertie autour de l'axe Z.

$I_w = 3.39 \times 10^3 \text{ cm}^6 \rightarrow$ Facteur de gauchissement.

$G = 8 \times 10^3 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow$ le module d'élasticité transversale de l'acier

$I_t = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Moment d'inertie de torsion.

$L^2 = (600)^2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ longueur de flambement latérale

$$M_{cr} = 1,232 \times \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 68,3}{600^2} \left[\frac{3.39 \times 103}{68,3} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 3,6}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 68.30} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 1232.48 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{124 \times 23,5}{1232,48}} = 1,53$$

- Calcul du coefficient du déversement χ_{LT}

$\beta_w = 1$ section de classe 1

Section laminée : $\alpha_{LT} = 0,21$

$h/d = 160/82 = 1,95 \leq 2 \rightarrow$ Coubre de flambement a

$$\chi_{LT} = 0,3601$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,3601 \times 1 \times 124 \times 23,5}{1,1} = 953,93 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{713,79}{953,93} \right] + \left[\frac{17,84}{557,59} \right] = 0,78 \leq 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le profilé laminé choisit (IPE 160) est donc vérifié à l'état limite ultime

IV.1.6.1 Vérification à l'ELS :

- Vérification a la flèche :

La vérification a la flèche se fait avec les charges est surcharges de services (non pondérées)

$$Q_{sd.1} = G + N = 33,57 + 29,29 = 62,86 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd.2} = G - V = 33,57 - 109,75 = -76,18 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -76,18 \times \cos(5,71) = 75,80 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -76,18 \times \sin(5,71) = 7,57 \text{ daN/ml}$$

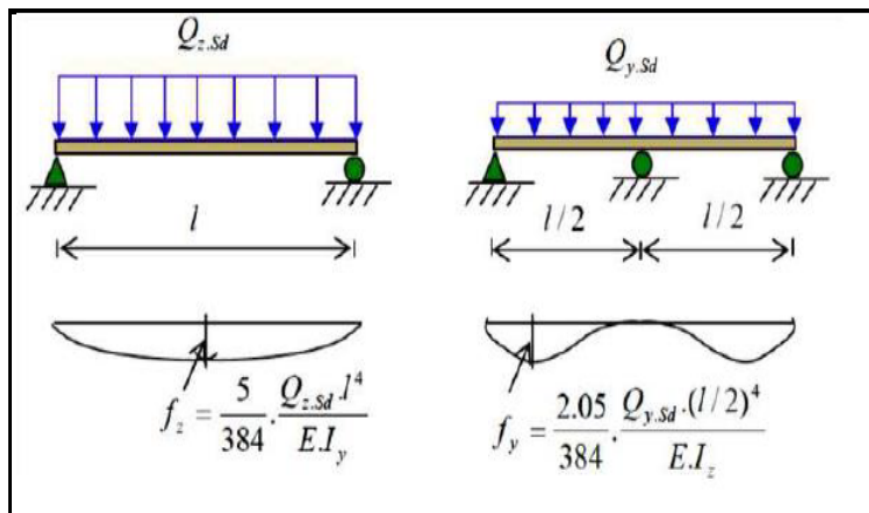


Figure IV.9 : Vérification de la flèche.

- **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{EI_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^4}{EI_z} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l/2}{200} \quad \text{poutres sur trois appuis}$$

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

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0,75 \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \cdot 86900} = 0,006\text{cm} \leq 3\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

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

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,075 \times (300)^4}{2,1 \times 10^6 \cdot 68300} = 2,10^{-4}\text{cm} \leq 1,5\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé choisis **IPE 160** convient pour les pannes.

IV.2 Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes au fermes, il est réalisée au moyen d'un plat plié, il dimensionné en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

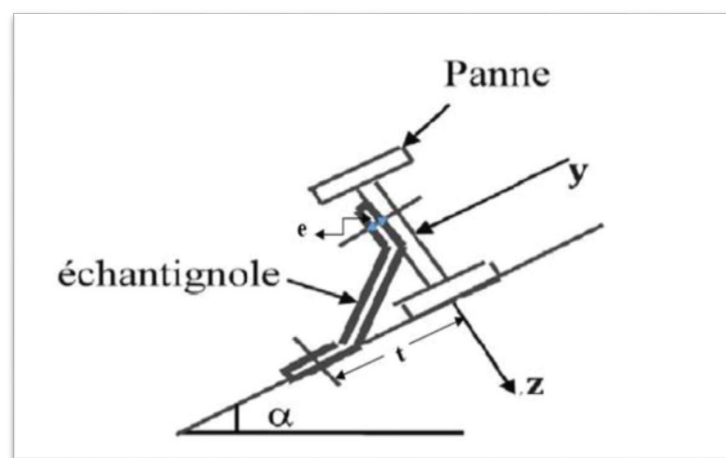


Figure IV.10 : Disposition de l'échantignolle

IV.2.1 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

- Effort de soulèvement :

$$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = -131.21 \text{ daN/ml.}$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +4.5 \text{ daN/ml.}$$

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

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

Pour un IPE 160 : b = 9.1 cm

$8.2 \leq t \leq 12.3$ on adopte e = **10 cm**

- Echantignole de rive :

$$R_z = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{131.21 \times 6}{2} = 393.63 \text{ daN}$$

$$R_y = \frac{Q_{y.sd} \times l}{2} = \frac{4.5 \times 6}{2} = 13.5 \text{ daN}$$

- Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 393.63 = 739.26 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 13.5 = 27 \text{ daN}$$

IV.2.2 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 739.26 \times 10 + 27 \times \frac{16}{2} = 7608.6 \text{ daN.cm}$$

IV.2.3 Dimensionnement de l'échantignole :

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 :

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

$$M_R = M_{sd} \dots \dots \dots (\text{Le moment sollicitant})$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots (\text{Le moment de résistance élastique de la section})$$

Calcul de l'épaisseur de l'échantignole

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7608.6 \times 1.1}{2350} = 3.56 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} \text{ pour une section rectangulaire}$$

$$e = \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}}$$

b=200mm largeur de la traverse (voir chapitre V calcul de portique)

$$e = \sqrt{\frac{W_{el} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{3.56 \times 6}{20}} = 1.046 \text{ on prend } e = 1.05 \text{ cm}$$

VI.3. Calcul des liernes de toiture :

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

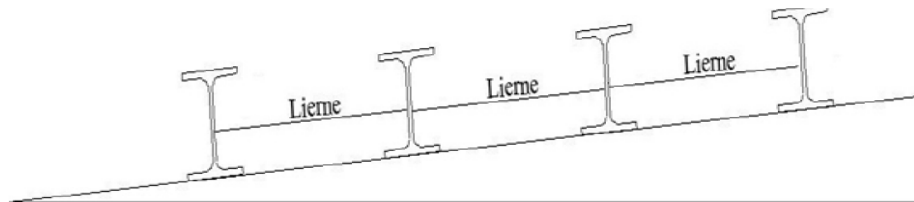


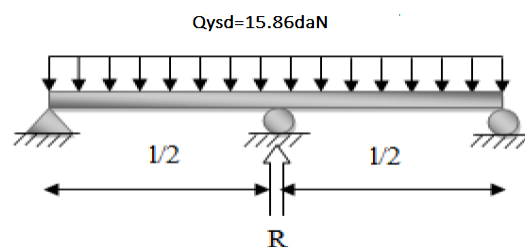
Figure IV.11 : Dispositions des liernes.

IV.3.1 Dimensionnement des liernes :

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

$$R = 1.25 Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 15.86 \times 3 = 59.47 \text{ daN}$$

Avec : $Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 15.86 \text{ daN/ml}$.



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

$$T_1 = R/2 = 59.47/2 = 29.73 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 59.47 + 29.73 = 89.2 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 59.47 + 89.2 = 148.67 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 59.47 + 148.67 = 208.14 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 : T_5 = R + T_4 = 59.47 + 208.14 = 267.61 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_6 : T_6 = R + T_5 = 59.47 + 267.61 = 327.08 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_7 : T_7 = R + T_6 = 59.47 + 327.08 = 386.55 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_8 : T_8 = R + T_7 = 59.47 + 386.55 = 446.02 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_9 : T_9 = R + T_8 = 59.47 + 446.02 = 505.49 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_{10} : 2T_{10}\sin\theta = T_9$$

$$\theta = \arctg 1.269/3 = 22.92^\circ$$

$$T_{10} = (T_9/2\sin\theta) = (505.49/2\sin 22.92^\circ) = 1330.23 \text{ daN}$$

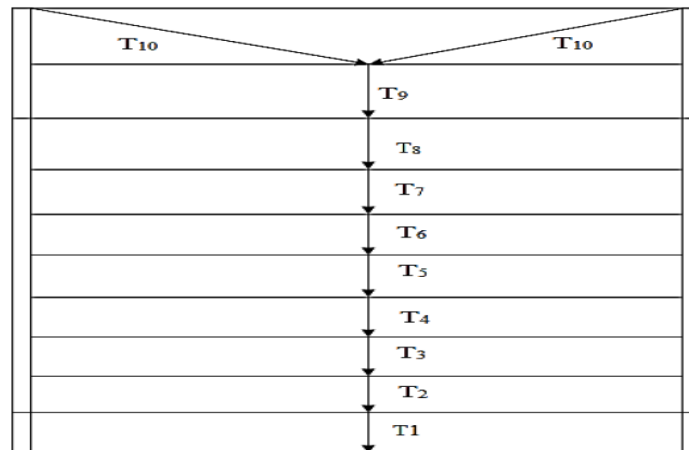


Figure IV.12 : Efforts dans les liernes.

- **Dimensionnement :**

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

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

$$N_{sd} = T_{10} = 1330.23 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = T_{10} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1330.23 \times 1.1}{2350} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0,62}{\pi}} = 0,88 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0,88 \text{ cm} \approx 8,8 \text{ mm}$

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

IV.4. Etude des lisses de bardages :

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

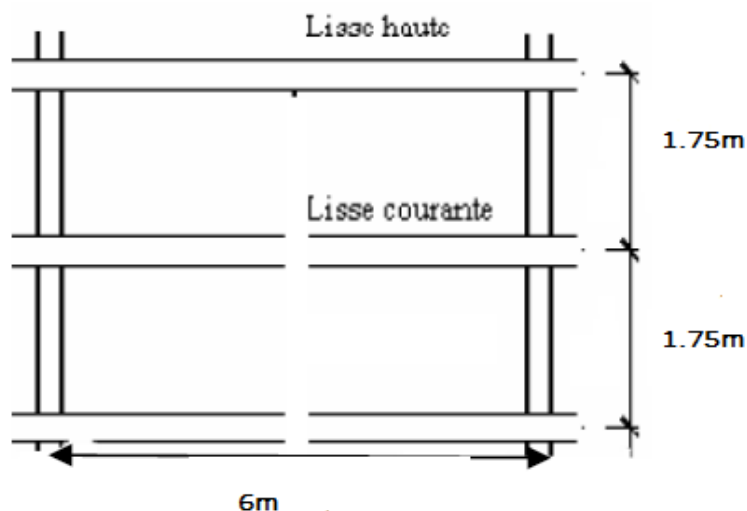


Figure IV.13 : Coupe longitudinal de la lisse de bardage

IV.4.1 Détermination des sollicitations :

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

IV.4.2 Calculs des lisses de Long pan :

IV.4.2.1 Evaluations des charges et surcharges :

Les données :

$L=6\text{m}$ sur le long pan

On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

L'entre axe des lisses $e=1.75$ sur les lisses intermédiaire $e=1.5\text{m}$ sur la lisses de rive

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12kg/m^2

Poids propre d'isolants 5kg/m^2

Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2

Poids propre de la lisse estimé (IPE140) 13.15kg/ml

- Charges permanentes :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1.75 + 13.15$$

$$G = 51.65\text{kg/ml}$$

$$G = 51.65\text{daN/ml}$$

- Surcharges climatiques de vent :

La plus grandes surfaces face au vent est la paroi B avec une valeur de :

$$61.125 \text{ daN/m}^2 \text{ (tableau II.12 chapitre II)}$$

$$V = 61.125 \times 1.75$$

$$V = 106.95\text{daN/ml}$$

Combinaisons de charges les plus défavorables

$$1.35G + 1.5V$$

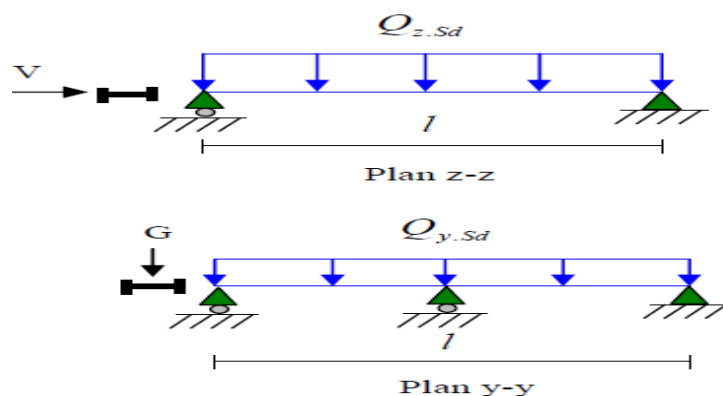


Figure IV.14 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

$$Q_{y.sd} = 1.35 G = 1.35(51.65)$$

$$Q_{y.sd} = 69.72 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5 V = 1.5 \cdot (106.95)$$

$$Q_{z.sd} = 160.425 \text{ daN/ml}$$

-Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{160.425 \times 6^2}{8} = 721.91 \text{ daNm}$$

-Poutre sur 3 appuis :

$$Q_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{69.72 \times 3^2}{8} = 78.43 \text{ daNm}$$

Par tâtonnement, on choisit le profilé suivant **IPE140**

Donnée de profilé :

Profilé	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	Wpl,y Cm ³	Wpl,z Cm ³	Avz Cm ²	Avy Cm ²	Iz Cm ⁴	Iy Cm ⁴
IPE140	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	8.76	44.9	5.41

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

IV.4.2.2 Vérification de l'IPE 140 à la sécurité :

• Vérification à l'ELU

1) Vérification à la flexion :

Flexion déviée

Classe de la section :

Classe de la semelle :

$$\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

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

$$C = (b - t_w - 2r)/2 = 27.15$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{27.15}{6.9} = 3.93 \leq 10$$

Semelle de classe 1.

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} \leq 72\varepsilon$$

$$23.87 \leq 72$$

L'âme est de classe 1.

Les sections est de classe 1.

La vérification de la section à la résistance est donne par la formule suivante :

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

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

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

Caractéristique géométrique de l'IPE140 :

$$W_{el.y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; W_{el.z} = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88.3 \text{ cm}^3 ; W_{pl.z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 235}{1.1} = 412.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 235}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{721.91}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{78.43}{412.31} \right]^1 = 0.33 \leq 1 \rightarrow \text{conditions vérifiée.}$$

2) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes

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

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{160.425 \times 6}{2} = 481.275 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 69.72 (6/2) = 130.725 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 943.45 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1081.76 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 481.275 \leq V_{plz.Rd} = 943.45 \rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 130.725 \leq V_{ply.Rd} = 1081.76 \rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

3) Vérification au déversement :

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

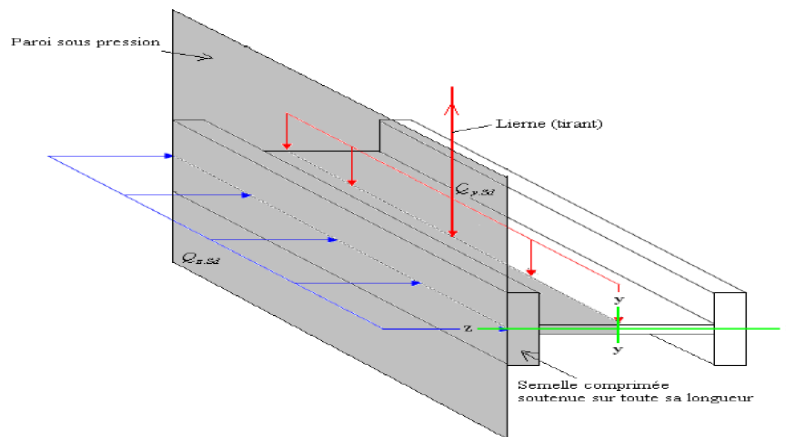


Figure IV.15 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

●Vérification a l'ELS :

- Condition de vérification :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{EI_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^4}{EI_z} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l/2}{200} \quad \text{poutres sur trois appuis}$$

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

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z, sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.604 \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 54100} = 0.017\text{cm} \leq 3\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,69 \times (300)^4}{2.1 \times 10^6 \cdot 4490} = 2,9 \times 10^{-3}\text{cm} \leq 1,5\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé choisis **IPE 140** convient comme lisses de long pan.

IV.4.2.3 Calcul des liernes de long pan :

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

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 67.72 \times 3 = 253.95\text{daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 253.95/2 = 126.97 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 253.95 + 126.97 = 380.92 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 253.95 + 380.92 = 634.87 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 253.95 + 634.87 = 888.82 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 : 2T_5 \sin \theta = T_4$$

$$\theta = \arctg 1.75/3 = 30.25^\circ$$

$$T_5 = (T_4 / 2 \sin \theta) = (888.82 / 2 \sin 30.23^\circ) = 882.20 \text{ daN}$$

• Dimensionnement :

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

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

$$N_{sd} = T_4 = 888.82 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{888.82 \times 1.1}{2350} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.41}{\pi}} = 0.52 \text{ cm}$$

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

IV.4.5 Calculs des lisses de pignon :

IV.4.5.1 Evaluations des charges et surcharges :

Les données :

$L = 5.05 \text{ m}$ sur le long pan

On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

L'entre axe des lisses $e = 1.75$ sur les lisses intermédiaire $e = 1.5 \text{ m}$ sur la lisses de rive

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12 kg/m^2

Poids propre d'isolants 5 kg/m^2

Poids propre d'accessoires de pose 5 kg/m^2

Poids propre de la lisse estimé (IPE140) 13.15 kg/ml

-Charges permanentes :

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

$$G = (12 + 5 + 5) \times 1.75 + 13.15$$

$$G = 51.65 \text{ kg/ml}$$

$$G = 51.65 \text{ daN/ml}$$

-surcharges climatiques de vent :

La plus grandes surfaces face au vent est la paroi B avec une valeur de :

$$92.91 \text{ daN/m}^2 \text{ (tableau II.6 chapitre II)}$$

$$V = 92.91 \times 1.75$$

$$V = 162.59 \text{ daN/ml}$$

-combinaisons de charges les plus défavorables

$$1.35. G + 1.5V$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times (51.65)$$

$$Q_{y.sd} = 69.72 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5 V = 1.5 \times (162.59)$$

$$Q_{z.sd} = 243.88 \text{ daN/ml}$$

-Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{243.88 \times 5.05^2}{8} = 777.48 \text{ daN.m}$$

-Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{69.72 \times 2.525^2}{8} = 55.56 \text{ daN.m}$$

Par tâtonnement, on choisit le profilé suivant **IPE140**

Donnée de profilé :

Profilé	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	W _{ply} Cm ³	W _{pl,z} Cm ³	Av _z Cm ²	Av _y Cm ²	I _z Cm ⁴	I _y Cm ⁴
IPE140	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	8.76	44.9	5.41

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140.

IV.4.5.2 Vérification de l'IPE 140 à la sécurité :

• Vérification à l'ELU

1) Vérification à la flexion

Flexion déviée

Classe de la section :

Classe de la semelle :

$$\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

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

$$C = (b - t_w - 2r)/2 = 27.15$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{27.15}{6.9} = 3.93 \leq 10 \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} \leq 72\varepsilon$$

$$23.87 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

La section est de classe 1.

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivante :

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

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

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

Caractéristique géométrique de l'IPE140 :

$$W_{el.y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; W_{el.z} = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88.3 \text{ cm}^3 ; W_{pl.z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 235}{1.1} = 412.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 235}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{777.48}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{55.56}{412.31} \right]^1 = 0.29 \leq 1 \dots\dots\dots \text{conditions vérifiée}$$

2) Vérification au cisaillement :

La vérification est donnée par les formules suivantes

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

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{243.88 \times 5.05}{2} = 615.79 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 69.72 (5.05/2) = 110.02 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{7.64 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 943.45 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{8.76 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1081.76 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 615.79 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 943.45 \text{ daN} \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 110.02 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 1081.76 \text{ daN} \dots \text{conditions vérifiée}$$

3) Vérification au déversement :

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

- **Vérification à l'ELS :**

- **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{EI_y} \quad \text{et} \quad f_{adm} = l/200 \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^4}{EI_z} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l/2}{200} \quad \text{poutres sur trois appuis}$$

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

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{2.43 \times 505^4}{2.1 \times 10^6 \times 54100} = 0.018 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

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

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

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.69 \times (252.5)^4}{2.1 \times 10^6 \times 4490} = 1.4 \times 10^{-3} \text{ cm} \leq 1.5 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 140** convient comme lisses sur le pignon.

IV.4.5.3 calcul des liernes de pignon :

- La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 69.72 \times 2.525 = 220.05 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R/2 = 220.05/2 = 110.02 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 220.05 + 110.02 = 330.07 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 220.05 + 330.07 = 550.14 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 220.05 + 550.14 = 770.19 \text{ daN}$

Effort dans le tronçon L_5 : $2T_5 \sin \theta = T_4$

$$\theta = \arctg 1.75/2.525 = 34.72^\circ$$

$$T_5 = (T_4 / 2 \sin \theta) = (770.19 / 2 \sin 34.72^\circ) = 681.58 \text{ daN}$$

• **Dimensionnement :**

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

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

$$N_{sd} = T_4 = 770.19 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{770.10 \times 1.1}{2350} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.36}{\pi}} = 0.45 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

- ❖ **Les pannes : IPE 160**
- ❖ **L'échantignole : épaisseur de $e = 1.05 \text{ cm}$.**
- ❖ **Les liernes de la toiture : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**
- ❖ **Les lisses du long-pan : IPE 140**
- ❖ **Les liernes du long-pan : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**
- ❖ **Les lisses du pignon : IPE 140**
- ❖ **Les liernes du pignon : barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$**

CHAPITRE V:

Calcul des
potelets.

V.1 Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues aux poids propre des lisses de bardage, et celui du potelet lui-même.

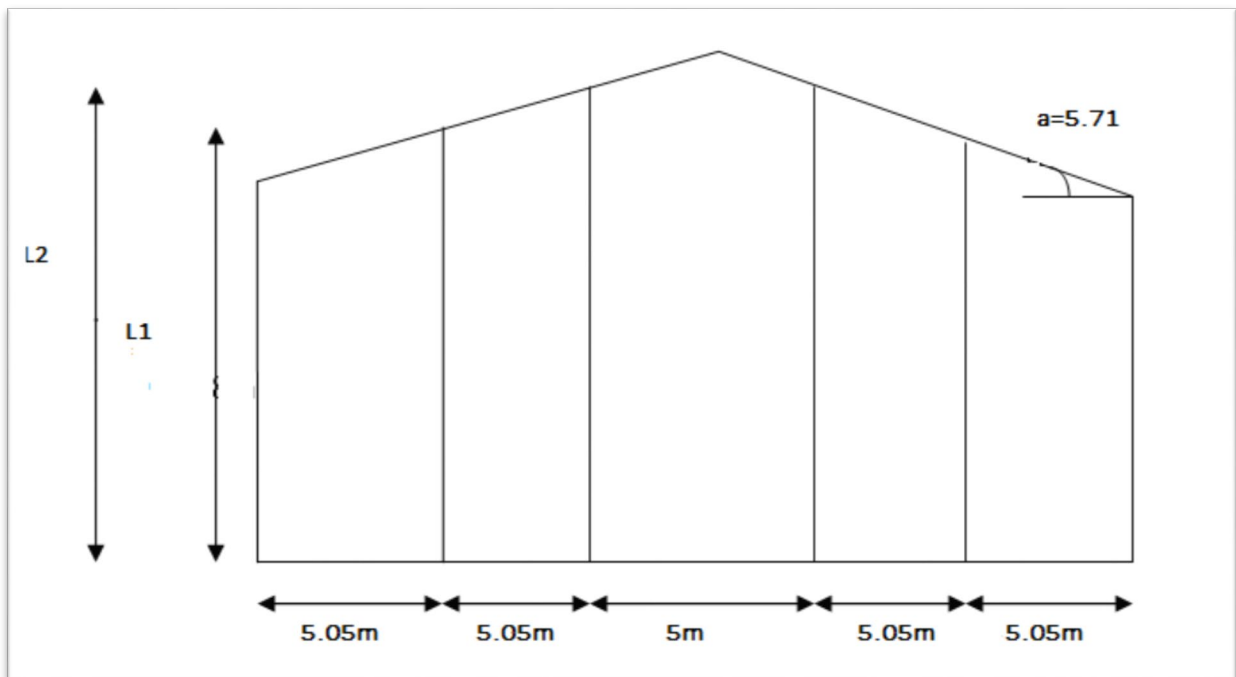


Figure V.1 : Disposition des potelets

$$L_1 = 8 + (\tan \alpha \times 5.05) = 8.5\text{m}$$

$$L_2 = 8 + (\tan \alpha \times 2 \times 5.05) = 9.01\text{m}$$

V.1.1 Dimensionnement des potelets :

V.1.1.2 Principes de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

V.1.1.3 les données :

On dispose de 4 potelets sur chaque pignon, les deux potelets intermédiaires sont les plus chargés avec :

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 9.01\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5.25\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5.25\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=5$)
- Poids propre de bardage..... 12kg/m^2
- Poids propre d'isolants 5kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- Poids propre de la lisse (IPE140) 13.15kg/ml

V.2.1 Calcul des charges et surcharges :

a) Charges permanents G :

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

$$G = (13.15 \times 5.25 \times 5) + (12 + 5 + 5) \times (5.25 \times 9.01)$$

$$G = 1385.84 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 1385.84\text{daN}}$$

b) Surcharges climatiques V

$$V = 92.91\text{daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau 6 chapitre II})$$

$$V = 92.91 \times 5.25$$

$$\mathbf{V = 487.77\text{daN/ml}}$$

V.2.2 Condition de la flèche :

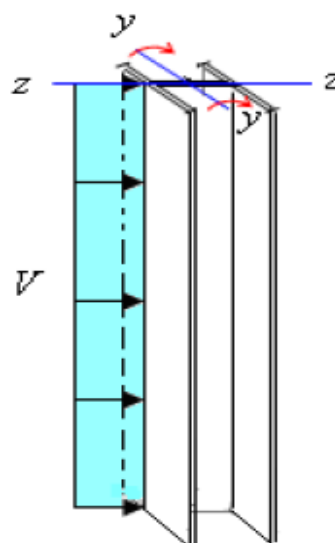


Figure V.2 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

La vérification de la flèche se fait sous le vent (non pondéré).

La flèche autour de l'axe y-y :

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 901/200 = 4.05 \text{ cm}$$

l : longueur du potelet le plus chargé.

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \times l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{487.77 \times 901^3}{2.1 \times 10^6} = 4424.24 \text{ cm}^4$$

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

On choisit le profilé **IPE 270** avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

- **Caractéristiques géométriques de l'IPE270 :**

$h = 270 \text{ mm};$	$b = 135 \text{ mm};$	$t_w = 6.6 \text{ mm};$
$d = 219.6 \text{ mm};$	$r = 15 \text{ mm};$	$t_f = 10.2 \text{ mm};$
$A_{vz} = 22.1 \text{ cm}^2;$	$A_{vy} = 27.54 \text{ cm}^2;$	$A = 45.95 \text{ cm}^2;$
$W_{el;y} = 429 \text{ cm}^3;$	$W_{el;z} = 62.2 \text{ cm}^3;$	$G = 36.76 \text{ Kg/m};$
$W_{pl;y} = 484 \text{ cm}^3;$	$W_{pl;z} = 97 \text{ cm}^3;$	
$i_z = 3.02 \text{ cm};$	$i_y = 11.2 \text{ cm};$	

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1320.95 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1385.84 + (36.76 \times 9.01)$$

$$G = 1717.04 \text{ daN}$$

V.3.1 Vérification à l'ELU :

V.3.2 Vérification de la section à la résistance :

1. Incidence de l'effort normal :

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

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1717.04 = 2318 \text{ daN}$$

$$N_{pl;Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45.95 \times 235}{1.1} = 98165.9 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl;Rd} = 0.25 \times 98165.9 = 24541.47 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 45.95 - (2 \times 13.5 \times 1.02) = 18.41 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 18.41 \times 2350 / 1.1 = 19665.22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2318 \text{ daN} \leq \min(24541.4 ; 19665.22) = 19665.22 \text{ daN} \dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

2. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl;Rd}$$

$$Q_{zsd} = 1.5V = 1.5 \times 487.77 = 731.65 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{731.65 \times 9.01}{2} = 3307.05 \text{ daN}$$

$$V_{pl;Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{22.1 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 27291.11 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 3307.05 \leq 0.5V_{pl;Rd} = 13645.55 \dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

3. Vérification à la flexion :

$$M_{y;sd} \leq M_{cy;sd}$$

$M_{cy;sd}$: C'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section :

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(135 - 6.6 - 2 \times 15)/2}{10.2} = 4.82 \leq 10\varepsilon \dots \text{semelle de classe 1}$$

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

- Classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72\varepsilon \dots \text{l'âme est de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

$$M_{cy;Rd} = M_{ply;Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 2350}{1.1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{y;sd} = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{731.65 \times 9.01^2}{8} = 7424.42 \text{ daN.m}$$

$$M_{y;sd} = 7424.42 \text{ daN.m} \leq M_{cy;Rd} = 10340 \text{ daN.m} \dots \text{vérifiée}$$

V.3.3 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- **Le flambement :**

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

- **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y;sd}}{\chi_{LT} M_{ply;Rd}} \leq 1.0$$

1. Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élancement réduit

$\overline{\lambda}_y$ et $\overline{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) \text{ avec : } \chi_{min} \leq 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

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

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2)$$

$$\overline{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$\beta_A = 1$; pour les sections de classe 1;2 et 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{901}{11.2} = 80.44$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ } \epsilon = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{80.44}{93.9} = 0.85$$

courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } \alpha_y = 0.21$$

α : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21(0.85 - 0.2) + (0.85)^2) = 0.92$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.92 + (0.92^2 - 0.85^2)^{0.5}} = 0.78$$

$$\chi_y = 0.7659 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{175}{3.02} = 57.94$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{57.94}{93.9} = 0.61$$

Courbe de flabement :

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b} \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5(1 + 0.34(0.61 - 0.2) + 0.61^2) = 0.75$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.75 + (0.75^2 - 0.61^2)^{0.5}} = 0.88$$

$$\chi_z = 0.8740 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b)}$$

$$\chi_{min} = 0.7659$$

2. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

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

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{175}{3.02}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{175/3.02}{270/1.02} \right)^2 \right]^{0.25}} = 52.19$$

$C_1 = 1.132$ poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] = \left[\frac{52.19}{93.9} \right] = 0.55 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

$$\text{Courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = 0.9080 < 1 \dots \dots \dots \text{(Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

• Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.85 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -1.06 \leq 0.9$$

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

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow k_y = 1 - \frac{(-1.06) \times 2230.4}{0.7659 \times 45.95 \times 2350} = 1.029 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.61 \times 1.3 - 0.15 = -0.03 < 0.9$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniformes equivalent pour le déversement.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(-0.03) \times 2318}{0.8740 \times 45.95 \times 2350} = 1.0007 > 1 \rightarrow k_{LT} = 1$$

• **Le flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd}}{M_{ply;Rd}} = \frac{2318}{0.7659 \times 98165.9} + \frac{1.029 \times 7424.42}{10340}$$

= 0.76 ≤ 1 vérifiée

• **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y;sd}}{\chi_{LT} M_{ply;Rd}} = \frac{2318}{0.7659 \times 98165.9} + \frac{1 \times 7424.42}{0.9080 \times 10340} = 0.82 \leq 1$$

Elément vérifiée

Conclusion :

IPE 270 convient comme potelet.

CHAPITRE VI :

Etude sismique.

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règles parasismiques actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable). C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes. D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la méthode nommée méthode statique équivalente, pour qu'elle soit applicable, la structure doit vérifier un certain nombre de conditions.

VI.1 Méthode statique équivalente :

VI.1.1 Domaine d'application :

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 ($H=9.26\text{m} < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($\frac{30}{25.2} = 1.19 < 4$) 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.

VI.1.2 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Avec :

$\xi(\%)$: le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

$\Rightarrow$ D'après le tableau (4.2) $\Rightarrow \xi = 4\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+0.04}} = 1.85 \geq 0,7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min [(C_T \cdot h_N)^{3/4}; (0,09h_N/D)^{1/2}]$$

C_T : coefficient en fonction du système de comportement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003.

On a : Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie $C_T=0.085$

$h_N=9.26\text{m}$: hauteur totale.

$D= 30\text{m}$: longueur totale.

$$T = C_T \cdot h_N = (0.085 \times 9.26)^{3/4} = 0,45\text{s}$$

$$T = (0,09 \cdot h_N/D)^{1/2} = (0,09 \times 9.26 / 30)^{1/2} = 0.16\text{s}$$

$$\text{Donc : } T = \min (0.45 ; 0.16) = \mathbf{0.16s}$$

T_2 période caractéristique associé à la catégorie du sol donné par le tableau 4.7 du RPA 99 V2003.

On a un sol de catégorie de 3 (S3) $\rightarrow T_2 = \mathbf{0.5s}$

$$\text{Puisque } 0 \leq T = 0.45\text{s} \leq T_2 = 0.5\text{s} : D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.85 = \mathbf{4.625}$$

c. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaires $R = 4$

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X
 $R = 4$

d. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec : P_q : la pénalité à retenir si le critère de qualité q est satisfait ou non ; et selon le tableau 4.4 du RPA 99 V2003 on a :

$P_1 = 0,05$: conditions minimum sur les files de contreventement (non observé) ;

$P_2 = 0,05$: redondance en plan (non observé) ;

$P_3 = 0,00$: régularité en plan (observé) ;

$P_4 = 0,00$: régularité en élévation (observé) ;

$P_5 = 0,05$: contrôle de la qualité des matériaux (observé) ;

$P_6 = 0,05$: contrôle de la qualité de l'exécution (observé).

$$\rightarrow Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.05) = 1.2$$

e. Calcul de poids de la structure (W) :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque étage (i) :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuels ;

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitations ;

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de l'ouvrage donné par le tableau 4.5 du RPA 99 V2003.

Évaluation des actions permanentes :

Element	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	La charge W (kN)
Panne	IPE 160	16.07	22	30	106.06
Lisse du long pan	IPE 140	13.15	10	30	39.45
Lisse du pignon	IPE 140	13.15	10	25.2	33.13
Poteau	IPE 500	92.42	12	8	88.72
Traverse	IPE 500	92.42	12	12.663	140.43
Potelet du milieu	IPE 270	36.76	4	9.01	132.48
Potelet	IPE 270	36.76	4	8.5	12.49
Liernes	Barre rond $\phi = 10$ mm	0.620		397.5	2.46
Palé de stabilité	L50×50×5	3.84		80	3.07
Poutre au vent	L45×45×5	3.44		177.47	6.1
Élément		Poids propre (Kg/m)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (kN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	379.89	129.16
Couverture du long pan	Panneau (17+5)	22	2	240	105.6
Couverture du pignon	Panneau (17+5)	22	2	233.35	102.67
				ΣW_{Gi}	902.11

Tableau VI.1 : poids des éléments

Evaluation des actions d'exploitations :

$$W_{Qi} = (P_{neige} + P_{vent}) \times S_{toiture} = (0.232 + 1.639) \times 763.2 = 1421.07 \text{ kg}$$

$$\text{Et } \beta = 0.5 \text{ (hangars ; entrepôts)}$$

$$\text{Poids total: } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 902.11 + 0.5 \times 1421.07 = 1612.64 \text{ Kg}$$

VI.4 Force sismique suivant la direction X et Y :

$$V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4.625 \times 1.2}{4} \times 1612.64 = 335.84 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 4.625 \times 1.2}{4} \times 1612.64 = 335.84 \text{ KN}$$

VI.5 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W \times h}{W \times h}$$

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

F_t : la force concentrée au sommet de la structure (**$F_t = 0$ car $T = 0.16 < 0.7$**)

W : poids total de la structure (**1612.64 KN**)

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_t) \rightarrow F_{ix} = V_x = 335.84$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty}) \rightarrow F_{iy} = V_y = 335.84$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 163.9 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 163.9 \times S_{toiture}$$

$$V = 163.9 \times 763.2$$

$$V = 125088.48 \text{ daN} = 1250.88 \text{ KN}$$

$$V > V_x$$

$$V > V_y$$

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.

CHAPITRE VII:

Calcul du
portique.

VII.1 Introduction :

Les éléments structuraux constituant l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude, ils présentent 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 pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes), leur utilisation est limitée à des portées inférieures ou égale à 40m

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 24m.

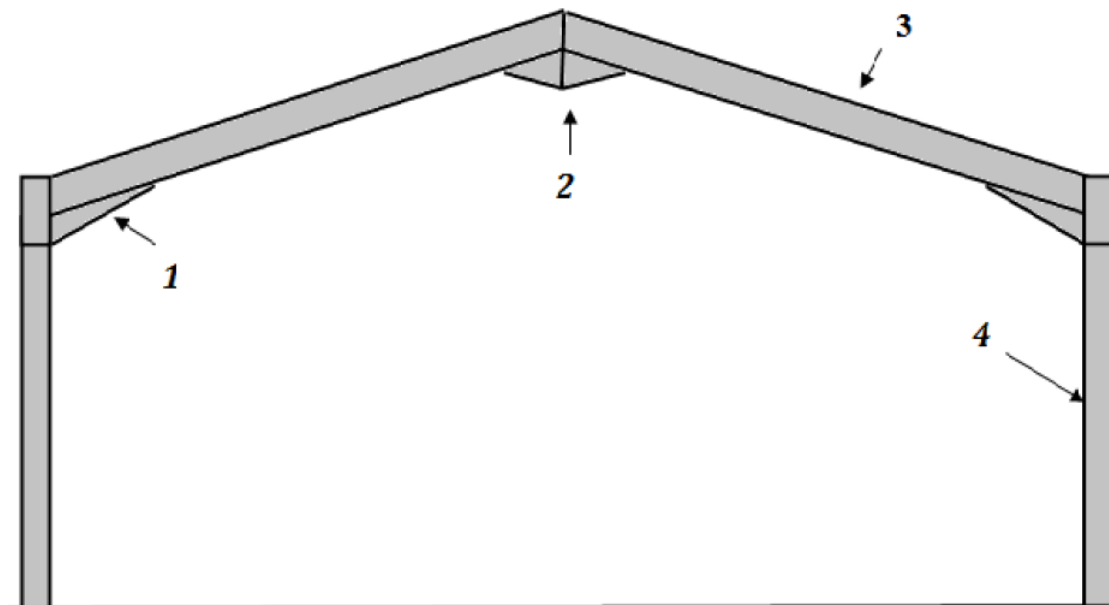


Figure VII.1 : éléments constituant le portique

Avec :

- ✓ 1 : renfort de jarret
- ✓ 2 : clé de faitage
- ✓ 3 : traverse
- ✓ 4 : poteau

VII.1.1 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 : $H = 9.26\text{m}$

- La portée entre les poteaux : $b = 25.2\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 12.6\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 6\text{m}$

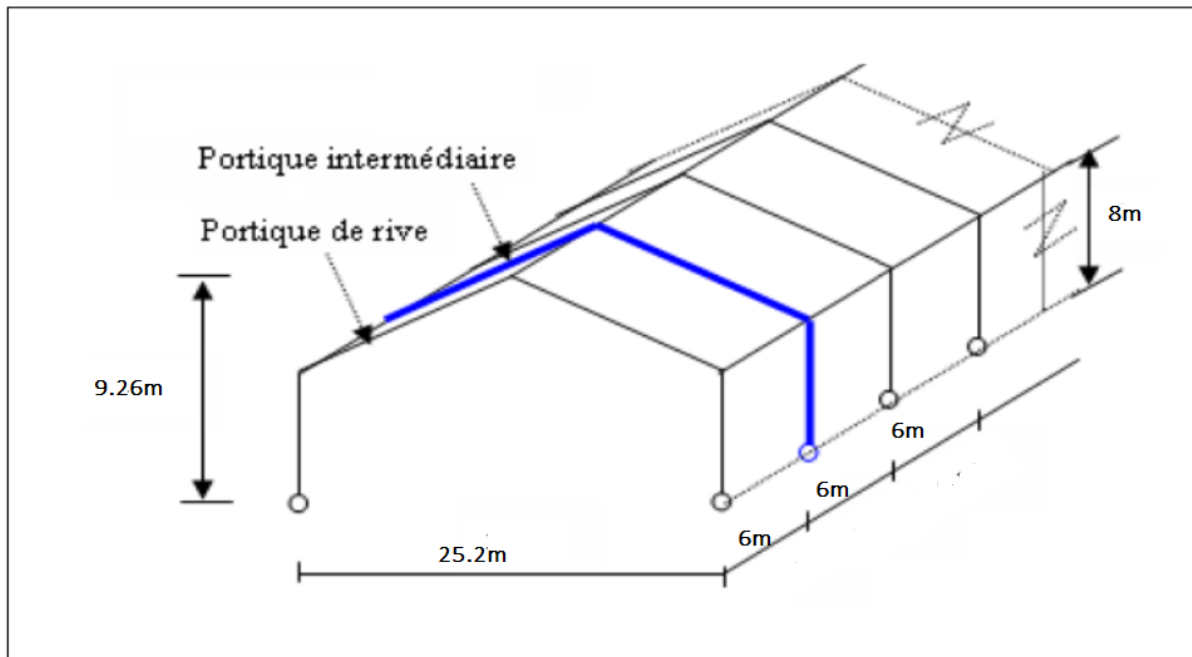


Figure VII.2 : Vue du portique en 3D

VII.2 Les efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure elle-même, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

VII.2.1 Effets des charges verticales sur le portique :

VII.2.1.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) 12 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m^2
- Poids propre de la panne (IPE 160) $16.07 \text{ kg/ml} = 12.66 \text{ kg/m}^2$
- Traverse (estimée)..... 12 kg/m^2

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 12.66 + 12$$

$$G = 41.66 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : $L = 6\text{m}$

$$G = 41.66 \times 6$$

G = 249.66 kg/ml

VII.2.1.2 Effet de la neige :

$N = 23.2 \text{ kg/m}^2$

$N = 23.2 \times 6$

N = 139.2 Kg/ml

VII.2.1.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Le vent V2 perpendiculaire au long pan est le plus défavorable :

- $W(z)[\text{kg/ml}] = W(z)[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

Paroi verticale :

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z) [\text{N/m}^2]$
A	611.25	-1	+0.2	-1.2	-733.5
B	611.25	-0.8	+0.2	-1	-611.25
C	611.25	-0.5	+0.2	-0.7	-427.87
D	611.25	+0.8	+0.2	+0.6	+366.75
E	611.25	-0.3	+0.2	-0.5	-305.62

Tableau VII.1 : Pression $W(z)$ sur la paroi verticale

Versant de Toiture :

ZONE	$q_p(z)$	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$W(z) [\text{N/m}^2]$
F	611.25	-1.713	+0.2	-1.91	-1169.32
G	611.25	-1.171	+0.2	-1.37	-838.02
H	611.25	-0.578	+0.2	-0.77	-475.55
I	611.25	-0.585	+0.2	-0.78	-479.83
J	611.25	-1.028	+0.2	-1.22	-750.61

Tableau VII.2 : pression $W(z)$ sur la toiture

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.

- Coefficient de pression équivalent :

Versant gauche : $C_{e,eq} = C_{e,G} \times e/10 + C_{e,H} \times (l/2 - e/10)/l$

Versant droit : $C_{e,eq} = C_{e,J} \times e/10 + C_{e,I} \times (l/2 - e/10)/l$

La charge du vent uniformément répartie équivalente se déduit de la même façon :

Versant de gauche : $\frac{(838.023 \times 1.852) + (475.552 \times 10.748)}{12.6} = 528.82 \text{ daN/ml}$

Versant de droite : $\frac{(750.615 \times 1.852) + (479.831 \times 10.748)}{12.6} = 519.63 \text{ daN/ml}$

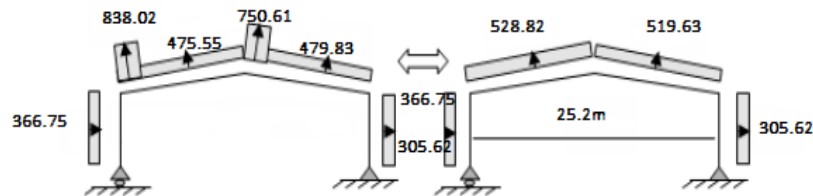


Figure VII.3 : pression statique du vent sur le portique

Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

Charge équivalente du vent $W = \frac{528.82 + 519.63}{2} = 524.22 \text{ daN/ml}$

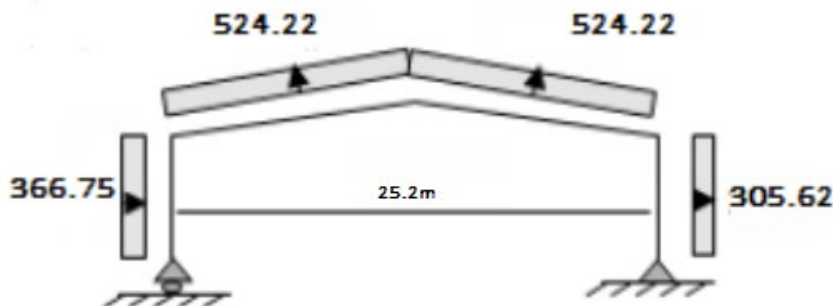


Figure VII.4 : charge du vent équivalente de la toiture

VII.3 Calculs des efforts interne :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

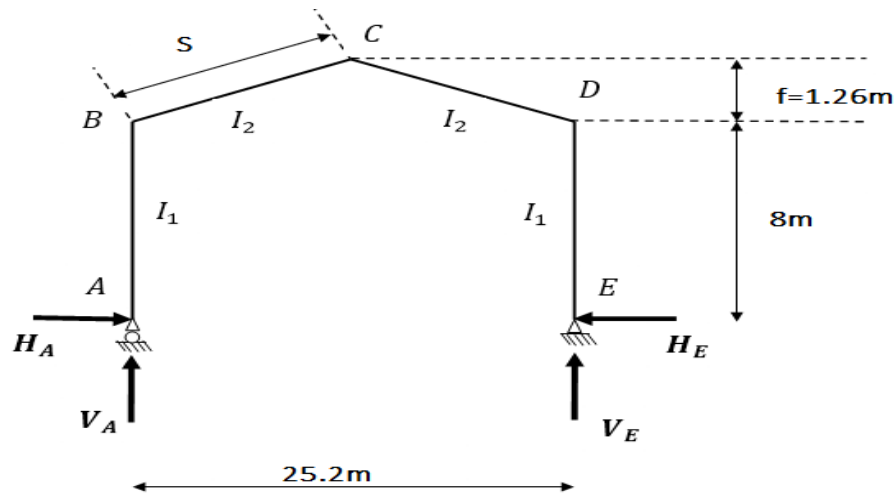


Figure VII.5: Efforts internes.

On assume $I_1 = I_2$

$$\cos \alpha = \frac{12.6}{S} \rightarrow S = \frac{12.6}{\cos \alpha} = \frac{12.6}{\cos 5.71} = 12.663 \text{ m}$$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{I_1 h}{I_2 S} = \frac{h}{S} = \frac{8}{12.663} = 0.63$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.26}{8} = 0.15$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.63 + 3 + 3 \times 0.15 + 0.15^2 = 4.10$$

VII.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

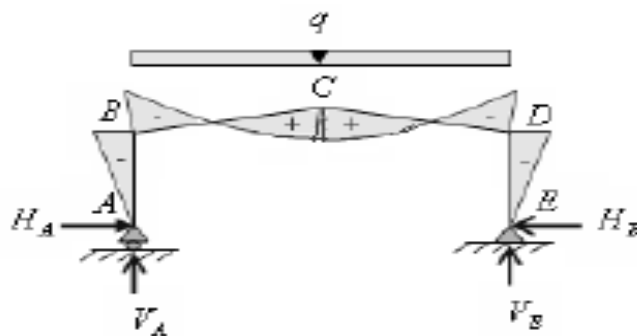


Figure VII.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0.15)}{4 \times 4.10} = 0.53$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0.53(1 + 0.15) = 0.39$$

- Calcul des efforts interne :

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.53 \times \frac{1 \times 25.2^2}{8 \times 8} = 5.25 daN$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 25.2}{2} = 12.6 daN$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.53 \frac{1 \times 25.2^2}{8} = -42.07 daN.m$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.39 \frac{1 \times 25.2^2}{8} = 30.95 daN.m$$

VII.3.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

Sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

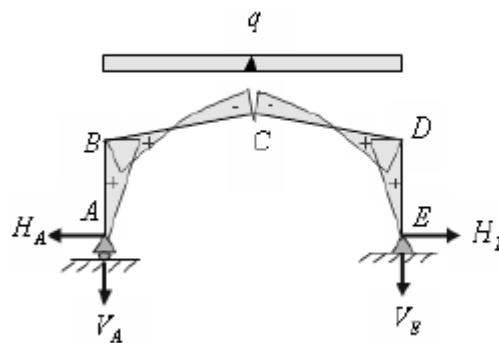


Figure VII.7 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- Calcul des efforts interne :

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.53 \times \frac{1 \times 25.2^2}{8 \times 8} = 5.25 daN$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 25.2}{2} = 12.6 daN$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{ql^2}{8} = 0.53 \frac{1 \times 25.2^2}{8} = 42.07 daN.m$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.39 \frac{1 \times 25.2^2}{8} = -30.95 daN.m$$

VII.3.3 Vent horizontal : (dépression)

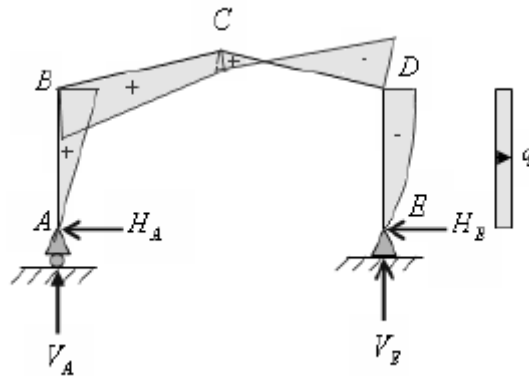


Figure VII.8 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

- Calcul des efforts interne :

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0.63) + 12 + (6 \times 0.15)}{8 \times 4.10} = 0.48$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.48 = 0.52$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) - \left(\frac{1}{2}\right) = 0.48(1 + 0.15) - 1/2 = 0.052$$

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 0.48 \frac{1 \times 8}{2} = 1.92 \text{ daN}$$

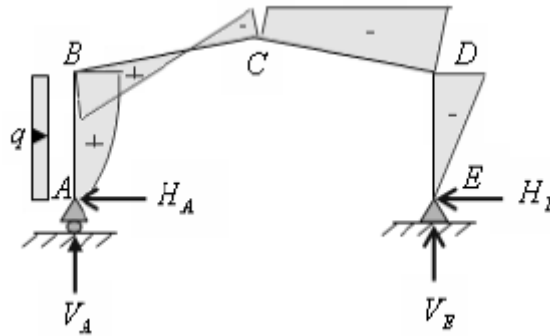
$$H_E = q \cdot h - H_A = 1 \times 8 - 2.22 = 6.08 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = -\frac{1 \times 8^2}{2 \times 25.2} = -1.26 \text{ daN}$$

$$M_B = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.48 \frac{1 \times 8^2}{2} = -15.36 \text{ daN.m}$$

$$M_D = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.52 \frac{1 \times 8^2}{2} = 16.64 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = 0.052 \frac{1 \times 8^2}{2} = 1.66 \text{ daN.m}$$

VII.3.4 Vent horizontal (pression) :**Figure VII.9 :** Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (pression).

- Calcul des efforts interne :

$$H_D = \delta \frac{qh}{2} = 0.48 \frac{1 \times 8}{2} = 1.92 \text{ daN}$$

$$H_A = q \cdot h - H_D = 1 \times 8 - 2.22 = 6.08 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_D = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1 \times 8^2}{2 \times 25.2} = 1.26 \text{ daN}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2} = 0.52 \frac{1 \times 8^2}{2} = 16.64 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2} = -0.48 \frac{1 \times 8^2}{2} = -15.36 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2} = -0.052 \frac{1 \times 8^2}{2} = -1.66 \text{ daN.m}$$

VII.3.5 Tableaux récapitulatifs :

- Efforts internes sous la charge unitaire $q=1 \text{ kg/ml}$:

Actions	q (kg/ml)	Réactions d'appuis (kg)				Moments (kg.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	5.25	-5.25	12.6	12.6	-42.07	30.95	-42.07
N	1	5.25	-5.25	12.6	12.6	-42.07	30.95	-42.07
V ₁ (horizontale)	1	-1.92	-6.08	-1.26	1.26	16.64	1.66	-15.36
V ₂ (soulèvement)	1	5.25	-5.25	-12.6	-12.6	42.07	-30.95	42.07

Tableau VII.3 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

- Efforts internes sous les charges actuelles :

		Réactions d'appuis (daN)			
actions	q(daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	249.66	1310.71	-1310.71	3145.71	3145.71
N	139.2	730.8	-730.8	1753.92	1753.92
V ₁ (horizontal pression)	366.75	-704.16	-2229.84	-462.1	462.1
V ₂ (soulèvement)	524.22	-2752.15	2752.15	-6605.17	-6605.17
V ₃ = V ₁ + V ₂	/	-3456.31	522.31	-7067.24	-6143.07

Tableau VII.4 : réactions d'appuis sous charges réelles

		Moments (daN.m)		
actions	q (daN/ml)	M _B	M _C	M _D
G	249.66	-10503.19	7726.97	-10503.19
N	139.2	-5856.14	4308.24	-5856.14
V ₁ (horizontal pression)	366.75	6102.72	608.80	-5633.28
V ₂ (soulèvement)	524.22	22053.93	-16224.6	22053.93
V ₃ = V ₁ + V ₂	/	28156.65	-15615.8	16420.65

Tableau VII.5 : valeurs des moments sous charges réelles

- **Combinaisons à l'ELU :**

	Réactions d'appuis (daN)			
Combinaisons	H _A	H _E	V _A	V _E
1.35G+1.5N	2865.65	-2865.65	6877.58	6877.58
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-1909.98	-2050.92	-2926.17	-1678.64
G+1.5V ₃	-3873.75	-527.24	-7455.15	-6068.89

Tableau VII.6 : combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Combinaisons	Moments (daN.m)		
	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	-22963.51	16893.76	-22963.51
1.35G+1.35N+1.35V ₃	15926.38	-4833.79	82.78
G+1.5V ₃	31731.78	-15696.73	14127.78

Tableau VII.7 : combinaisons à l'ELU pour les moments

VII.4 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb) :

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

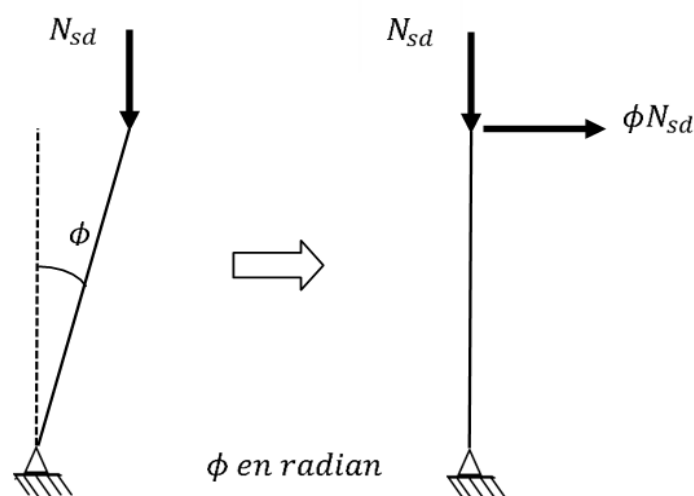


Figure VII.10 : Imperfection géométrique.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (1/m)]}$$

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.

$h = 9.26\text{m}$: Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (1/2)]} = 0.866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{9.26} = 0.65$$

$$\phi = \frac{0.866 \times 0.65}{200} = 0.0028$$

VII.4.1 Modélisation avec les imperfections :

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H	V
Combe1	28.78	68.77	-28.78	68.77	0	137.54
Combe2	-19.09	-29.26	-20.5	-16.78	-39.59	-46.04
Combe3	-38.73	-74.55	-5.27	-60.68	-44	-135.23

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

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Combe1	20.63	NON
Combe2	-6.09	OUI
Combe3	-20.28	OUI

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

Remarque : Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 2 et 3 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête de poteaux :

$$H_{eq} = \phi N_{sd} = 0.0028 \times 68.77 = 0.19$$

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	N_{sd}	H_{eq}	N_{sd}	H_{eq}
Combe1	68.77	0.19	68.77	0.19

Tableau VII.11 : Efforts équivalent en tête poteaux.

VII.4.2 Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 2 \times 0.19 = 0.38 \text{ KN}$$

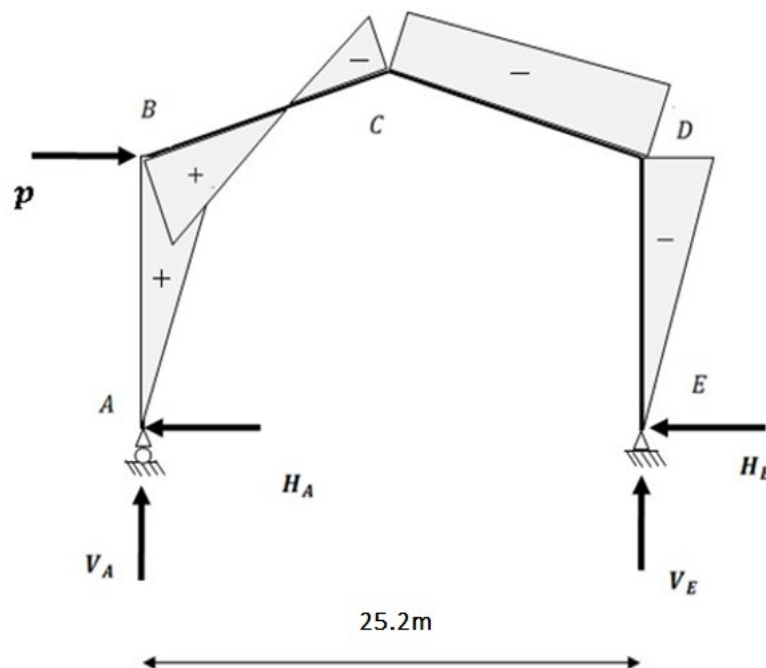


Figure VII.11 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.15(3 + 2 \times 0.15)}{2 \times 4.10} \right] = 0.53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.15(3 + 2 \times 0.15)}{2 \times 4.10} \right] = 0.46$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.15}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0.15)(3 + 2 \times 0.15)}{2 \times 4.10} \right] = 0.04$$

$$H_A = \beta P = 0.53 \times 0.38 = 0.201 \text{ kN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.38 - 0.201 = 0.17 \text{ kN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.38 \times 8}{25.2} = -0.12 \text{ kN}$$

$$M_B = \beta Ph = 0.53 \times 0.38 \times 8 = 1.61 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.46 \times 0.38 \times 8 = -1.39 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.04 \times 0.38 \times 8 = -0.12 \text{ kN.m}$$

VII.4.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :

Combinaisons	Réactions d'appuis [kN]			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1.35G + 1.5N	28.65	-28.65	68.77	68.77
P	-0.20	-0.17	-0.12	0.12
1.35G + 1.5N + P	28.45	-28.82	68.65	68.89
1.35G + 1.35N + 1.35V ₃ + P	-19.29	-20.67	-29.38	-16.66
G + 1.5V ₃	-38.78	-5.27	-74.55	-60.68

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

Combinaisons	Moments [kN.m]		
	M_B	M_C	M_D
1.35G + 1.5N	-229.63	168.93	-229.63
P	1.61	-1.39	-0.12
1.35G + 1.35N + P	-228.02	167.54	-229.75
1.35G + 1.35N + 1.35V ₃ + P	160.87	-49.72	0.7
G + 1.5V ₃	317.31	-156.96	141.27

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

VII.5 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 1er ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2ème ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

VII.5.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{V} \times \frac{h}{\delta h}$$

Avec :

H : action horizontal total

V : action vertical total

δh : déplacement horizontal

h : hauteur du poteau

Ou bien avec la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd.t}}{N_{cr.t}} + (4 + 3.3 \cdot R) \frac{N_{sd.p}}{N_{cr.p}}$$

$N_{sd.p}$: 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 y-y (estimé)

$$R = \frac{I_1 \cdot S}{I_2 \cdot h} = \frac{S}{h} = \frac{12.663}{8} = 1.58$$

$$N_{cr.p} = \frac{\Pi^2 \cdot E \cdot I}{h^2} = \frac{\Pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{800^2} = 10915.5 \text{ KN}$$

$$N_{cr.t} = \frac{\Pi^2 \cdot E \cdot I}{S^2} = \frac{\Pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740}{1266.3^2} = 4356.62 \text{ KN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd.t} = 68.77 \sin 5.71 + 28.65 \cos 5.71 = 35.35 \text{ KN}$$

$$N_{sd.p} = 68.77 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{35.35}{4356.62} + (4 + 3.3 \times 1.58) \frac{68.77}{10915.5} = 0.05 \leq 0.1$$

$$\alpha_{cr} = 20 > 10 \quad \text{Structure rigide}$$

On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

VII.6 Pré-dimensionnement de la traverse :

- Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

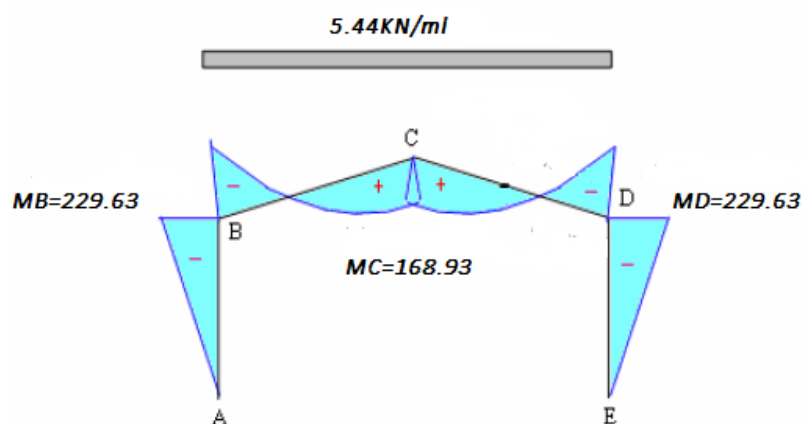


Figure VII.12 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N

- Moment sous la charge équivalente totale H_{eq} :

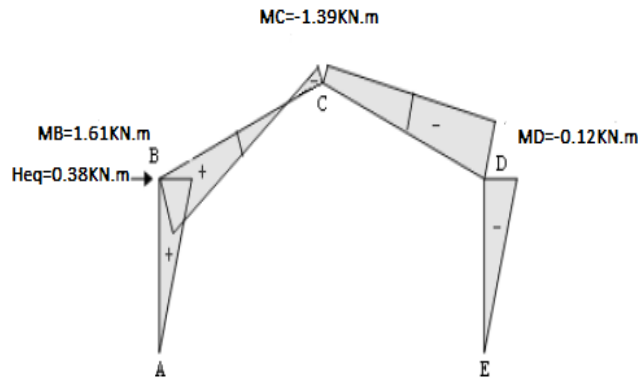


Figure VII.13 : Moments sous la charge équivalente totale.

Les moments maximaux sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : charges de gravités :

Sous la combinaison : 1.35G+1.5N+P

- Aux appuis : $M_D = -229.75 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = 167.54 \text{ KN.m}$

Actions vers le haut : Vent de soulèvement :

Sous la combinaison : G+1.5V₃

- Aux appuis : $M_B = 317.31 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = -156.96 \text{ KN.m}$

Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{229.75 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 1075.42 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 450 $W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

VII.6.1 Vérification de la traverse à l'ELS :

VII.6.1.1 Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; sous l'action combinée non pondérée de G + N.

La flèche maximale est donnée par la formule suivante :

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

$$q = G + N = 2.49 + 1.39 = 3.88 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$L = 25.2 \text{ m}$$

$$M_B = 163.59 \text{ KN.m (Sous la combinaison G + N)}$$

Avec :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 12.6 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \cdot 10^4 \times 33740} (5 \times 3.88 \times 10^{-2} \times (2520)^4 - 48 \times 16359(2520)^2)$$

$$= 10.42 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{max} = 12.6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.6.2 Vérification de la traverse a l'ELU :

VII.6.2.1 Vérification de la section à la résistance :

Bilan des efforts :

$$\checkmark M_{y.sd} = 229.75 \text{ kN.m}$$

$$\checkmark N_{sd} = 68.89 \cdot \sin 5.71 + 28.82 \cos 5.71 = 35.53 \text{ kN}$$

$$\checkmark V_{z.sd} = 68.89 \cdot \cos 5.71 - 28.82 \sin 5.71 = 65.68 \text{ kN}$$

Donnée de profilé IPE 450 :

$$h = 450 \text{ mm}; \quad b = 190 \text{ mm}; \quad t_w = 9.4 \text{ mm};$$

$$d = 387.7 \text{ mm}; \quad r = 18 \text{ mm}; \quad t_f = 14.16 \text{ mm};$$

$$A_{vz} = 42.7 \text{ cm}^2; \quad A_{vy} = 53.8 \text{ cm}^2; \quad A = 98.82 \text{ cm}^2;$$

$$W_{ely} = 1500 \text{ cm}^3; \quad W_{elz} = 176 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3; \quad W_{plz} = 276 \text{ cm}^3;$$

$$i_z = 4.12 \text{ cm}; \quad i_y = 18.5 \text{ cm};$$

Classe de la section :

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(190 - 9.4 - 2 \times 18)/2}{14.16} = 5.10 \leq 10\epsilon \quad \text{Semelle de classe 1}$$

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

- Classe de l'âme : (flexion composée)

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

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{35.53}{0.94 \times 23.5} = 1.6$$

$$\alpha = \frac{1}{38.77} \left(\frac{38.77 + 1.6}{2} \right) = 0.52 \leq 1$$

Pour les sections de classes 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{387.7}{9.4} = 41.24 \leq \frac{396}{(13 \times 0.52) - 1} = 68.75 \quad \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

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

➤ **Incidence de l'effort tranchant :**

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

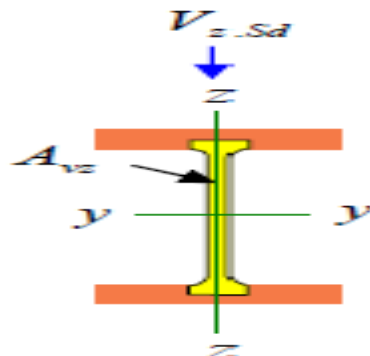


Figure VII.14 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée.

$$V_{zsd} = 65.68 \text{ kN}$$

$$V_{plz;Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42.7(23.5/\sqrt{3})}{1.1} = 527.29 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} = 65.68 \text{ kN} < 0.5V_{plz;Rd} = 263.64 \text{ kN} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

➤ **Incidence de l'effort normal :**

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

$$N_{sd} = 35.53 \text{ KN}$$

$$N_{pl;Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.82 \times 23.50}{1.1} = 2111.15 \text{ KN}$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{40.02 \times 23.5}{1.1} = 427.48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.53 \text{ kN} < \min(2111.15; 427.48 \text{ kN}) = 427.48 \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérifications du moment fléchissant :**

La formule de vérification à la résistance est donnée comme suit :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Section de classe 1 : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(1702)(23.50)}{1.1} = 36360.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 22975 \text{ kN.m} \leq M_{c.Rd} = 36360.9 \text{ kN.m} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.6.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

1- Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

• **Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :**

On lit la valeur de χ_y et χ_z directement dans le tableau en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$ et de la courbe de flambement appropriée.

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1260}{\cos 5.71} = 1266.28 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1266.28}{18.5} = 68.44$$

Calcul d'élancement réduit :

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

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{68.44}{93.9} = 0.72$$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\chi_y = 0.8382 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

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

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{630}{\cos 5.71} = 633.14 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{633}{4.12} = 153.64$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{153.64}{93.9} = 1.63$$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b} \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\chi_z = 0.2985 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.8823; 0.2985) = 0.2985$$

➤ **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \mu_y \leq 0.9$$

$$Et \beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{167.54}{-229.75} = -0.72$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.72) = 2.304$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.44 \times 12.6^2}{8} = 107.95 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 229.75 + 167.54 = 397.29 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1.3 \text{ Cas de charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2.304 + \frac{107.95}{397.29} (1.3 - 2.304) = 2.031$$

$$\mu_y = 0.72([2 \times 2.031] - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = 0.179$$

$$k_y = 1 - \frac{0.179 \times 35.53}{0.2985 \times 98.82 \times 23.5} = 0.99$$

➤ Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{35.53}{0.2985 \times 2111.15} + \frac{0.99 \times 229.75}{363.6} = 0.68 < 1$$

Elément vérifié au flambement

2- Vérification vis-à-vis du déversement :

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.

La formule de vérification est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

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

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

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -229.75 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :

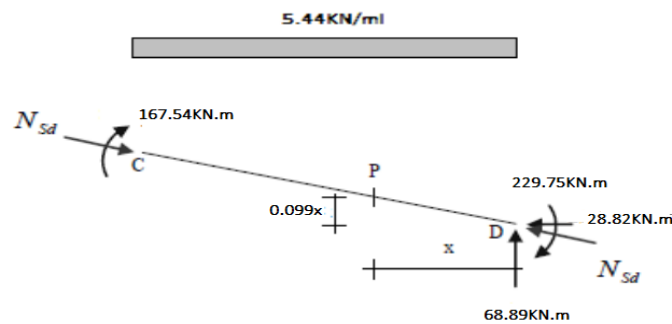


Figure VII.15 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (68.89x) - (229.75) - [(28.82)(0.099x)] - \left(5.44 \frac{x^2}{2} \right)$$

$$M_p = -2.72x^2 + 66.03x - 229.75$$

$$M_a = M_p(x = 6.33\text{m}) = [-2.72 \times 6.33^2] + [66.03 \times 6.33] - 229.75 = 79.23 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{79.23}{-229.75} = -0.344$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.344) + 0.52(-0.344)^2 = 2.3 < 2.7$$

✓ $l = 6.33\text{m}$:longueur de flambement latérale.

✓ $i_z = 4.12\text{cm}$

✓ $h = 45\text{cm}$

✓ $t_f = 1.416\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{633/4.12}{2.3^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{633/4.12}{45/1.416} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.5$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{83.5}{93.9} = 0.88 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = 0.7470 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

➤ **Calcul du coefficient k :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - [0.7 (-0.344)] = 2.04$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.63 \times 2.054 - 0.15 = 0.348$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.348 \times 35.53}{0.2985 \times 98.82 \times 23.50} = 0.98 < 1 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0.98$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{35.53}{0.2985 \times 2111.15} + \frac{0.98 \times 229.75}{0.7470 \times 363.6} = 0.88 < 1$$

Elément vérifiée au diversement

Actions vers le haut :

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

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

$$\checkmark \quad M_{y.sd} = 317.31 \text{ kN.m}$$

$$\checkmark \quad N_{sd} = 74.55 \sin 5.71 + 38.73 \cos 5.71 = 45.95 \text{ kN}$$

$$\checkmark \quad V_{z.sd} = 74.55 \cos 5.71 - 38.73 \sin 5.71 = 70.32 \text{ kN}$$

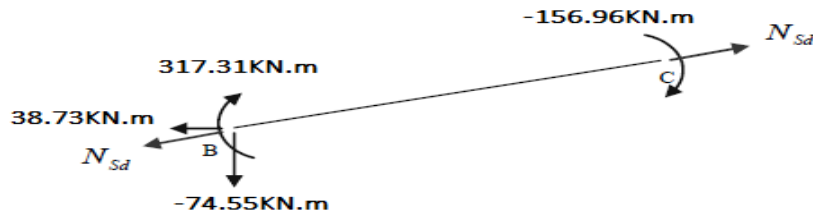


Figure VII.16 : Sollicitations sur la traverse, cas de charges ascendantes.

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

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

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec $i_z = 4.12\text{cm}$; $h = 45\text{cm}$; $t_f = 1.416\text{cm}$.

$$c_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -156.96\text{kN} < M_b = 317.31\text{kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-156.96}{317.31} = -0.494$$

$$c_1 = 1.88 - 1.4(-0.494) + 0.52(-0.494)^2 = 2.444 > 2.7$$

✓ $l = 633\text{cm}$:longueur de flambement latérale.

✓ $i_z = 4.12\text{cm}$

✓ $h = 45\text{cm}$

$$\checkmark \quad t_f = 1.416 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{633/4.12}{2.444^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{633/4.12}{45/1.416} \right)^2 \right]^{0.25}} = 94.83$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{94.83}{93.9} = 1.01 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.36 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = 0.6585 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Calcul du coefficient k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - [0.7 (-0.494)] = 2.145$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.63 \times 2.145 - 0.15 = 0.37$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.37 \times 45.95}{0.2985 \times 98.82 \times 23.50} = 0.97 < 1 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0.97$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{45.95}{0.2985 \times 2111.15} + \frac{0.97 \times 317.31}{0.6585 \times 363.6} = 1.35 > 1$$

Eliment non vérifiée au diversement

On opte pour une section plus importante

Soit IPE 500 :

$$W_{ply} = 2194 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 48200 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2.1 \cdot 10^4 \times 48200} (5 \times 3.88 \times 10^{-2} \times (2520)^4 - 48 \times 16359 (2520)^2)$$

$$= 7.29 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{\max} = 12.6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de la traverse a l'ELU :

Vérification de la section à la résistance :

Efforts sous la sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P

$$M_{y;sd} = 229.75 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 68.89 \sin 5.71 + 28.82 \cos 5.71 = 35.53 \text{ kN}$$

$$V_{z;sd} = 68.89 \cos 5.71 - 28.82 \sin 5.71 = 65.67 \text{ kN}$$

Donnée de profilé IPE :

$$h = 500 \text{ mm}; \quad b = 200 \text{ mm}; \quad t_w = 10.2 \text{ mm};$$

$$d = 426 \text{ mm}; \quad r = 21 \text{ mm}; \quad t_f = 16 \text{ mm}$$

$$A_{vz} = 59.9 \text{ cm}^2; \quad A_{vy} = 64 \text{ cm}^2; \quad A = 115.52 \text{ cm}^2$$

$$W_{ely} = 1930 \text{ cm}^3; \quad W_{elz} = 214 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 2194 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 336 \text{ cm}^3$$

$$i_z = 4.31 \text{ cm}; \quad i_y = 20.4 \text{ cm};$$

Section de classe I

Incidence de l'effort tranchant :

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

$$V_{z;sd} = 65.68 \text{ kN}$$

$$V_{plz;Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{59.9(23.5/\sqrt{3})}{1.1} = 738.82 \text{ kN}$$

$$V_{z;sd} = 65.68 \text{ kN} < 0.5 V_{plz;Rd} = 369.41 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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.

$$N_{sd} = 35.53 \text{ kN}$$

$$N_{pl;Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{115.52 \times 23.5}{1.1} = 2467.92 \text{ kN}$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \frac{51.52 \times 23.5}{1.1} = 550.32 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 35.53 \text{ kN} < 550.32 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérifications du moment fléchissant :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Section de classe 1 : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(2194)(23.50)}{1.1} = 46871.81 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 22975 \text{ kN.cm} \leq M_{c.Rd} = 46871.81 \text{ kN.cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'élément aux instabilités :

1- Vis-à-vis du flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1260}{\cos 5.71} = 1266.28 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1266.28}{20.4} = 62.07$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62.07}{93.9} = 0.66$$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\chi_y = 0.8657 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{630}{\cos 5.71} = 633.14 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{633.14}{4.31} = 146.9$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.9}{93.9} = 1.56$$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe b} \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\chi_z = 0.3211 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.8657; 0.3211) = 0.3211$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{Et } \beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{167.54}{-229.75} = -0.72$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.72) = 2.304$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.44 \times 12.6^2}{8} = 107.95 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 229.75 + 167.54 = 397.29 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1.3 \text{ Cas de charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2.304 + \frac{107.95}{397.29} (1.3 - 2.304) = 2.031$$

$$\mu_y = 0,66([2 \times 2,031] - 4) + \frac{2194 - 1930}{1930} = 0,177$$

$$k_y = 1 - \frac{0,177 \times 35,53}{0,3211 \times 115,52 \times 23,5} = 0,99 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{35,53}{0,3211 \times 2467,92} + \frac{0,99 \times 229,89}{468,71} = 0,53 < 1$$

Elément vérifié au flambement

2- Vérification vis-à-vis du déversement :

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.

La formule de vérification est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

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

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

$$\lambda_1 = 93,9$$

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

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = -229,75 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :

$$M_p = (68,89x) - (229,75) - [(28,82)(0,099x)] - \left(5,44 \frac{x^2}{2} \right)$$

$$M_p = -2.72x^2 + 66.03x - 229.75$$

$$M_a = M_p(x = 6.33m) = [-2.72 \times 6.33^2] + [66.03 \times 6.33] - 229.75 = 79.23 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{79.23}{-229.89} = -0.344$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.344) + 0.52(-0.344)^2 = 2.3 < 2.7$$

✓ $l = 6.33m$:longueur de flambement latérale.

✓ $i_z = 4.31cm$

✓ $h = 50cm$

✓ $t_f = 1.6cm$

$$\lambda_{LT} = \frac{633/4.31}{2.3^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{633/4.31}{50/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 80.69$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{80.69}{93.9} = 0.85 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = 0.7659 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

Calcul du coefficient k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad \text{Avec} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - [0.7(-0.344)] = 2.04$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.56 \times 2.04 - 0.15 = 0.327$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.327 \times 35.53}{0.3211 \times 115.52 \times 23.50} = 0.98 < 1 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0.98 < 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{35.53}{0.3211 \times 2467.92} + \frac{0.98 \times 229.75}{0.7659 \times 468.71} = 0.67 \leq 1$$

Elément vérifiée au diversement

Actions vers le haut :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

- ✓ $M_{y.sd} = 317.31 \text{ kN.m}$
- ✓ $N_{sd} = 74.55 \sin 5.71 + 38.73 \cos 5.71 = 82.32 \text{ kN}$
- ✓ $V_{z.sd} = 74.55 \cos 5.71 - 38.73 \sin 5.71 = 112.70 \text{ kN}$

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

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

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

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

Avec $i_z = 4.31 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $t_f = 1.6 \text{ cm}$.

$$c_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -156.96 \text{ kN} < M_b = 317.31 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-156.96}{317.31} = -0.494$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.494) + 0.52(-0.494)^2 = 2.444$$

- ✓ $l = 633 \text{ cm}$:longueur de flambement latérale.

- ✓ $i_z = 4.31 \text{ cm}$

$$\checkmark \quad h = 50\text{cm}$$

$$\checkmark \quad t_f = 1.6\text{cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{633/4.31}{2.444^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{633/4.31}{50/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 78.12$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{78.12}{93.9} = 0.83 \quad \overline{\lambda}_{LT} > 0.4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\chi_{LT} = 0.7781 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

Calcul du coefficient k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \overline{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - [0.7 (-0.494)] = 2.145$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.56 \times 2.145 - 0.15 = 0.351$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.35 \times 45.95}{0.3211 \times 115.52 \times 23.50} = 0.98 < 1 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0.98 < 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{45.95}{0.3211 \times 2467.92} + \frac{0.98 \times 317.31}{0.7781 \times 468.71} = 0.91 \leq 1$$

Elément vérifiée au diversement

Conclusion :

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 500) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

VII.7.1 Vérification du poteau IPE500 :

Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

Bilan des efforts :

- ✓ $M_{y.sd} = 229.75 \text{ kN.m}$
- ✓ $N_{sd} = 68.89 \text{ kN}$
- ✓ $V_{z.sd} = 28.82 \text{ kN}$

VII.7.1.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

VII.7.1.2 Vérification vis-à-vis du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

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

Longueur de flambement :

$$l_y = 800$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{20.4} = 39.21$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{39.21}{93.9} = 0.41$$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\chi_y = 0.9501 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :

Longueur de flambement :

$$l_z = 175 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{175}{4.31} = 40.6$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{40.6}{93.9} = 0.43$$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement } z-z \rightarrow \text{courbe b} \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\chi_z = 0.9140 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.9501; 0.9140) = 0.9140$$

Calcul du coefficient k :

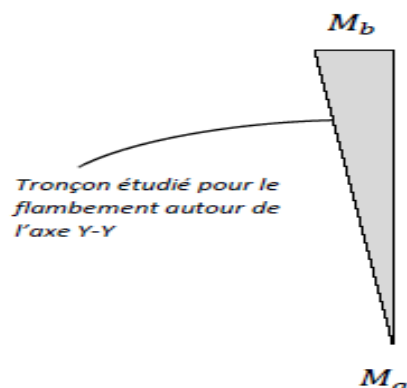
Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{Avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \overline{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0.9$$

Et : $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\varphi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My}



$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{-229.75} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.41([2 \times 1.8] - 4) + \frac{2194 - 1930}{1930} = -0.02$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.02 \times 42.54}{0.9501 \times 115.52 \times 23.5} = 1.0003 \quad k_y = 1 < 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{68.89}{0.9501 \times 2467.92} + \frac{1 \times 229.89}{468.71} = 0.51 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.7.1.3 Vérification vis-à-vis du déversement :

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

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\text{Avec } i_z = 4.31\text{cm} ; h = 50\text{cm} ; t_f = 1.6\text{cm.}$$

$$c_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_b = 229.75\text{kN.m}$$

$$M_a = M_{ysd}(h = 6.25\text{m}) = \frac{-229.75 \times 6.25}{8} = -179.6\text{kN.m}$$

$$M_a = -179.6\text{kN} < M_b = 229.89\text{kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-179.6}{-229.75} = 0,78$$

$$c_1 = 1.88 - 1.4(0.78) + 0.52(0.78)^2 = 1.104 \leq 2.7$$

✓ $l = 175\text{cm}$:longueur de flambement latérale.

$$\checkmark \quad i_z = 4.31\text{cm}$$

$$\checkmark \quad h = 50\text{cm}$$

$$\checkmark \quad t_f = 1.6\text{cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{175/4.31}{1.104^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{175/4.31}{50/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = 37.94$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{24.90}{93.9} = 0.404 \quad \overline{\lambda_{LT}} > 0.4 \rightarrow \text{ya un risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a} \quad \alpha_{LT} = 0.21$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2]^{0.5}} \quad \text{Avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Ou : } \varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.404 - 0.2) + 0.404^2] = 0.6$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.6 + [0.6^2 - 0.404^2]^{0.5}} = 0.9582$$

Calcul du coefficient k :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A f_y} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda_Z} \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - [0.7 (0.78)] = 0.546$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.43 \times 0.546 - 0.15 = -0.114$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.114 \times 68.89}{0.9140 \times 115.52 \times 23.50} = 1.003 > 1 \Rightarrow k_{LT} = 1$$

Vérification au diversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} = \frac{68.89}{0.9140 \times 2467.92} + \frac{1 \times 229.75}{0.9582 \times 468.71} = 0.54 \leq 1$$

Elément vérifiée au diversement

Conclusion :

La section du profilé laminé choisi IPE500 est adéquate pour le poteau et convient pour l'ossature du portique.

CHAPITRE VIII:

Calcul des contreventement.

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.

VIII.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.

VIII.2 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).

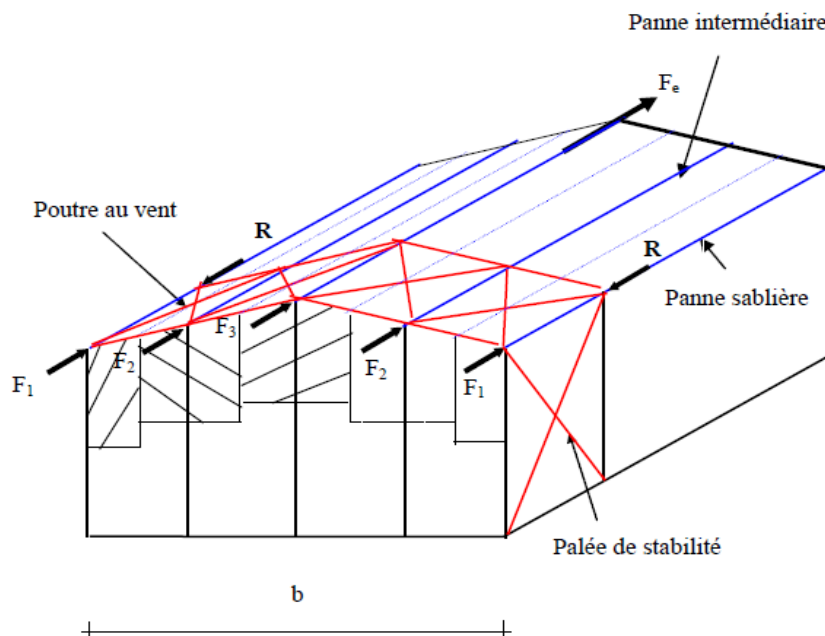


Figure VIII.1 : Effort du vent sur les pignons.

VIII.2.1 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.

- **Evaluation des efforts horizontaux :**

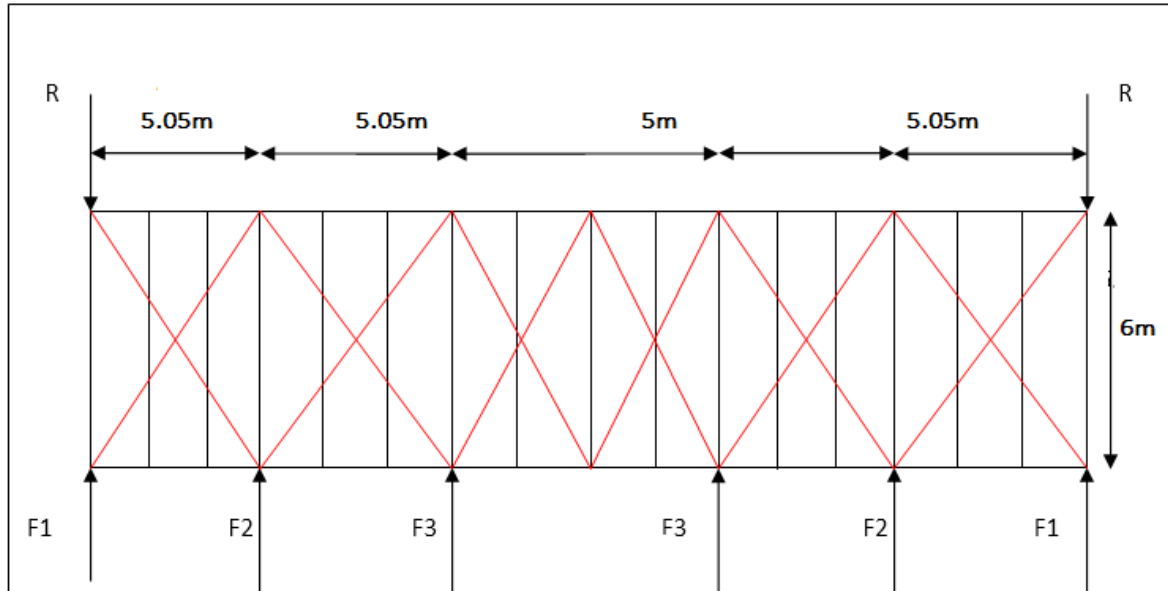


Figure VIII.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{5.05}{2} \right) \frac{F_{fr}}{12}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{10.1}{2} \right) \frac{F_{fr}}{6}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{10.05}{2} \right) \frac{F_{fr}}{6}$$

D'après 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 :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.63 = 61.125 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec : } C_{ex} = 1.63$$

- La pression du vent :

$$V = P_h = C_d \times q_h \times \Sigma C_r = 1 \times 61.125 \times 1.1 = 67.23 \text{ daN/m}^2 \quad \text{avec : } C_d = 1$$

La force de frottement est nul voir (chapitre 2)

➤ **Calcul des efforts horizontaux :**

$$h_1=8\text{m} \quad h_2=8.5\text{m} \quad h_3=9.01\text{m}$$

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{5.05}{2} \right) = \left(67.23 \times \frac{8}{2} \times \frac{5.05}{2} \right) = 679.02 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{10.1}{2} \right) = \left(67.23 \times \frac{8.5}{2} \times \frac{10.1}{2} \right) = 1442.92 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{10.05}{2} \right) = \left(67.23 \times \frac{9.01}{2} \times \frac{10.05}{2} \right) = 1521.92 \text{ daN}$$

➤ **Efforts de traction dans les diagonales :**

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

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

$$R = \frac{\Sigma F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3)}{2} = \frac{2(679.02 + 1442.92 + 1521.92)}{2} = 3643.86 \text{ daN}$$

$$\tan(\theta) = \frac{5.05}{6} = 0.84$$

$$\text{Arctg}(\theta) = 40.08^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{3643.86 - 679.02}{\cos 40.08} = 3874.86 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 F_d$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 3874.86 = 5812.29 \text{ daN}$$

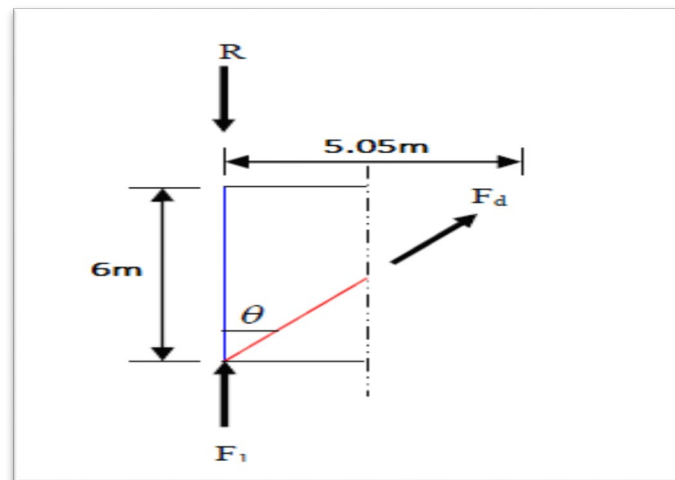
$$N_{sd} = 58.12 \text{ kN}$$

VIII.2.2 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl;rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{58.12 \times 1.1}{23.5} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Figure VIII.3 : Efforts F_d dans la diagonale

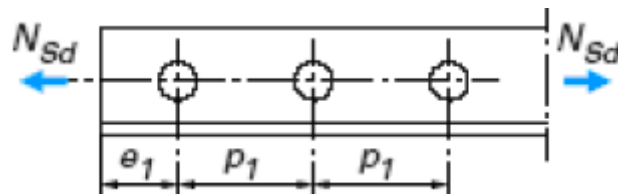
VIII.2.2.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 45x45x5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

Soit **L45x45x5** ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

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

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



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 VIII.1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P = 100 \text{ mm}$; $e = 5 \text{ mm}$

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$

Avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 \text{ daN} = 73.58 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 58.12 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 73.58 \text{ kN}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L45×45×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VIII.3 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 :

➤ Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n$

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

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

$$A_w = A - 2b \cdot t_f ; \text{ aire de l'ame } \alpha : \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

➤ Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir le chapitre 4).

$$G = 33.57 \text{ daN/ml}$$

$$N = 29.29 \text{ daN/ml}$$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V=F_3=1521.92 \text{ daN}$$

Combinaison des charges :

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

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

$$N_{sd}=1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 33.57 + 1.35 \times 29.29 = 84.86 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 84.86 \times \cos 5.71 = 84.43 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{84.43 \times 6^2}{8} = 379.97 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 84.86 \times \sin 5.71 = 8.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{8.44 \times (6/2)^2}{8} = 9.49 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd}=1.35 \times V=1.35 \times 1521.92=2054.59 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \times 23.5}{1.1} = 2649.1 \text{ daN/m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1.1} = 557.59 \text{ daN/m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.91 \text{ daN}$$

Incidence de l'effort tranchant :

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

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

Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25N_{pl.Rd} ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 42940.09 = 10735.23 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 7.96 \times 2350}{1.1} = 8507 \text{ daN}$$

$$N_{sd}=2054.59 \text{ daN} < \min(10735.23 ; 8507)=8507 \text{ daN}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

$$\alpha=2; \beta=5n \quad ; n = \frac{N_{sd}}{N_{ply.Rd}} = \frac{2054.59}{42940.09} = 0.04$$

$$\beta=5n=5 \times 0.04 = 0.20$$

$$\left[\frac{379.97}{2649.1} \right]^2 + \left[\frac{9.49}{557.59} \right]^{0.20} = 0.46 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VIII.4 Vérification de l'élément 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 :

$$G - 1.5V$$

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

$$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

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

Avec :

$$G = 33.57 \text{ daN /ml charge permanente}$$

$$V = -109.75 \text{ daN/ml ; vent de soulèvement (chapitre 4 calculs des pannes)}$$

$$V' = F_3 = 1521.92 \text{ daN effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)}$$

➤ Charge de flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 33.57 \times \cos 5.71 - 1.5 \times -109.75 = -131.21 \quad \text{soulevement}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 \times G \times \sin \alpha = 1.35 \times 33.57 \times \sin 5.71 = 4.5$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{131.21 \times 6^2}{8} = 590.44 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{4.5 \times (6/2)^2}{8} = 5.06 \text{ daN.m}$$

➤ Charges de compression :

$$N_{sd} = 1.5 \times V' = 1.5 \times 1521.92 = 2282.88 \text{ daN}$$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

➤ **Flexion déviée composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

➤ **Flexion déviée compose avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

➤ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min} :**

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} \quad \text{avec : } \varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2)$$

$$\text{Et } \overline{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} \quad (\beta_A = 1 ; \text{classe I})$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.18 \quad \text{et } \lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 1$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{91.18}{93.9} = 0.97$$

➤ **Courbe de flabement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

$$\chi_y = 0.6934 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + (\lambda_y)^2) = 0.5(1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2) = 1.05$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.05 + (1.05^2 - 0.97^2)^{0.5}} = 0.68$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} \quad \text{avec : } \varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2)$$

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

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.04 \quad \text{et } \lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 1$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{163.04}{93.9} = 1.73$$

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

$$\chi_y = 0.2699 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b)}$$

$$\varphi_z = 0.5 (1 + \alpha_z(\lambda_z - 0.2) + (\lambda_z)^2) = 0.5(1 + 0.34(1.73 - 0.2) + 1.73^2) = 2.25$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + (\varphi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}} = \frac{1}{2.25 + (2.25^2 - 1.73^2)^{0.5}} = 0.2717$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.6934; 0.2699) = \mathbf{0.2699}$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

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

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.84}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 110.16$$

$C_1 = 1.132$ poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] = \left[\frac{110.16}{93.9}\right] = 1.17 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

Courbe a $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\chi_{LT} = \mathbf{0.5492} < 1 \dots \dots \dots \text{(Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

➤ **Calcul des coefficients k :**

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.91 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1.15 < 0.9$$

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

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow k_y = 1 - \frac{(-1.15) \times 2700.12}{0.6934 \times 20.1 \times 2350} = 1.09 < 1.5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.63 \times 1.3 - 0.15 = 0.16 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.16) \times 2282.88}{0.2699 \times 20.1 \times 2350} = 0.97 < 1$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.63 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.1 - 16.7}{16.7} = -1.71 \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$k_z = 1 - \frac{(-1.71) \times 2700.12}{0.2699 \times 20.1 \times 2350} = 1.36 < 1.5$$

➤ **Le flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y;sd}}{M_{ply;Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z;sd}}{M_{plz;Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2282.88}{0.2699 \times 42940.09} + \frac{1.09 \times 590.44}{2649.09} + \frac{1.36 \times 5.06}{557.59} = 0.45 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y;sd}}{M_{ply;Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z;sd}}{M_{plz;Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2282.88}{0.2699 \times 42940.09} + \frac{0.97 \times 590.44}{0.5492 \times 2649.09} + \frac{1.36 \times 5.06}{557.59} = 0.59 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE 160** est adéquat comme panne de toiture.

VIII.5 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

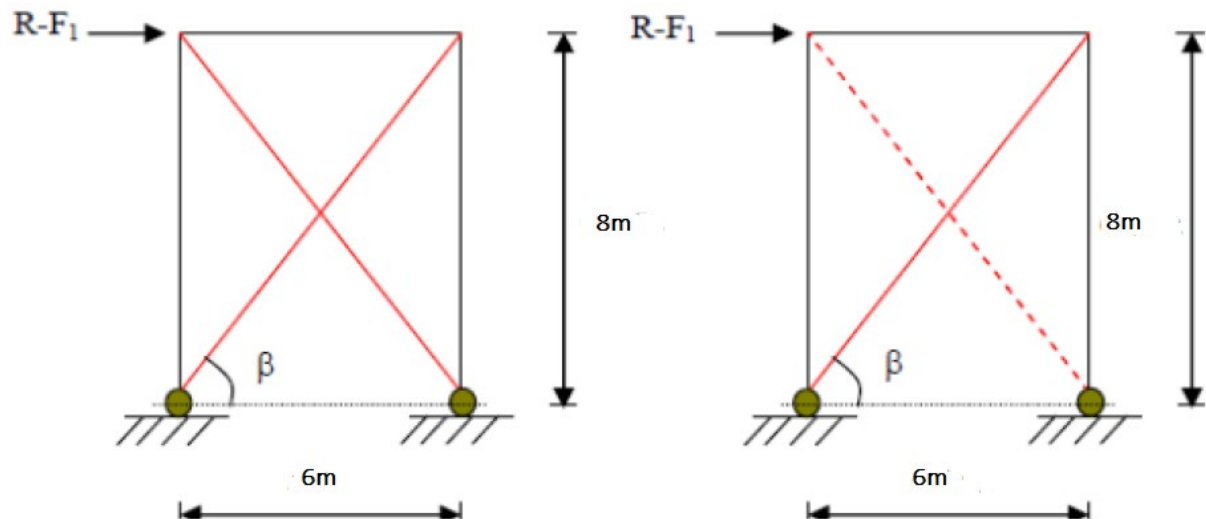


Figure VIII.4 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

➤ Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\tan(\beta) = \frac{8}{6} = 1.33 \quad \beta = 53.13^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos(\beta)} = \frac{3643.86 - 679.02}{\cos(53.13)} = 4941.33 \text{ kg}$$

Section de la diagonale :

Calcul de la section brute

$$N_{sd} \leq N_{pl; Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 4941.33 = 7412 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{74.12 \times 1.1}{23.5} = 3.46 \text{ cm}^2$$

VIII.5.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

On opte pour une cornière de L50x50x5 d'une section $A=4.8 \text{ cm}^2$ un boulon de 12 mm et un trou de 13mm

$$A_{net} = 4.8 - 0.5 \times 1.3 = 4.15 \text{ cm}^2$$

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

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P = 100 \text{ mm}$; $e = 5 \text{ mm}$

$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$

Avec : $d_0 = 13 \text{ mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.7 \times 4.15 \times 3600}{1.25} = 8366.4 \text{ daN} = 83.66 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 74.12 \text{ kN} < N_{u.Rd} = 83.66 \text{ kN}$$

Conclusion

Une cornière isolée de **L50×50×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

CHAPITRE IX:

Calcul des assemblages.

IX.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

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

IX.2 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.

Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant

IX.3 Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

IX.3.1 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la Figure 1

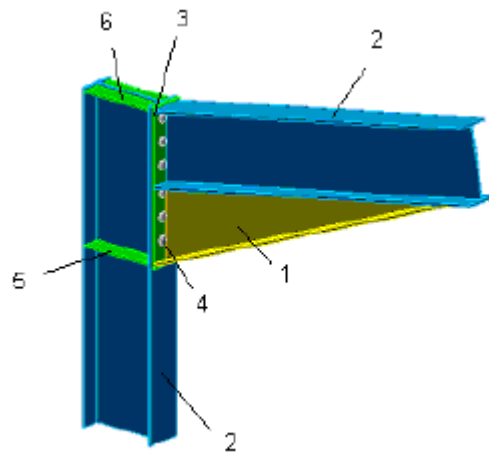


Figure IX.1 : Assemblage de rive

1. Renfort de jarret
2. Profilé laminé à chaud
3. Platine d'about
4. Boulons de classe 8.8 ou 10.9
5. Raidisseur vis-à-vis de la compression si nécessaire
6. Raidisseur vis-à-vis de la traction si nécessaire

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine d'about boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

IX.3.2 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 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).

IX.3.4 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre VI) :

La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{y.sd} = 229.75 \text{ kN. m}$$

$$N_{sd} = 28.82 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 68.89 \text{ kN}$$

IX.3.5 Les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 500.
- Poutre IPE 500.
- Jarret IPE 500.
- Platine 1040 x 200 x20

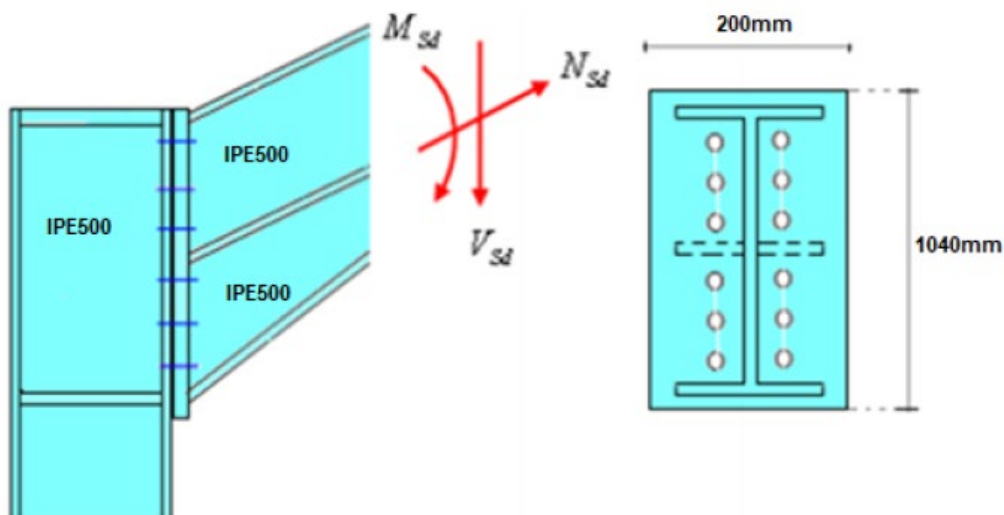


Figure IX.2 : détails d'assemblage.

IX.3.6 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 16 \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.85$$

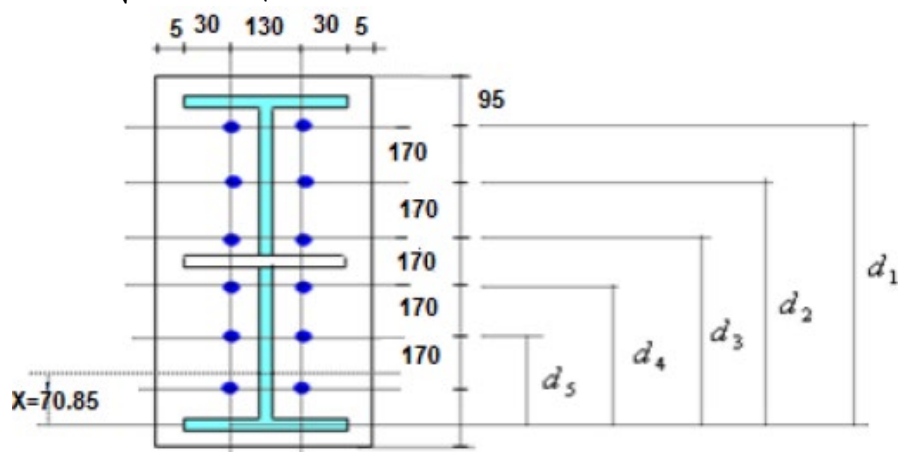


Figure IX.3 : la hauteur de la zone comprimée.

$$d_1 = 925 ; d_2 = 755 ; d_3 = 585 \text{ mm};$$

$$d_4 = 415 ; d_5 = 245 \text{ mm}$$

IX.4.1 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots = \frac{N_n}{d_n}$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

Avec :

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

IX.4.2 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Boulon de 20mm de diamètre

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ kN}$$

IX.4.3 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Ou :

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (925^2 + 755^2 + 585^2 + 415^2 + 245^2) = 2000125 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2000125}{925} \times 10^{-3} = 741,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 229,75 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 741,67 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.5.1 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Effort tranchant par boulon :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{68.89}{12} = 5.74 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

Avec :

$k_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).

$m=1$: Plan de frottement.

$v = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).

$F_p = 171,5 \text{ kN}$: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)

$\gamma_{M_2} = 1,25$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 5.74 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

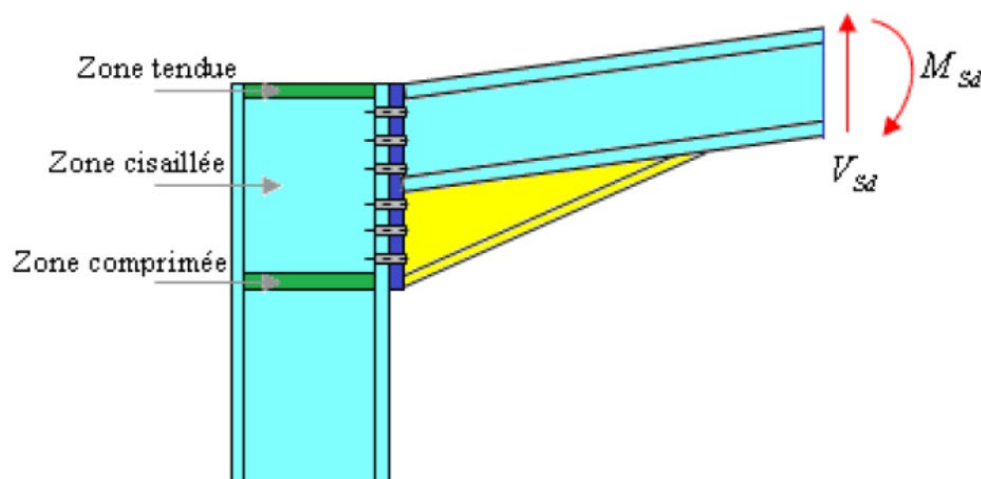
IX.5.2 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

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

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

- $F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.
- $t_{wc} = 10.2mm$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 170mm$: Entraxe rangées de boulons.
- $M_{sd} = 229.75kN.m$
- $h = 1000mm$
- $t_f = 32mm$

$$F_{t.Rd} = 1.02 \times 17 \times \frac{23.5}{1.1} = 370.44kN$$

$$F_v = \frac{229.75}{1 - 0.032} = 237.34kN$$

$$F_v = 237.34kN \leq F_{t.Rd} = 370.44kN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur.

IX.5.3 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

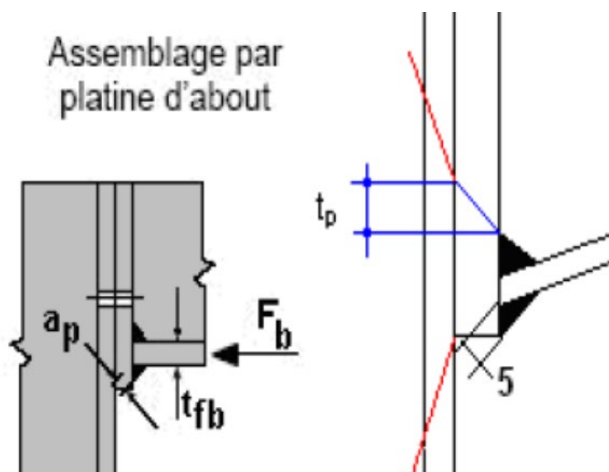


Figure IX.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M_1} \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} : \begin{cases} \text{si } \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1 \\ \text{si non } k_c = \frac{1,7 - \sigma_{c.sd}}{f_y} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1 \\ \text{si non } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

Avec :

- $\sigma_{c.sd}$: Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.
- $\bar{\lambda}_p$: Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.
- $t_p = 20mm$: Epaisseur de la platine d'extrémité.
- $t_{fb} = 16 mm$: Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 16 mm$: Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 21$: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 0,5 mm$: Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 500 mm$: Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 10.2mm$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 426 mm$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{68.89}{115.52} + \frac{229.75 \times 2.1 \times 10^2}{48200} = 1.59 kN/cm^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 1.59 kN/cm^2 \leq 0,7 f_y = 16,45 kN/cm^2$$

$$k_c = 1$$

$$b_{eff} = [16] + [2 \times 5\sqrt{2}] + [5(16 + 21)] + [2 \times 20] = 255.14 mm$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{25.51 \times 42.6 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1.02^2}} = 1.003$$

$$\bar{\lambda}_p = 1.003 \geq 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{1.003 - 0,2}{1.003^2} = 0,80$$

$$F_{c.Rd} = \frac{1 \times 0,80 \times 25.51 \times 1.02 \times 23,5}{1,1 \sqrt{\left(1 + 1,3 \left(\frac{25.51}{50}\right)^2\right)}} = 384.4 \text{ kN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\text{Avec } M_{sd} = 229.75 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{229.75 \times 925 \times 10^{-3}}{2000125 \times 10^{-6}} = 106.25 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{229.75 \times 755 \times 10^{-3}}{2000125 \times 10^{-6}} = 86.72 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{229.75 \times 585 \times 10^{-3}}{2000125 \times 10^{-6}} = 67.19 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{229.75 \times 415 \times 10^{-3}}{2000125 \times 10^{-6}} = 47.67 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{229.75 \times 245 \times 10^{-3}}{2000125 \times 10^{-6}} = 28.14 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_{sd} = 335.97 \text{ kN} < F_{c.Rd} = 384.4 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur.

IX.5.4 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

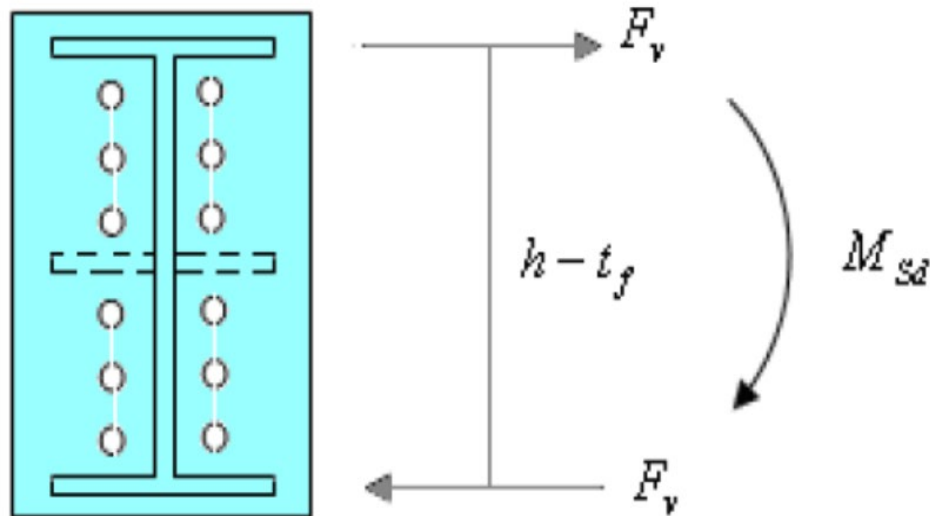


Figure IX.6 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{M0}} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 50 \times 1.02}{1.1} = 631.93 \text{ kN}$$

$$F_v = 384.4 \text{ kN} < V_{Rd} = 631.93 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IX.6.1 Assemblage du faîtage :

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de la même manière que l'assemblage au niveau du jarret (voir la Figure 5).

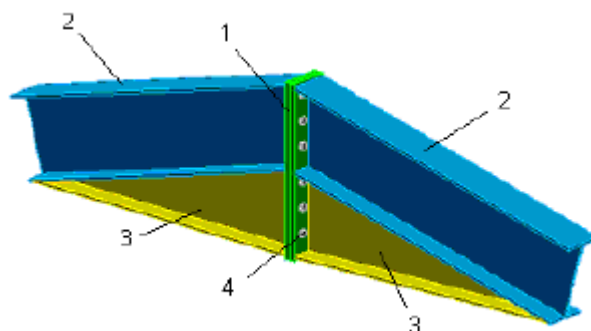


Figure IX.7 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

1. Platinas d'about

2. Profilé laminé à chaud

3. Renfort de faîtage si nécessaire

4. Boulon de classe 8.8 ou 10.9

IX.6.2 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$

IX.6.3 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre VI) :

La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{y.sd} = 167.54 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 35.53 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 65.68 \text{ kN}$$

IX.6.4 Les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 500.
- Poutre IPE 500.
- Jarret IPE 500.
- Platine 1010 x 200 x 20

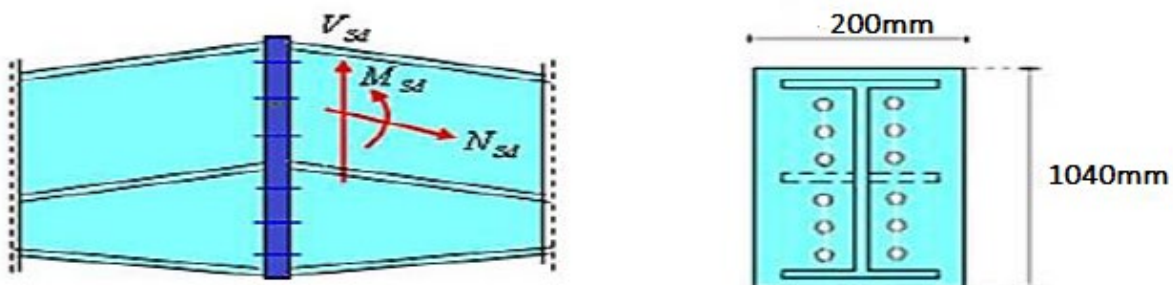


Figure IX.8 : Détails sur l'assemblage de faîtage.

IX.6.5 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{y.sd} < M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (925^2 + 755^2 + 585^2 + 415^2 + 245^2) = 2000125 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 2000125}{925} \times 10^{-3} = 741,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 167,54 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 741,67 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.6.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Effort tranchant par boulon :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{65,58}{12} = 5,46 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Boulon de 20mm de diamètre

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 5,46 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot v \cdot F_p}{\gamma_{M_2}} = 41,16 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.7.1 Calcul des bases des poteaux :

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.

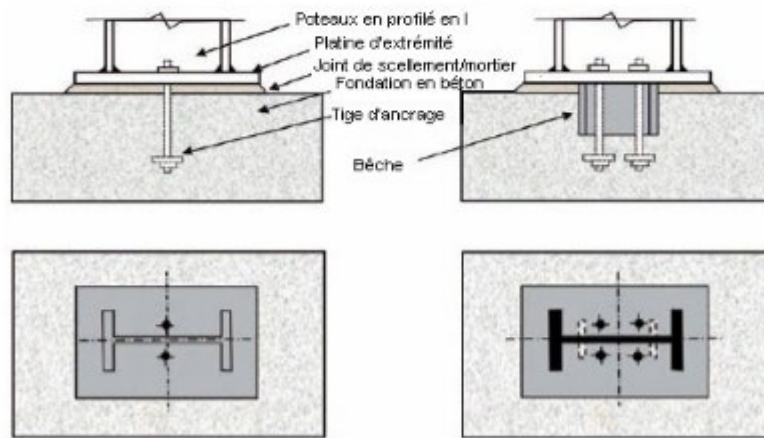


Figure IX.9 : Base de poteau

IX.7.2 Assemblage du pied de poteau :

Le pied du poteau de portique est souvent conçu de la façon la plus simple possible, avec de plus grandes tolérances, pour faciliter l'interface entre les ouvriers du béton et ceux de la charpente métallique. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation (Fig.10) pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastés (Fig.11), mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. 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.

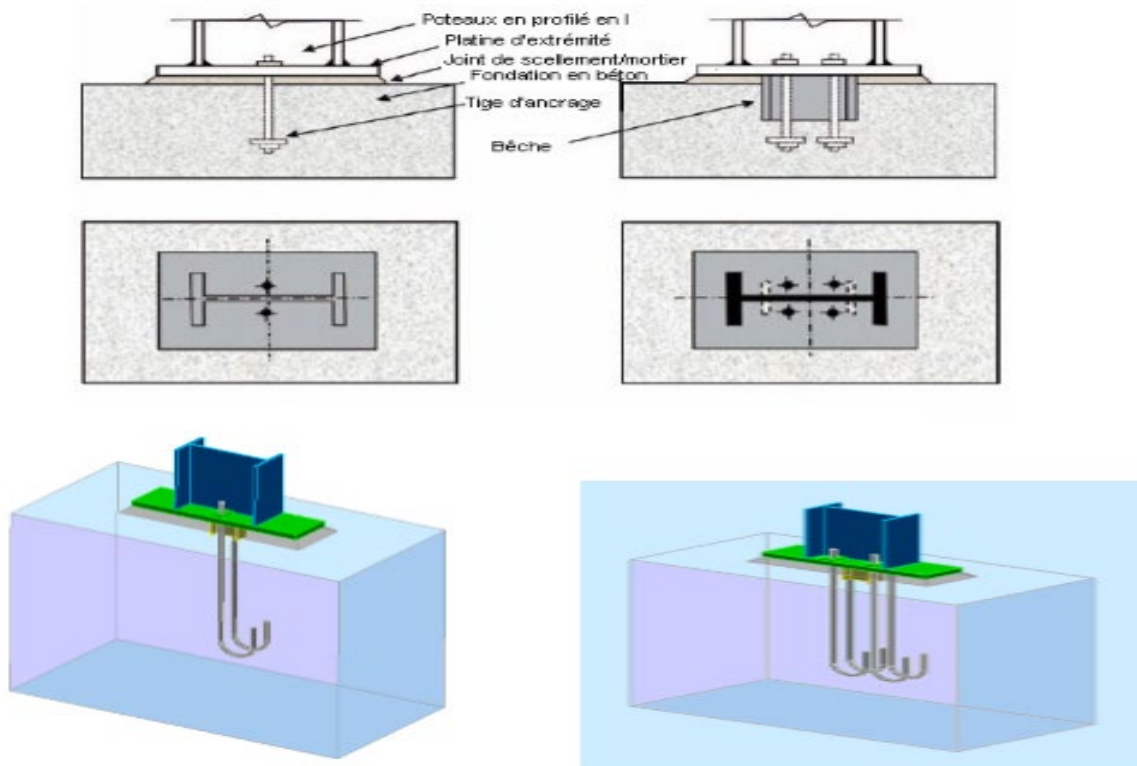


Figure IX.10 : Exemples d'assemblages de type articulé dans un portique

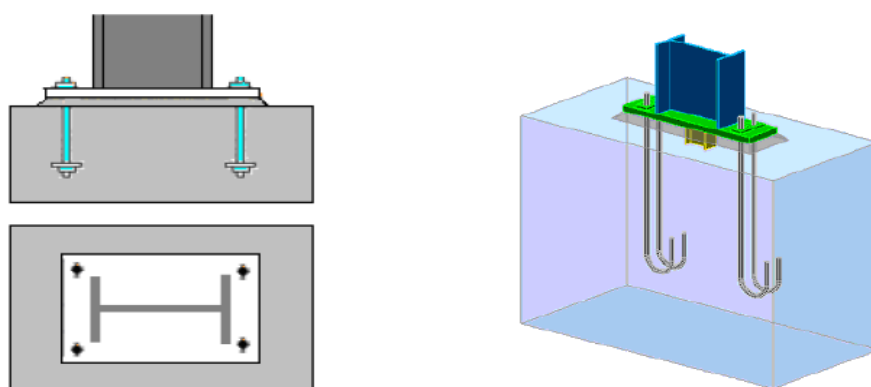


Figure IX.11 : Exemples d'assemblages de type encastré dans un portique.

IX.7.3.1 Dimensionnement d'une plaque d'assise :

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE500**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

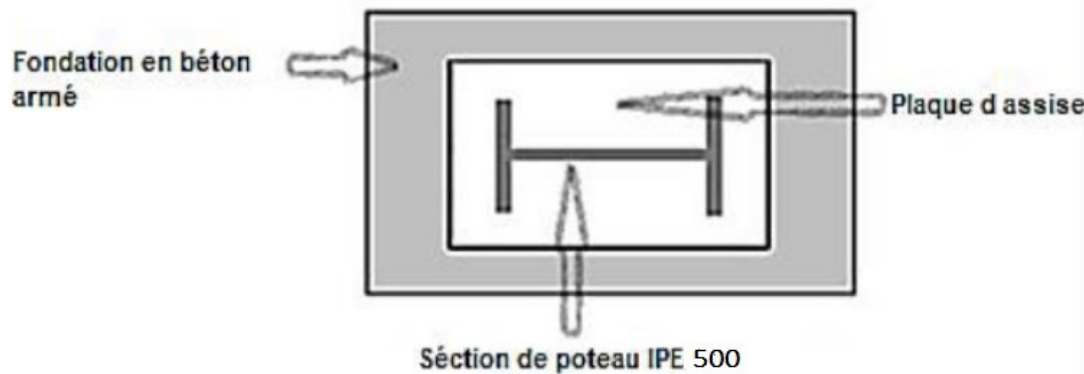


Figure IX.12 : Détails sur l'assemblage.

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 68.89 \text{ kN}$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 28.82 \text{ kN}$
- Effort de soulèvement : $N_{sd} = 74.55 \text{ kN}$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 38.78 \text{ kN}$

IX.7.3.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe : $\text{C}_{25/30}$, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficients de sécurité : acier : $\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$; Béton : $\gamma_c = 1.5$

IX.7.3.3 Résistance du béton a la compression :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

La valeur de α_{cc} est de données dans l'annexe nationale. Sa valeur recommandée est de :

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2$$

IX.7.3.4 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

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}}\right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 16.7 = 16.67 \text{ N/mm}^2$$

IX.7.3.5 Estimation de l'aire 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 :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{500 \times 200} \left(\frac{68890}{16.67} \right)^2 = 170.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{68890}{16.67} = 4132.57 \text{ mm}^2$$

$A_{c0} = 4132.57$ la valeur la plus grande

IX.7.3.6 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 4132.57 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 500 \times 200 = 95000 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 4132.57 \text{ mm}^2 < 95000 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$bp > b_{fc} + 2t_{fc} = 200 + 2 \times 16 = 232 \text{ mm}$$

$$hp > h_c + 2t_{fc} = 500 + 2 \times 16 = 532 \text{ mm}$$

soit :

$$bp = 240 \text{ mm}$$

$$hp = 540 \text{ mm}$$

IX.8.1 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

Calcul de la largeur d'appui additionnelle c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Avec :

$$A = +2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(200 - 10.2 + 500) = -689.8mm$$

$$C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - [(2b_{fc} \cdot t_{fc}) + (4t_{fc}^2) + (0,5h_c \cdot t_{wc}) - (t_{fc} \cdot t_{wc})]$$

$$C = \frac{0,5 \times 68890}{16.7} - [(2 \times 200 \times 16) + (4 \times 16^2) + (0,5 \times 500 \times 10.2) - (16 \times 10.2)]$$

$$C = -7748.22$$

$$c = \frac{689.8 - \sqrt{(689.8)^2 - (4 \times 2 \times -7748.22)}}{2 \times 2} = -10.88 \text{ mm}$$

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 : $t=20$ mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 f_{jd} \cdot \gamma_{M_0}} \right)^{0,5} = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41.33 mm$$

$$c = 41.33 \text{ mm} < \frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{(500 - 2 \times 16)}{2} = 234 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

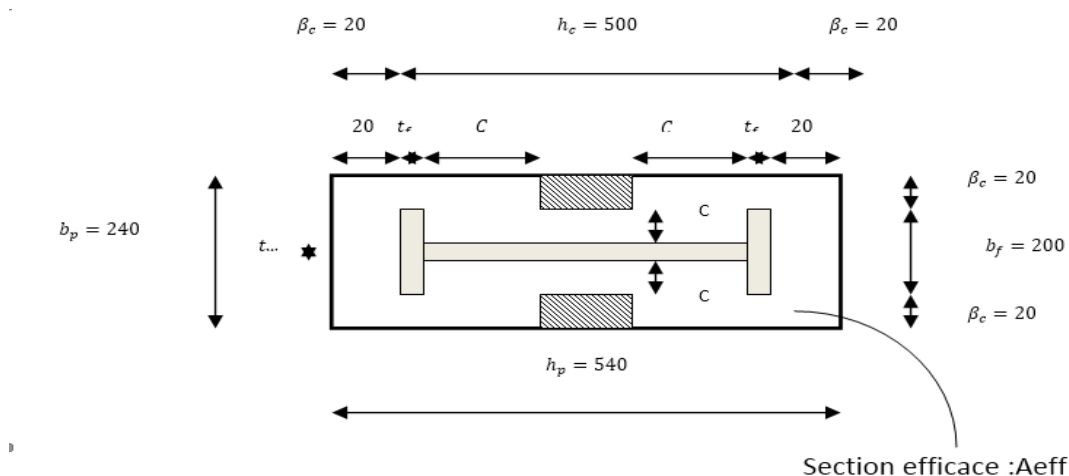


Figure IX.13 : Dimensions de la plaque d'assise.

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 15mm.

Donc $\beta_c = 20 \text{ mm} < C = 41.33 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte.

- **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :**

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

Calcul de la section efficace A_{eff} :

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(200 + 2 \times 20)(41.33 + 20 + 16) + (500 - 2 \times 41.33 - 2 \times 16)(2 \times 41.33 + 10.2)$$

$$A_{eff} = 72901.07 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 72901.07 \times 16.67 \times 10^{-3} = 1215.26 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 68.89 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1215.26 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :

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

Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6\gamma_{M_0}} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} \times 10^{-3} = 14.24 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{41.33^2}{2}\right) \times 68.89}{72901.07} = 0.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0.8 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 14.24 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.8.2 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Avec :

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

$$N_{sd} = 68.89 \text{ kN} : \text{Effort de calcul de compression du poteau.}$$

$C_{fd} = 0,2$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 68.89 = 13.77kN$$

$$V_{sd} = 28.82kN > F_{v.Rd} = 13.77kN \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

IX.9.1 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.

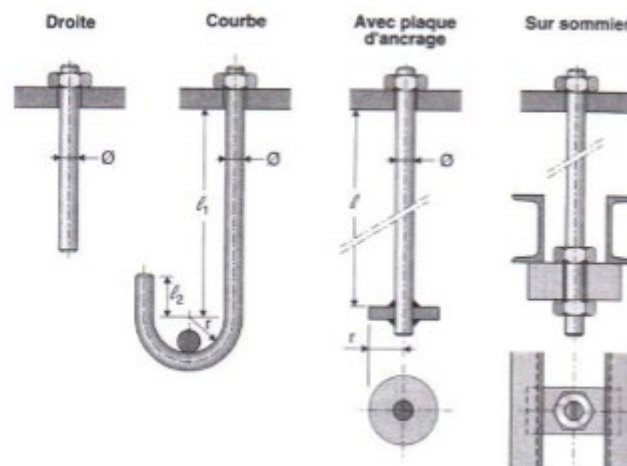


Figure IX.14 : types de tiges d'ancrage.

IX.9.2 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.

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

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 10.9 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.Rd} = 0.2 \cdot N_{sd} = 0.2 \times 68.89 = 13.77 \text{ kN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 900) \times 1000 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 33.32 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rd} = 13.77 + (2 \times 33.32) = 80.41 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 28.82 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 80.41 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 : $60 \text{ mm} \leq L_{\text{eff}}(\text{bèche}) \leq 1.5 h_{\text{bèche}}$
- Hauteur de la bèche : $h_{\text{bèche}} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{\text{beche}} / t_{\text{beche}} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 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 : $L_{\text{eff}} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- L'épaisseur de scellement est de 30 mm.

IX.9.3 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 6 (calcul de portique) :

Combinaison **G + 1.5V3**

$$N_{sd} = V_A = 74.55 \text{ KN } \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 38.78 \text{ KN } \rightarrow$$

IX.9.4 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 :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,25} = 176.4 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{38.78/2}{80.41} + \frac{74.55/2}{176.4} = 0.45 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour deux tiges M20 en classe 10.9 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2; d = 20 \text{ mm}$$

IX.9.5 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrages est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

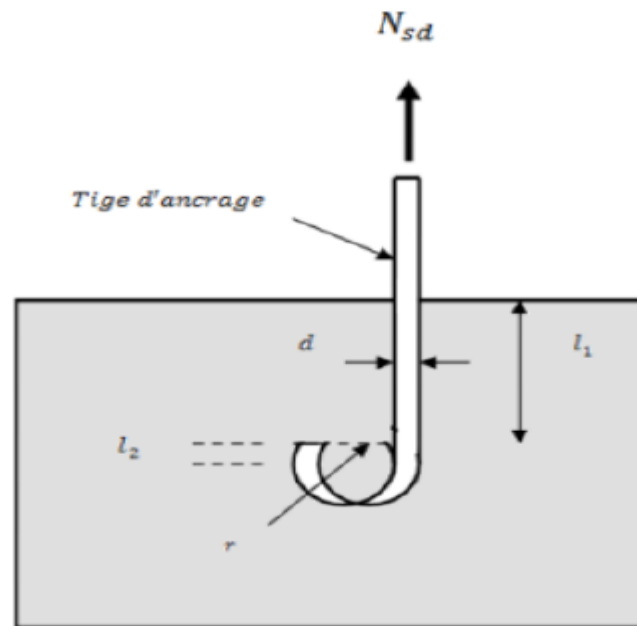


Figure IX.15 : Tige d'ancrage

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 400 + (6,4 \times 60) + (3,5 \times 40) = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.
- d : Diamètre du boulon d'ancrage.
- Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$.

- Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

- La longueur totale de la tige requise :

$$l_{b.rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 20 \times \frac{1000}{1,2} = 2400 \text{ mm}$$

- Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd} = \pi \times 20 \times 2400 \times 1,2 = 180.86 \text{ kN}$$

$$\frac{Nsd}{4} = \frac{74.55}{4} = 18.63 \text{ kN} < F_{anc.Rd} = 180.86 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas d'effort de soulèvement vérifiée

Conclusion :

Bien que normalement le pied soit de type articulé, on va prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons sécuritaire car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

CHAPITRE X:

Etude des
fondations.

X.1 Introduction :

La fondation d'une construction est constituée 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 transmettant les charges au sol soient directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autre organe (cas des semelles sur pieux par exemple).

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

X.2 Les types des fondations :

- Fondation superficielle
- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

- **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 $=0.2\text{MPa}$)

X.2.1 Étude des semelles :

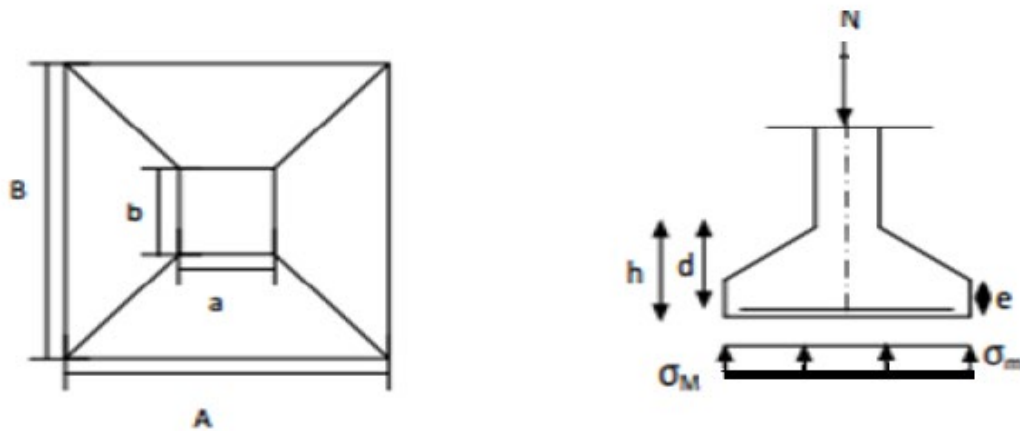


Figure X.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

Elément	effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd} (daN)$	6889	6690
$\overline{\sigma_{sol}}$	$2bar=0.2MPa=20000 \text{ daN/m}^2$		

Tableau X.1 : effort normal

- Sous l'effort vers le bas :
 - a) Dimensionnement de la semelle :
 - Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : $b=540\text{mm}$ et $a=240\text{mm}$

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

$$\rightarrow B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{240}{540} \times B^2 = \frac{6889}{20000}$$

$$0.44 \times B^2 = 0.34 \rightarrow B = \sqrt{\frac{0.34}{0.44}} = 0.87m$$

$$\rightarrow A = B = 0.87m$$

On prend une semelle de démenions $(1 \times 1) \text{ m}^2$.

- Détermination de d et h :

$$h = d + 5\text{cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{0.87 - 0.54}{4} \leq 0.87 - 0.24$$

$$0.082 \leq d \leq 0.63 \rightarrow 8.2\text{cm} \leq d \leq 63\text{cm}$$

$$\text{Donc : } d=30\text{cm} \rightarrow h=30 + 5 = 35\text{cm}$$

b) Calcul de ferrailage :

1. A l'ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 374.83\text{MPa}$$

$$A_u = \frac{68.89(1 - 0.24) \times 10^{-3}}{8 \times 0.3 \times 347.83 \times 10^{-2}} = 0.0062\text{m}^2 = 0.62\text{cm}^2$$

2. A l'ELS :

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 210.63\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{66.9(1 - 0.24) \times 10^{-3}}{8 \times 0.3 \times 210.63 \times 10^{-2}} = 0.0094\text{m}^2 = 0.94\text{cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12

- Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max(13.2\text{cm}; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15\text{cm}$$

X.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 :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha} \middle| 20KN \right\}$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{68.89}{15} = 4.59KN$$

ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{66.9}{12} = 5.57KN$$

$$F = \max\{4.59KN; 5.57KN; 20KN\} = 20KN$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57cm^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{210.63} = 0.94cm^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

c. Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times 25 / 400 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.78cm^2 \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; \phi \text{ min} ; b / 10) \rightarrow \phi t \leq \min (8.57 ; 10 ; 25) \leq 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi t = 8mm$$

e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20cm ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20cm; 15\varphi t) \Rightarrow St \leq (20cm, 12cm)$$

Alors on adopte un espacement $St = 10$ cm.

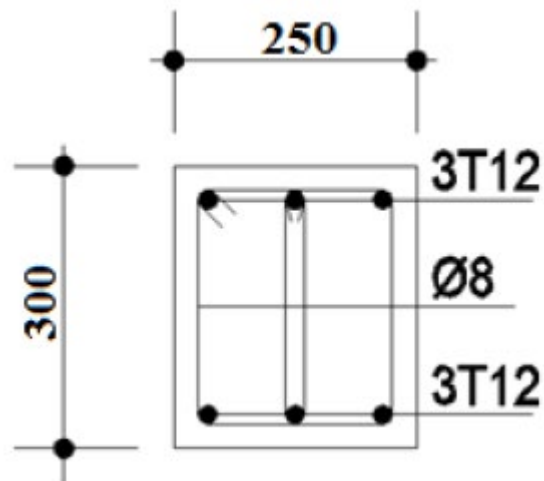


Figure X.2 : Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage en construction métallique. Après avoir défini toutes les charges et surcharges revenant aux différents éléments de la construction, (les poteaux, traverse, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage), nous avons entamé les calculs de dimensionnement selon les règlements Algériens en vigueur CCM 97 et RNV 2013.

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- ✓ Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquées au cours de sa vie.
- ✓ La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- ✓ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- ✓ Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce projet constitue pour moi une première expérience dans ce vaste domaine, il m'a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- ✚ Le Règlement Algérien **Neige et Vent** version **2013** (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** pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages
- ✚ Règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003** (pour l'étude sismique)
- ✚ Règles de conception des Structures en aciers **CCM97**.

ANNEXES

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

Annexe

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		-0,6					
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

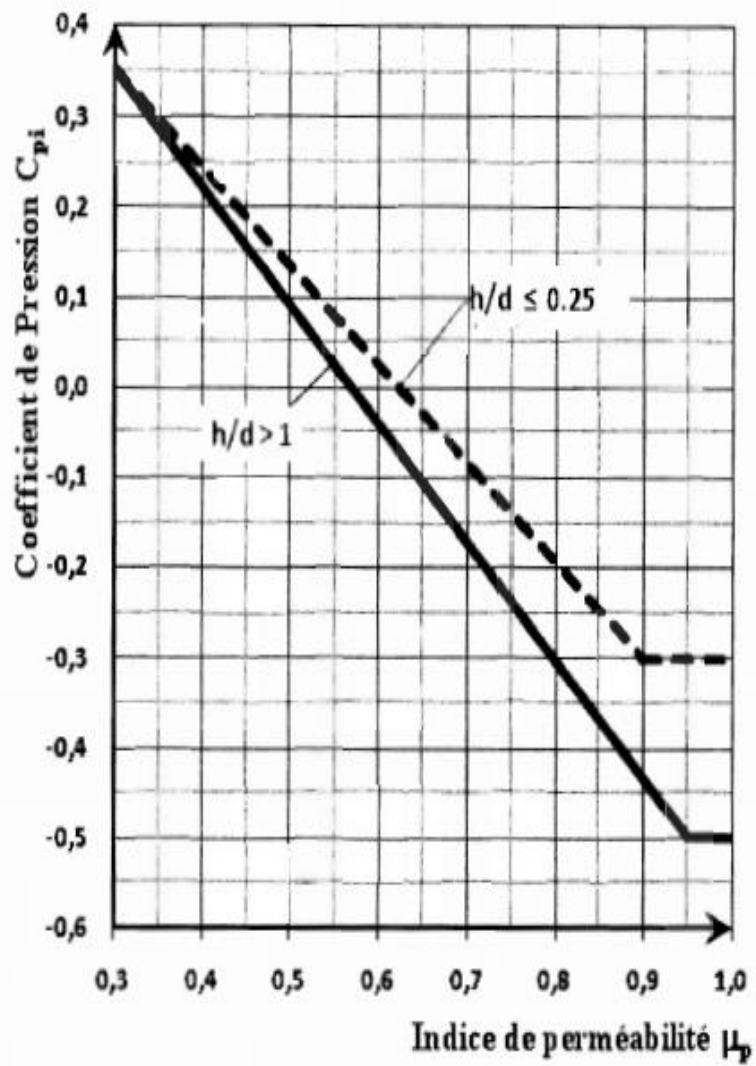


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

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

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

Annexe

RÉF.	DÉSIGNATION	POIDS COMMERCIAL	DIMENSIONS					SECTION	SURFACE		MÈTRES/ TONNE
			h	b	t _w	t _f	r	A	A _L	A _G	L _G
	IPE+h	kg/m	mm					cm²	m²/m	m²/t	m/t
12010	IPE 80	6,11	80	46	3,8	5,2	5	7,64	0,328	53,61	163,54
12010	IPE 100	8,26	100	55	4,1	5,7	7	10,32	0,400	48,41	121,49
12010	IPE 120	10,57	120	64	4,4	6,3	7	13,21	0,475	44,96	94,62
12010	IPE 140	13,15	140	73	4,7	6,9	7	16,43	0,551	41,90	76,10
12010	IPE 160	16,07	160	82	5,0	7,4	9	20,09	0,623	38,73	62,22
12010	IPE 180	19,16	180	91	5,3	8,0	9	23,95	0,698	36,43	52,20
12010	IPE 200	22,79	200	100	5,6	8,5	12	28,48	0,768	33,71	43,88
12010	IPE 220	26,70	220	110	5,9	9,2	12	33,37	0,848	31,75	37,46
12010	IPE 240	31,29	240	120	6,2	9,8	15	39,12	0,922	29,46	31,96
12010	IPE 270	36,76	270	135	6,6	10,2	15	45,95	1,041	28,32	27,21
12010	IPE 300	43,05	300	150	7,1	10,7	15	53,81	1,160	26,95	23,23
12010	IPE 330	50,08	330	160	7,5	11,5	18	62,61	1,254	25,04	19,97
12010	IPE 360	58,18	360	170	8,0	12,7	18	72,73	1,353	23,26	17,19
12010	IPE 400	67,57	400	180	8,6	13,5	21	84,46	1,467	21,71	14,80
12010	IPE 450	79,06	450	190	9,4	14,6	21	98,82	1,605	20,30	12,65
12010	IPE 500	92,42	500	200	10,2	16,0	21	115,52	1,744	18,87	10,82
12010	IPE 550	107,53	550	210	11,1	17,2	24	134,42	1,877	17,45	9,30
12010	IPE 600	124,79	600	220	12,0	19,0	24	155,98	2,015	16,15	8,01

Annexe

VALEURS STATISTIQUES									DIMENSIONS DE CONSTRUCTION					CODE EAN
AXE FORT Y-Y					AXE FAIBLE Z-Z									
I _y	w _{el,y}	w _{pl,y}	i _y	A _{yz}	I _z	w _{el,z}	w _{pl,z}	i _z	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	
cm ²	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	mm		mm	mm	
80	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	69,6	59,6	-	-	-	
171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,15	1,24	88,6	74,6	-	-	-	
318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	107,4	93,4	-	-	-	
541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	126,2	112,2	-	-	-	
869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	145,2	127,2	-	-	-	
1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	164,0	146,0	M 10	48	48	
1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	183,0	159,0	M 10	54	58	
2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	201,6	177,6	M 12	60	62	
3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	220,4	190,4	M 12	66	68	
5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	249,6	219,6	M 16	72	72	
8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	278,6	248,6	M 16	72	86	
11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	307,0	271,0	M 16	78	96	
16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	334,6	298,6	M 22	88	88	
23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	373,0	331,0	M 22	96	98	
33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	420,8	378,8	M 24	100	102	
48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	468,0	426,0	M 24	102	112	
67120	2440	2787	22,4	72,3	2668	254	401	4,45	515,6	467,6	M 24	110	122	
92080	3070	3512	24,3	83,8	3387	308	486	4,66	562,0	514,0	M 27	116	118	

Annexe

RÉF.	DÉSIGNATION	POIDS COMMERCIAL	DIMENSIONS				SECTION	SURFACE		MÈTRES/ TONNE
			a	t	r _f	r ₂	A	A _L	A ₀	L ₀
			mm				cm ²	m ² /m	m ² /t	m/t
13040	20x20x3	0,90	20	3	3,5	1,8	1,12	0,077	85,69	1.113
13040	20x20x4	1,16	20	4	3,5	1,8	1,45	0,077	66,23	860
13040	25x25x3	1,14	25	3	3,5	1,8	1,42	0,097	85,19	878
13040	25x25x4	1,48	25	4	3,5	1,8	1,85	0,097	65,43	675
13040	25x25x5	1,81	25	5	3,5	1,8	2,26	0,097	53,57	552
13040	30x30x3	1,39	30	3	5	2,5	1,74	0,116	83,28	720
13040	30x30x4	1,81	30	4	5	2,5	2,27	0,116	63,81	551
13040	30x30x5	2,22	30	5	5	2,5	2,78	0,116	52,09	450
13040	30x30x6	2,61	30	6	5	2,5	3,27	0,116	44,27	383
13040	35x35x4	2,13	35	4	5	2,5	2,67	0,136	63,61	469
13040	35x35x5	2,62	35	5	5	2,5	3,28	0,136	51,77	381
13040	35x35x6	3,09	35	6	5	2,5	3,87	0,136	43,87	323
13040	40x40x3	1,88	40	3	6	3,0	2,35	0,155	82,41	532
13040	40x40x4	2,46	40	4	6	3,0	3,08	0,155	62,87	406
13040	40x40x5	3,03	40	5	6	3,0	3,79	0,155	51,09	330
13040	40x40x6	3,58	40	6	6	3,0	4,48	0,155	43,22	279
13040	45x45x5	3,44	45	5	7	3,5	4,30	0,174	50,55	291
13040	45x45x6	4,07	45	6	7	3,5	5,09	0,174	42,71	245

Annexe

RÉF.	DÉSIGNATION	POIDS COMMERCIAL	DIMENSIONS				SECTION	SURFACE		MÈTRES/ TONNE
			a	t	r _F	r ₂	A	A _L	A ₀	L ₀
			mm				cm ²	m ² /m	m ² /t	m/t
13040	50x50x4	3,11	50	4	7	3,5	3,89	0,194	62,30	321
13040	50x50x5	3,84	50	5	7	3,5	4,80	0,194	50,49	260
13040	50x50x6	4,55	50	50	7	3,5	5,69	0,194	42,64	220
13040	50x50x7	5,25	50	7	7	3,5	6,56	0,194	36,95	190
13040	50x50x8	5,93	50	8	7	3,5	7,41	0,194	32,71	169
13040	55x55x5	4,25	55	5	7	4,0	5,32	0,213	50,09	235
13040	55x55x6	5,05	55	6	7	4,0	6,31	0,213	42,23	198

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

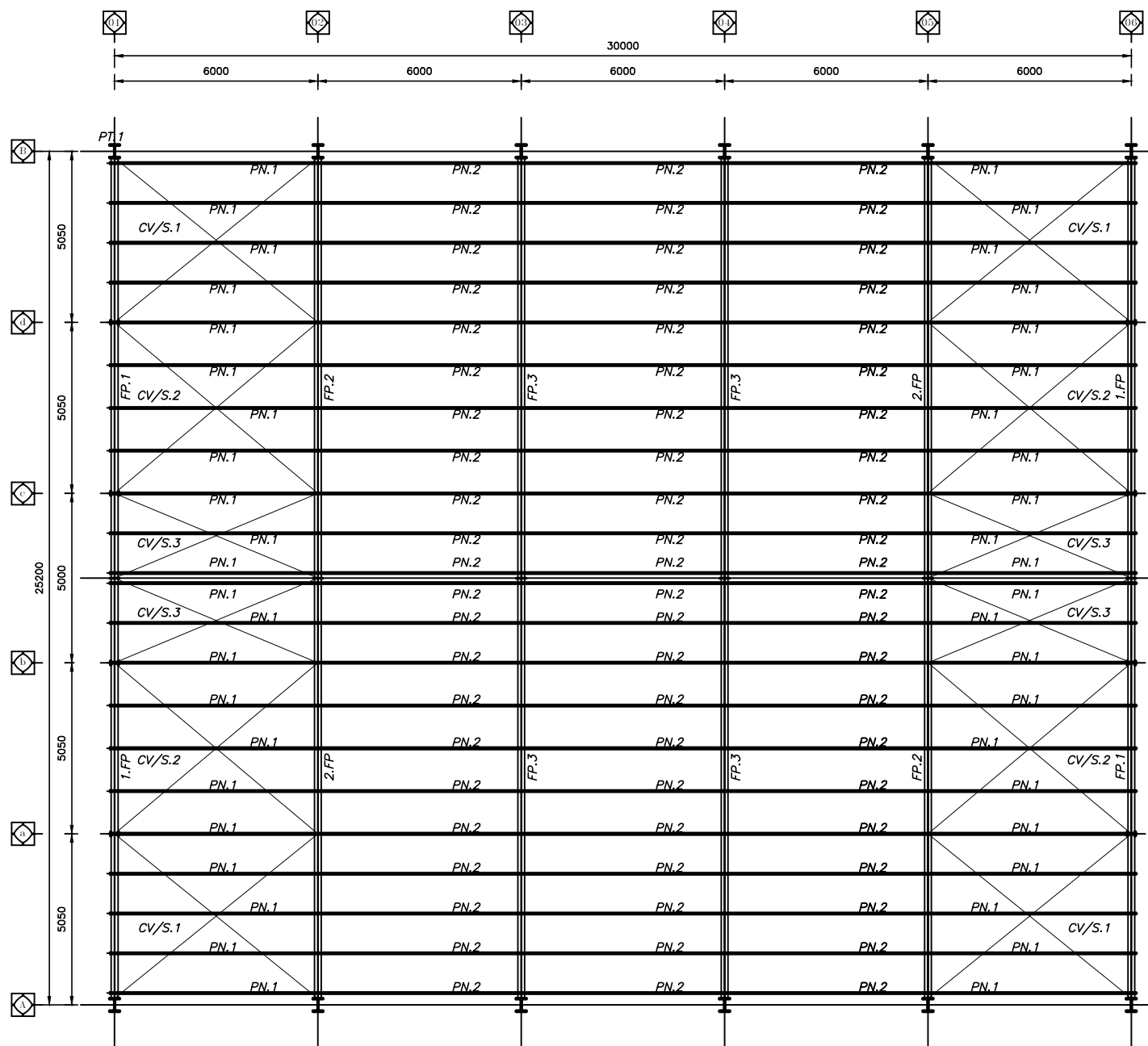
Annexe

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

Plans

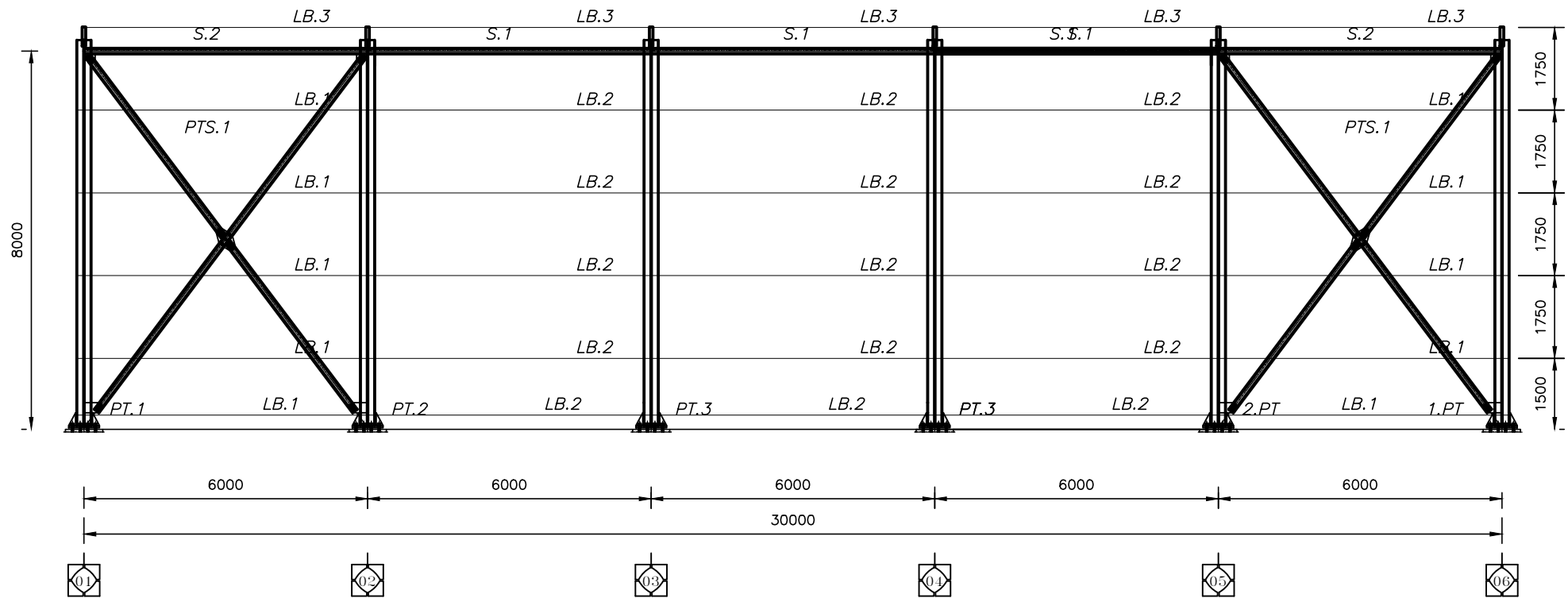
VUE EN PLAN OSSATURE

ECH: 1/100



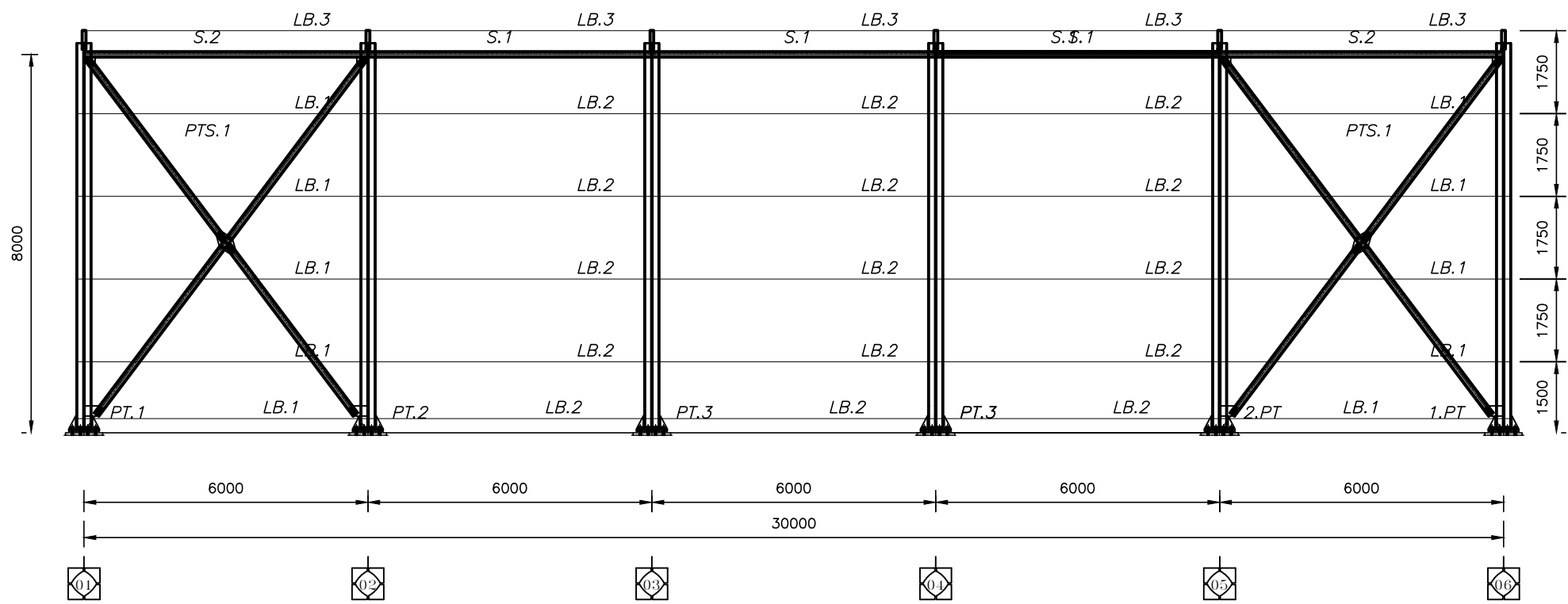
ELEVATION FILE -A-

ECH: 1/100



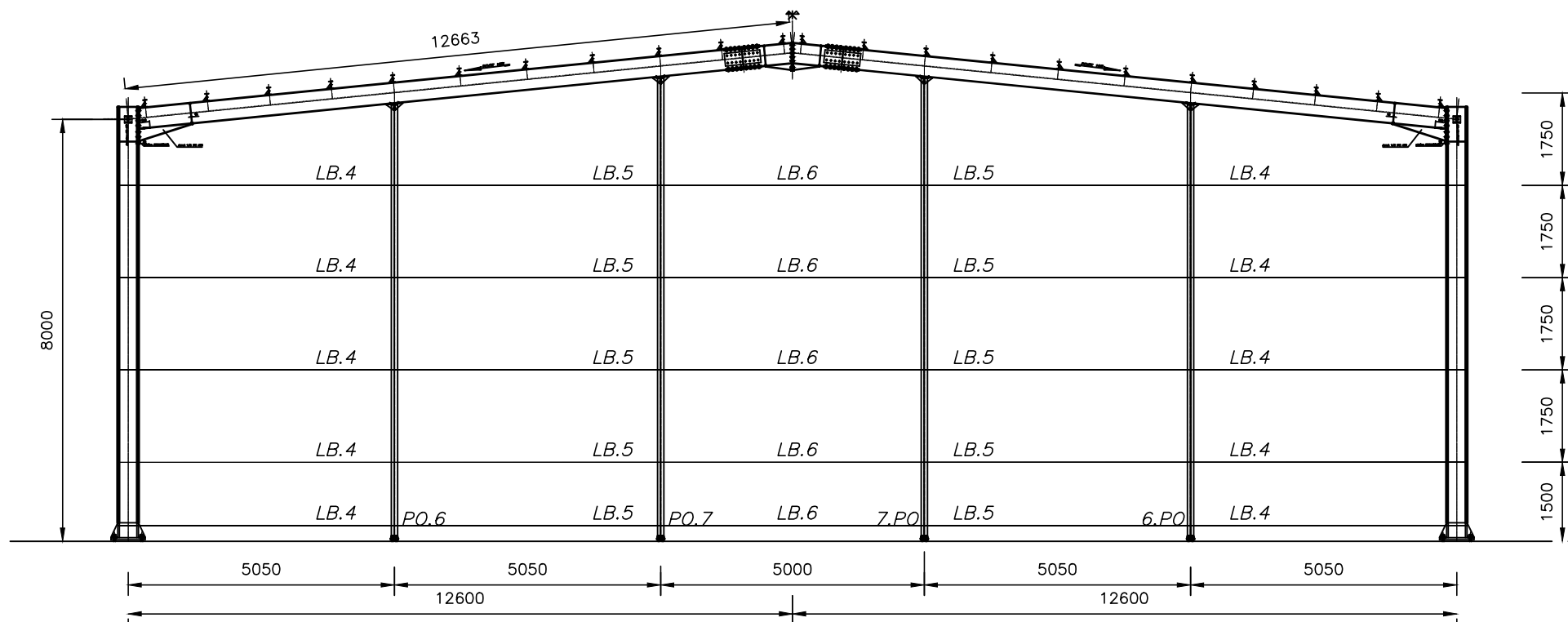
ELEVATION FILE -B-

ECH: 1/100



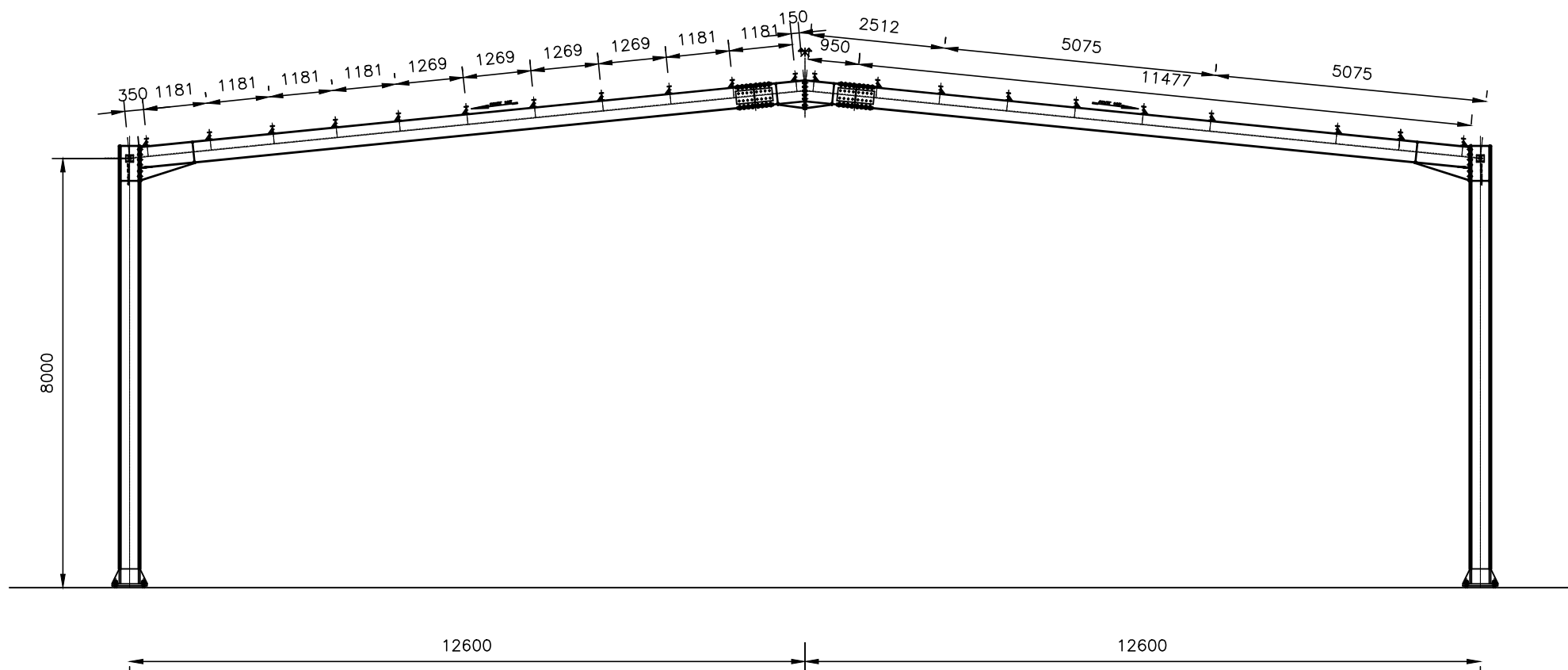
ELEVATION PIGNON AXE 1

ECH: 1/100



ELEVATION PIGNON AXES 2 à 5

ECH: 1/100



ELEVATION PIGNON AXE 6

ECH: 1/100

