

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire



De fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur
d'Etat en Génie Civil*

OPTION : Construction Métallique

Thème:

Etude et dimensionnement d'un hangar de stockage



Dirigé par :

M^r : AKKOUCHE

Étudié par :

IAMRANENE Lisa

PROMOTION 2019/2020

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Dieu
le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé
pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit
de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur

M^r CHEKIRED qui est le guide et l'exemple du sérieux
dans le travail et de savoir dans ce
domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard
de notre travail, aussi pour son aide, si efficace qu'il nous
a apporté.

Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne
ayant contribué à la limite du possible du près ou de loin
à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons
l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces



A ma chère mère,

Quoi que je fasse ou quoi que je dise, Je ne saurai point te remercier

*Comme il se doit, ta bienveillance me guide et ta
Présence à mes côtés toujours été ma source de force
pour*

Affronter les obstacles.

A mon père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes très chère frères Nassim et Ali et Kamel

A toute ma famille et tous mes proches

*Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et
surtout*

Réussite



LISA

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1Présentation du projet.....	2
I.1.1Zone d'implantation.....	2
I.2Données géométriques	2
I.3.Ouvertures:.....	2
I.4.Ossature et stabilité de la structure.....	2
I.6. La toiture	3
I.8. Les façades	3
I.9. Bardage	3
I.10. Contreventement	3
I.11. Portique	4
I.12. Matériaux utilisés	4
I.13. Normes et Règlements utilisés	4
I.14.Les états limites.....	5

Chapitre II: Etude climatique

Introduction	6
II.1 Dimensionnement du l'ouvrage:.....	6
II.1.1 Les données relatives au site ;.....	7
II.2 Etude de la neige :.....	7
II.2.1 Action de la neige	7
II.2.2 But :.....	7
II.2.3 Calcul des charges de neige :.....	7
II.2.4 Charge de neige sur le sol :	8
II.2.5 Charge de neige sur la toiture	8
II.2.5. 1 .Disposition des charges sans accumulation.....	8
II.2.5. 2. Disposition de charge avec accumulation	9
II.3 Etude au vent selon " R.N.V 99" :	10

II.3 .1 Détermination de la pression :	11
II.3 .1 .1 Détermination de coefficient dynamique C_d :	11
II.3.1.1.1 Vent perpendiculaire au pignon :	12
II.3.1.1.2 Vent perpendiculaire au long pan :	12
II.3.2 Détermination de la pression nette (z_j) :	12
II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition C_e (z_j) :	13
II.3.2.1.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité C_r :	13
II.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :	15
II.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (V_1):	15
II.3.2.2.1.1 pour les parois verticales:	15
II.3.2.2.1.2 pour la toiture	17
II.3.2.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (V_2):	18
II.3.2.2.2.1 pour les parois verticales	18
II.3.2.2.2.2 pour la toiture :	19
II. 3.2.3 Détermination de coefficient de pression intérieur :	21
II. 3.2.3.1 le vent perpendiculaire au pignon (V_1)	22
II.3.3 Détermination de la force de frottement:	26
II.3.4 Action d'ensemble:	27
II.3.5 Calcul de stabilité d'ensemble:	30
II.3.6 Vérification de la stabilité transversale:	30
Le poids propre du bâtiment : $W=50 \times 30 \times 45=67500$ daN	32
II.3.7 Vérification de la stabilité longitudinale	33

Chapitre III: Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	35
III.1 Les pannes	35
III.1 .1 Dimensionnement des pannes	35
III.1.2 Evaluation des charges et surcharges	36
Pré dimensionnement des pannes :	38
III. 1 .3 Décomposition des charges les plus défavorables	39
III.1.4 Vérification a l'état limite ultime	40
III.1.4.1 vérification a la flexion	40
III.1.4.2 vérification au cisaillement:	41
III.1.4. 3 vérifications au moment fléchissant (déversement):	42
III.1.5 Vérification a l'état limite de service	43

III.1.5.1 vérification a la flèche.....	43
Conclusion.....	44
III.1.6 Etude de l'échantignole	44
III.1.6.1 Dimensionnement de l' chantignolle	45
III.1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle	45
III.1.7 Calcul des liernes.....	46
III 1.7.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes.....	46
III1.7.2 Dimensionnement des liernes	47
III.2 lisse de bardage.....	48
III.2 .1 Dimensionnement de la lisse	48
III.2 .2 Vérification de la lisse de long pan	49
III.2 .2.1 Détermination de la section de la lisse.....	49
III.2 .2.2 Vérification a l'état limite ultime.....	51
III.2 .3 Vérification de la lisse de bardage de pignon.....	53
III.2 .3.1 Vérification a l'état limite ultime.....	53
III.2 .3.2 Vérification a l'état limite de service.....	54
III.2 .4 Calcul des liernes de long pan	55
III.2 .4.1 Dimensionnement des liernes.....	55
III.3 les potelets	56
III.3.1 Dimensionnement des potelets.....	56
III.3.2 Evaluation des charges	56
III.3. 3 Vérification de la section a la résistance	57
III.3. 4 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement)	58
Conclusion.....	62

Chapitre IV : Etude des portiques

Introduction	63
V.1 Caractéristiques du portique étudié	63
V.2 Efforts sollicitant le portique:	64
V.2.1 Charges permanents.....	64
V.2.2 Effet de la neige :.....	64
V.2.3 Effet du vent :	64
V.3 Calcul des efforts internes :	66
V.3.2 Charges verticales vers le haut :	68

V.3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire :	69
V.3.4 le vent horizontal (dépression) :	70
V.4 Tableaux récapitulatifs :	71
V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)	73
V.5.1 Modélisation avec les imperfections	74
V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels	76
V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq}	77
V. 6 Choix de la méthode d'analyse :	78
V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :	78
V.7 Pré-dimensionnement de la traverse	79
V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :	81
V.7.1.1 Vérification de la flèche :	81
V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU	81
V.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :	81
V.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :	84
V.8 Vérification des poteaux :	91
V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :	91
V.9 Conclusion:	95

Chapitre V : calcul des contreventements

Introduction	96
V.1 Dispositions des contreventements :	96
V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :	96
V.2.1 Effort du vent sur les pignons :	96
V.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :	97
V.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :	99
V.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	100
V.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :	103
V.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :	107
Conclusion:	109

chapitre VI: étude sismique

Introduction	110
VI.1 Méthode de calcul	110
VI.2 Calcul de la force sismique totale	111
Conclusion.....	116

chapitre VII:

Introduction	117
VII.1 Calcul des assemblages par boulons :	117
VII.2 Avantages des boulons HR	118
VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)	118
VII.3.1 La disposition constructive des boulons :	118
VII.3.2 Efforts de calcul :	119
VII.3.3 Les composants d'assemblage:	119
Figure VII.2:détails assemblage.	120
VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée.....	120
VII.3.5 Calcul du moment résistant.....	121
VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	121
VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :	122
VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :	123
VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :	125
VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :	126
VII.4.1 La disposition constructive des boulons :	126
VII.4.2 Efforts de calcul:	127
VII.5 Calcul des bases des poteaux :	128
VII.5.1 Définition :	128
Figure VII.9 : pied de poteau articulé.	129
Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés.	130
VII.5.2 Données de base :	130
VII.5.3 Résistance du béton à la compression :	130
VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :	131
VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :	131
VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :	131
VII.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise.....	131

VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	133
VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :	134
VII.5.6 Les tiges d'ancrage :	134
VII.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :	134
VII.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :	135
VII.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :	136
VII.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :	136
conclusion	137

chapitre VIII

Introduction	140
VIII.1 Les types des fondations.....	140
VIII.2. Etude des semelles :.....	141
VIII.2.1 Calcul de ferrailage :	142
VIII. 3 Calculs des longrines:.....	143
Conclusion générale	146

INTRODUCTION

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

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages :

L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, est d'une grande simplicité.

La possibilité du transport. En raison de sa légèreté. Qui permet de transporter loin.

La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.

Possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

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

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil spécialité construction métallique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude dont le but est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

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

I.1 Présentation du projet

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un hangar à usage de stockage en charpente métallique de forme rectangulaire avec une toiture à deux versants d'une surface de

I.1.1 Zone d'implantation

L'ouvrage est implanté à Chahhounia wilaya de Médéa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone II_a) selon le règlement parasismique algérien RPA99 versions 2003.

I.2 Données géométriques

Notre hangar est d'une surface de $S= 1350 \text{ m}^2$ caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale (long pan) : 45 m
- Largeur totale (pignon) : 30 m
- Hauteur totale : 10 m
- Hauteur des poteaux : 7 m
- Hauteur de la toiture : 3 m
- Angle d'inclinaison de la toiture : $\alpha = 11.30^\circ$
- L'altitude de l'ouvrage : 625 m

I.3 Ouvertures:

- Lang-pan 1 : 4 portes (5x5)
- Pignon 1 : 1 portes (5x5) ; 1 portes (0,94x2,17)
- Lang-pan 2: 4portes (5×5)
- Pignon 2 : pas d'ouvertures.

I.4 Ossature et stabilité de la structure

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

I.5 La toiture

La toiture est en charpente métallique à deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent. La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.

- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réalisés. 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.

I.6 Les façades

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

I.7 Bardage

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

I.8 Contreventement

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

I.9 Portique

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

I.10 Matériaux utilisés

a) Acier

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

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

Résistance limite d'élasticité : $f_y=235\text{MPa}$.

Module d'élasticité longitudinale : $E=210000\text{ MPa}$.

Module de cisaillement : $G=81000$ MPa.

Poids volumique : $\rho=7850$ Kg/m³.

b) Béton armé

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

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

- Masse volumique normale : $\rho= 2500$ Kg /m³
- La résistance à la compression : $f_{c28}= 25$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1$ MPa

I.11 Normes et Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

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

I.12 Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue:

a) Etat limite ultime

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- la perte d'équilibre de la structure ou l'une de ses parties ;
- la ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

b) Etat limite de service

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- les vibrations incommodes pour les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour réaliser une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations sur notre structure, produite par la charge de la neige d'un côté, et des efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement neige et vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitation pour le dimensionnement de notre structure.

II.1 Dimensionnement de l'ouvrage:

- Longueur : $L= 45\text{m}$.
- Largeur : $l= 30\text{m}$.
- Hauteur : $H=10\text{m}$ (tête de poteau centrale).
- Hauteur : $h= 7\text{m}$.
- Toiture à 2 versant de degré $\alpha=11.30^\circ$.

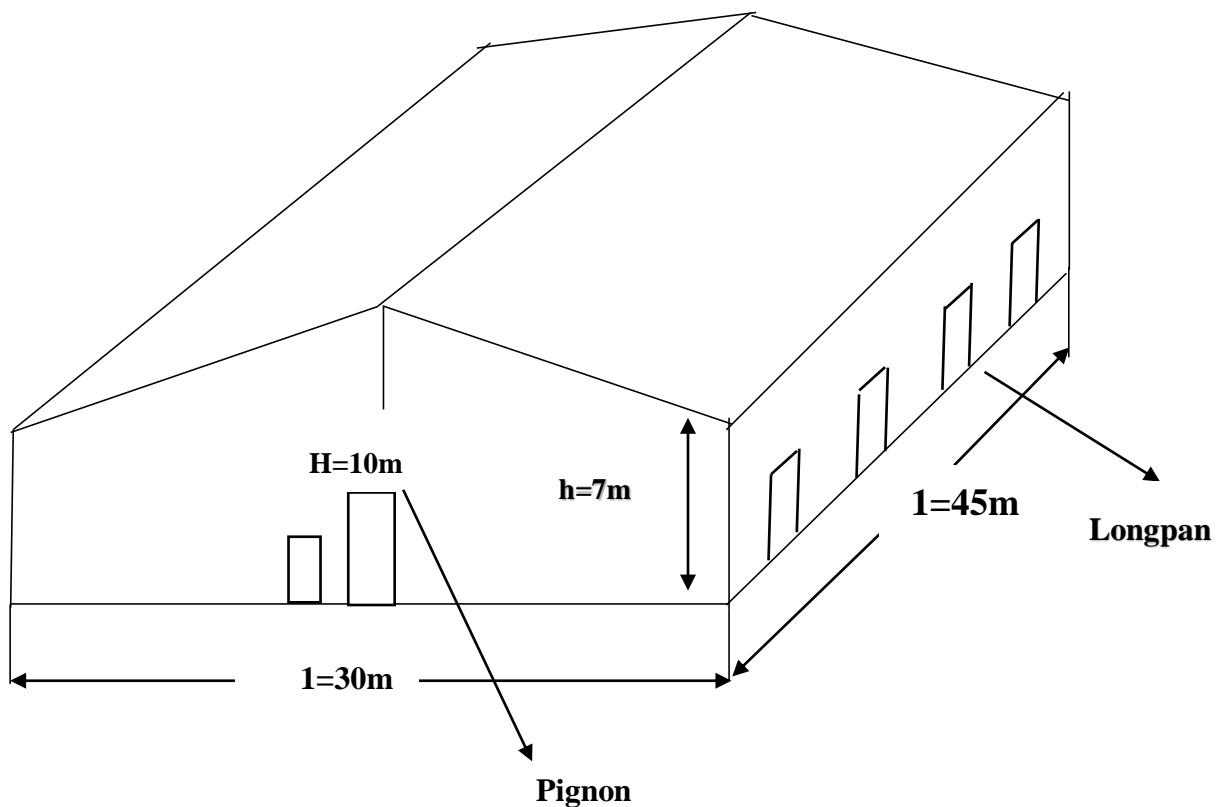


Figure II.1 : dimensionnement de l'ouvrage

II.1.1 Les données relatives au site ;

Lieu de réalisation : Chahhounia (Médéa)

Altitude géographique : H=625m.

- Zone de neige : A [R.N.V.99].
- Zone du vent : I [R.N.V.99 'annexe1'].
- Site plat : $C_t(z)=1$ [R.N.V.99].
- Catégorie du terrain : III [R.N.V.99].

II.2 Etude de la neige :

➤ Altitude géographique : H=625m.

➤ Zone de neige : A.

II.2.1 Action de la neige**II.2.2 But :**

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

II.2.3 Calcul des charges de neige :

Le calcul due à la neige se fait selon la réglementation RNV99 -règlement neige et vent.

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

$$S = \mu \cdot S_k \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots \text{ [R.N.V.99].}$$

Avec:

μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture

S_k : est la charge de neige sur le sol en fonction de la zone de neige et de l'altitude. [kN/m₂]

S : est la charge de neige sur le toit. [kN/m₂]

II.2.4 Charge de neige sur le sol :

Le projet est implanté à la wilaya de Médéa classée en zone A selon le tableau des règles RNV99.

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \dots\dots\dots \text{ [R.N.V.99].}$$

H : est l'altitude de lieu d'implantations de projet par rapport au niveau de la mer (H=625m).

D'ou:

$$S_k = (0,07 \cdot 625 + 15) / 100 = 0,5875 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$S_K = 0,5875 \text{ KN/m}^2.$$

II.2.5 Charge de neige sur la toiture

II.2.5.1 Disposition des charges sans accumulation

$$0^\circ < \alpha_1 = \alpha_2 = 11,30^\circ < 30^\circ. \dots\dots [\text{R.N.V.99}].$$

D'ou:

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \cdot 0,5875 = 0,47 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{par projection horizontal}).$$

$$= 47 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 0,47 \cdot \cos 11,30^\circ = 0,46 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{suivant rampant}).$$

$$= 46 \text{ daN/m}^2$$

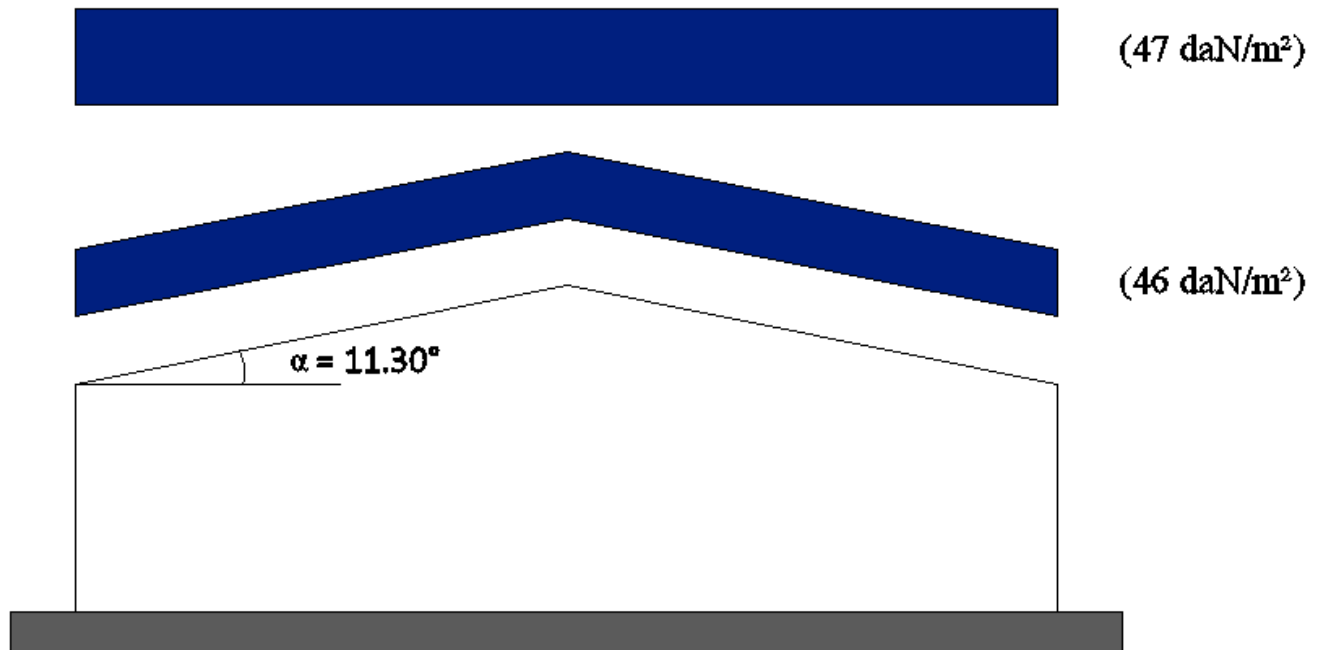


Figure II.2 : Charges de neige sans redistribution par le vent

II.2.5. 2. Disposition de charge avec accumulation

$\alpha_1 = \alpha_2 = 11,31^\circ$

D’ou:

$\mu = 0,8$

$S = 0,8 \cdot 0,5875 = 0,47 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

$= 47 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.

$0,5 \cdot S = 0,5 \cdot 0,47 = 0,235 \text{ (KN/m}^2\text{)}$.

$0,5 \cdot S = 23,5 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.

$0.5 S = 23.5 \text{ (daN/m}^2\text{)}$

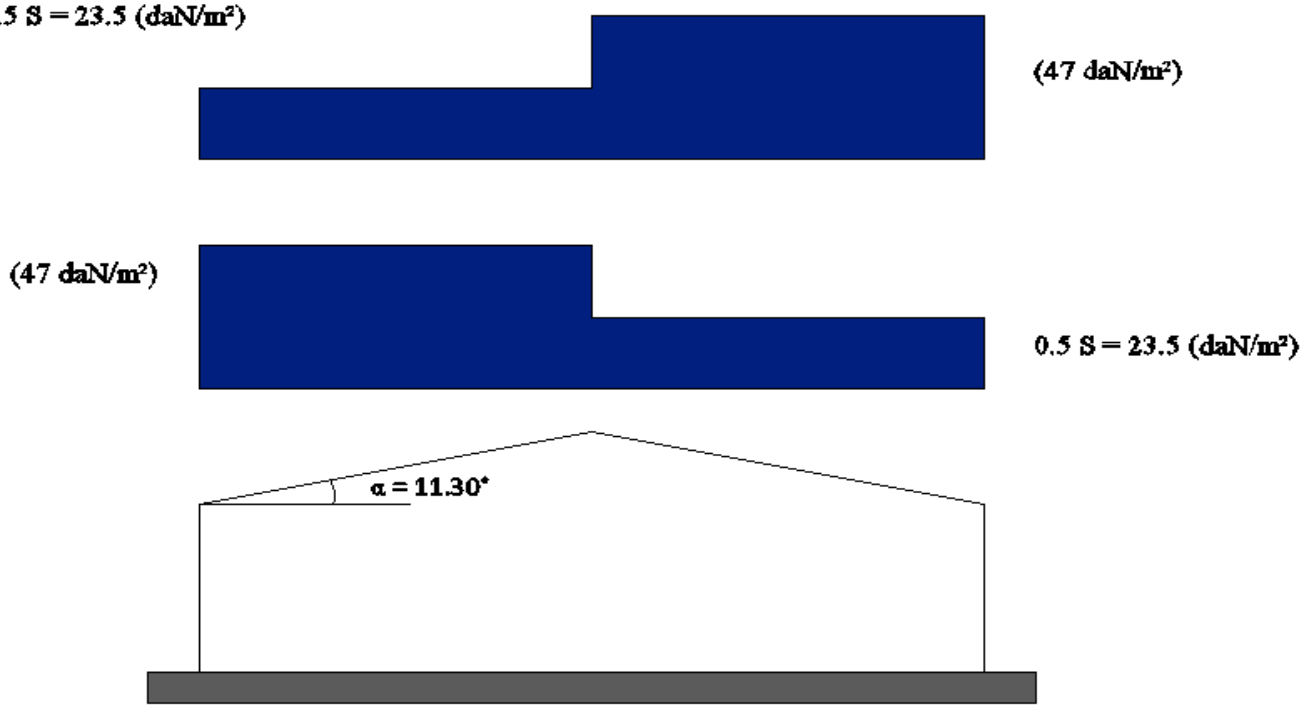


Figure:II.3 : charges de neige avec redistribution par le vent

II.3 Etude au vent selon “ R.N.V 99“ :

Il s’agit de déterminer les actions du vent s’exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- ✓ Au long pan V_2
- ✓ Au pignon V_1

Notre zone du vent est : zone I $\rightarrow Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ [R.N.V.99].

Le site plat $\rightarrow C_t(z) = 1$ [R.N.V.99].

La catégorie du terrain : III.

→ $K_T=0,22$ $Z_0=0,3m$ $Z_{min}=8m$ $\epsilon=0,37$ [R.N.V.99].

Tel que : K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{min} : hauteur minimale [m].

II.3 .1 Détermination de la pression :

La pression due au vent est donnée par formule suivante :

$Q_j= C_d \cdot W (z_j)$ [R.N.V.99].

Tel que :

C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

$W (z_j)$: est la pression nette.

II.3 .1 .1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

La structure du hangar est une structure métallique, donc on utilise la figure3.2 [R.N.V.99] afin de déterminer la valeur de coefficient C_d pour chaque direction du vent :

Valeurs de c_d

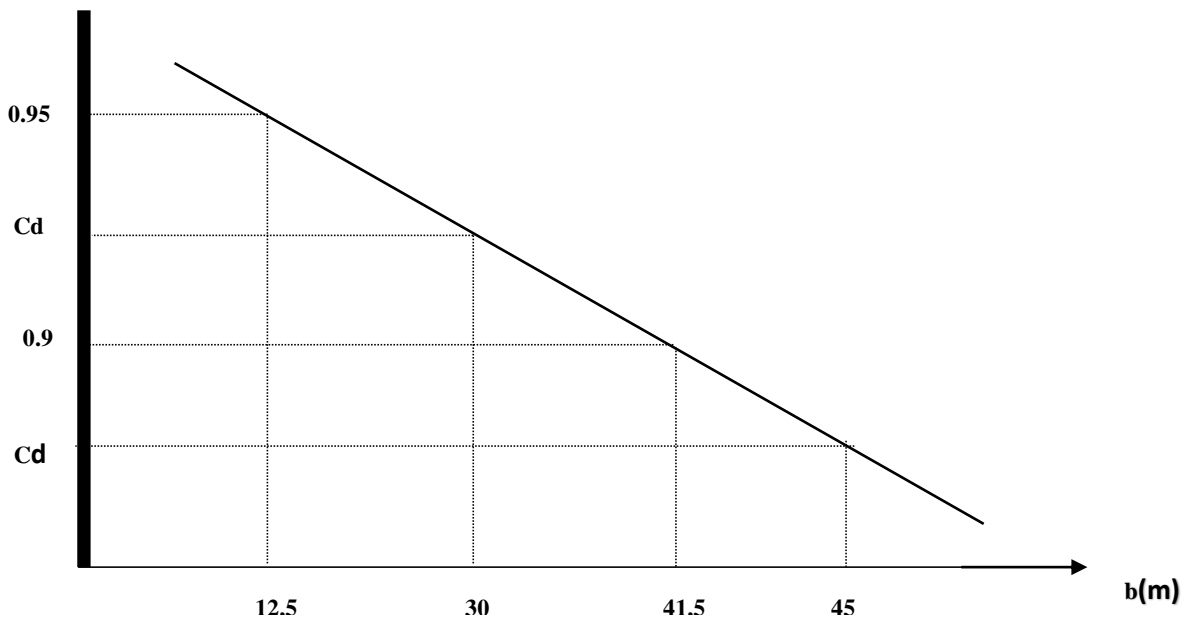


Figure:II.4 Graphe d'interpolation et d'extrapolation

II.3.1.1.1 Vent perpendiculaire au pignon :

$$\left. \begin{array}{l} h=10\text{m} \\ b=30\text{m } C_d=0,91 \end{array} \right\}$$

$$\frac{0,95 - C_d}{0,95 - 0,9} = \frac{30 - 12,5}{41,5 - 12,5} = 0,91$$

II.3.1.1.2 Vent perpendiculaire au long pan :

$$\left. \begin{array}{l} h=10\text{m} \\ b=45\text{m } C_d=0,89 \end{array} \right\}$$

$$\frac{0,95 - 0,9}{0,95 - C_d} = \frac{41,5 - 12,5}{45 - 12,5} = 0,89$$

II.3.2 Détermination de la pression nette (z_j) :

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieur à la construction et l'autre face qui est extérieur, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.99}].$$

Tel que :

$Q_{\text{dyn}}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

II.3.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$:

La pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = Q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_j) \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.99}].$$

Tel que :

$Q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$. La pression dynamique de référence pour la construction permanente donnée par le tableau 2.3 RNV 99 P 46 en fonction de la zone de vent

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition au vent.

II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:

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

$$C_{ex} = C_t^2 \cdot C_r^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot k_t}{C_r \cdot C_t}\right) \dots\dots\dots [R.N.V.99].$$

Tel que :

$$C_t = 1 \text{ et } k_t = 0,22$$

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

II.3.2.1.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

$$C_r(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \dots\dots\dots [R.N.V.99].$$

$$C_r(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} < Z \dots\dots\dots [R.N.V.99].$$

tel que :

$$Z_0 = 0,3m \quad , \quad Z_{min} = 8m$$

$Z = 10m$ dans la toiture.

$Z = 7m$ dans les parois verticales

➤ Dans la toiture:

$$Z = 10m \rightarrow Z_{min} = 8m \leq Z = 10m \leq 200m.$$

$$\text{Donc } C_r(z=10) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = 0,771$$

$$C_r(z=10) = 0,771$$

➤ Le coefficient d'exposition est:

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (0,771)^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot 0,22}{0,771 \cdot 1}\right)$$

$$C_e(z_j) = 1,781$$

➤ Pression dynamique est

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 375 \cdot 1,781 = 667,875 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 667,9 \text{ N/m}^2$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Z = 7m \rightarrow Z = 7m < Z_{min} = 8m$$

$$C_r(z=7m) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,722$$

$$C_r(z=7) = 0,722$$

➤ Le coefficient d'exposition est:

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (0.722)^2 \cdot \left(1 + \frac{7.0.22}{0.722 \cdot 1}\right)$$

$$C_r(z=7) = 1.633$$

➤ Pression dynamique est

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 375 \cdot 1.633 = 612.375 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 612.4 \text{ N/m}^2$$

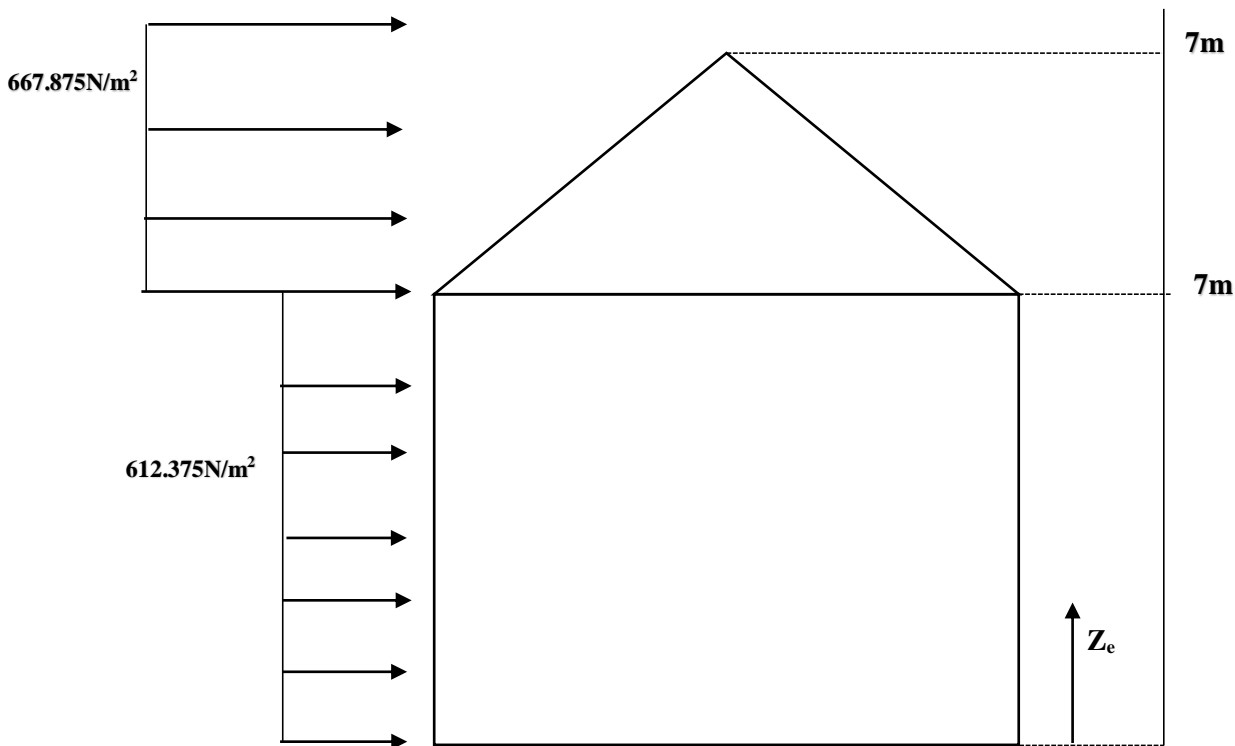


Figure II.5 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

II.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99]

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

Tel que :

S: est la surface chargée de la paroi considérée en m²

II.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (V_1):

II.3.2.2.1.1 pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a: $b=30\text{ m}$, $d=45\text{ m}$, $h=10\text{ m}$

Et $e = \min [b, 2h]=20\text{ m} \rightarrow e=20\text{ m}$.

Et on a : $d=45\text{ m} > e=20\text{ m}$.

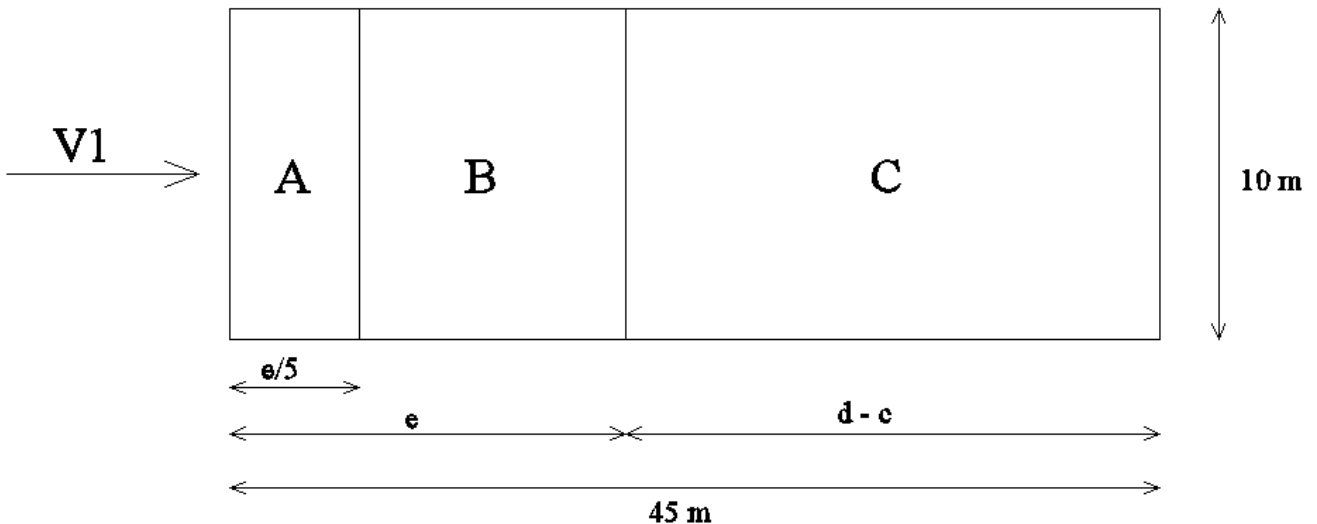


Figure II.6: Dimension des zones verticales

Tel que :

$$A = e/5 = 20/5 = 4 \text{ m} \quad \rightarrow A = 4 \text{ m.}$$

$$A + B = e \rightarrow B = e - A = 20 - 4 = 16 \text{ m} \quad \rightarrow B = 16 \text{ m.}$$

$$C = d - e = 45 - 20 = 25 \text{ m} \quad \rightarrow C = 25 \text{ m.}$$

et $D = E = 30 \text{ m}$

➤ Déterminations des surfaces:

- $S_A = 10 \times 4 = 40 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_A = 40 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$
- $S_B = 10 \times 16 = 160 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_B = 160 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$
- $S_C = 10 \times 25 = 250 \text{ m}^2 \quad \rightarrow S_C = 250 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc la formule correspond est :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C _{Pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.01 : valeurs des coefficients C_{pe} des parois verticales

II.3.2.2.1.2 pour la toiture

Pour cette direction du vent on va utiliser la légende suivante:

[R.N.V.99]

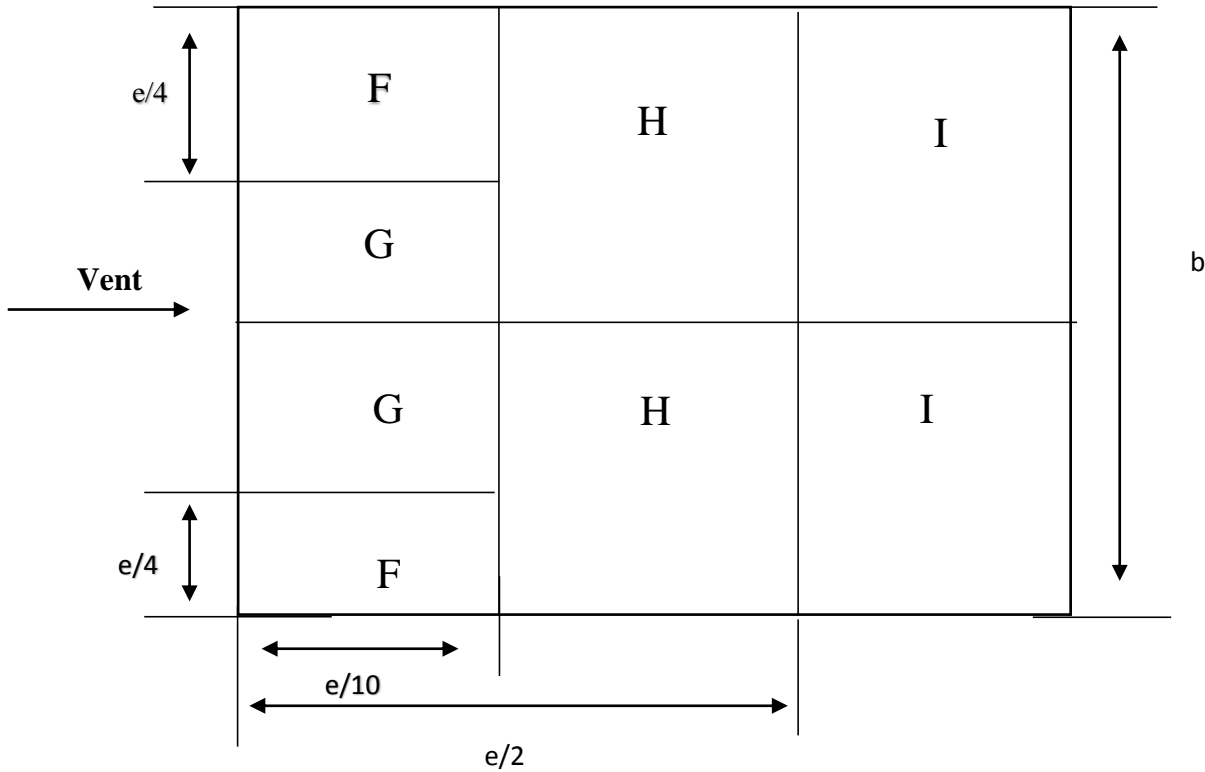


Figure II.7: légende pour les toitures

➤ Détermination des surfaces

- $S_F = e/4 \times e/10 = (20)2/40 = 10 \text{ m}^2$ → **SF=10m²**
- $S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (30 - 2 \times 20/4) \times 20/10 = 58 \text{ m}^2$ → **SG =58m² >10m²**
- $S_H = b \times (e/2 - e/10) = 240 \text{ m}^2$ → **S_H =240m² >10m²**
- $S_I > 10 \text{ m}^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures ou égal à 10m² donc la formule correspond est :

• $C_{pe} = C_{pe10}$

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-4RNV 99P70)

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.411	-1.3	-0.637	-0.5

Tableau II.02 : valeurs des coefficients C_{pe} pour toiture

II.3.2.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (V_2):

II.3.2.2.2.1 pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on a : $b = 45\text{ m}$, $d = 30\text{ m}$, $h = 10\text{ m}$

Et $e = \min [b, 2h] = 20\text{ m} \rightarrow e = 20\text{ m}$

Et on a : $d = 30\text{ m} > e = 20\text{ m}$.

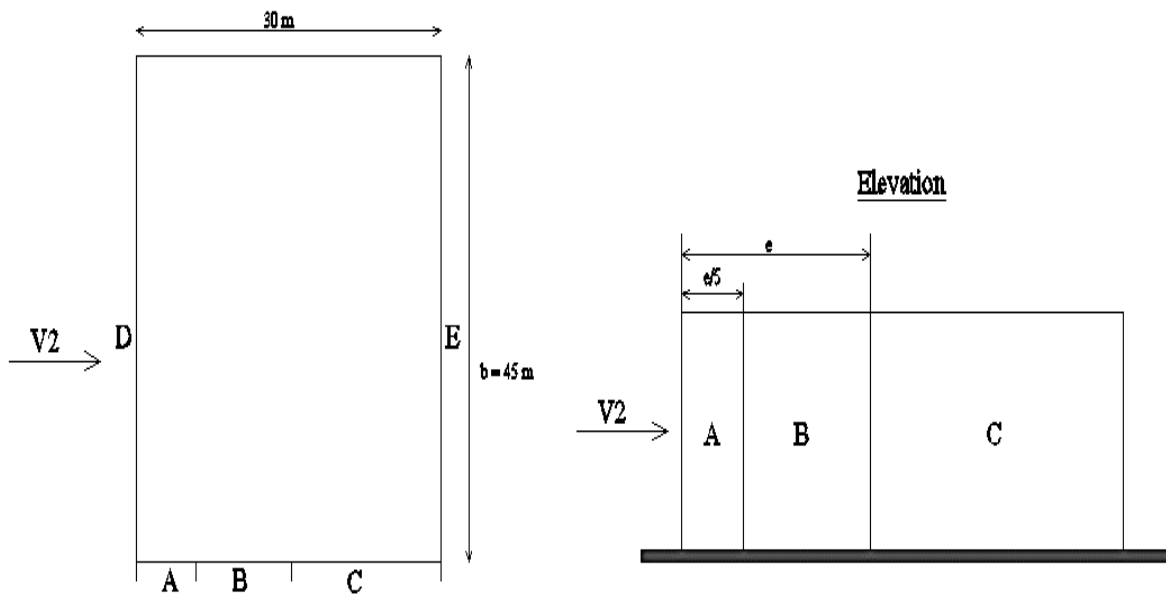


Figure II.8 : Dimension des zones verticales

Tel que :

$A=e/5=20/5=4\text{ m}$ → **A=4 m.**

$A+B=e \rightarrow B=e-A=20-4=16\text{ m}$ → **B=16m.**

$C=d-e=30-20=10\text{m}$ → **C=10m.**

et **D =E= 45m**

➤ **Déterminations des surfaces:**

• $SA=10 \times 4=40\text{m}^2$ → **SA=40m²>10m².**

• $SB=10 \times 16=160\text{m}^2$ → **SB=160m²>10m².**

• $SC=10 \times 10=100\text{m}^2$ → **SB=100m²>10m².**

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² donc la formule correspond est :

C_{pe} = C_{pe10}

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-1RNV 99P65)

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

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

Tableau II.0 3 : valeurs des coefficients C_{pe} des parois verticales

II.3.2.2.2 pour la toiture :

Pour cette direction du vent on va utiliser la légende suivante: [R.N.V.99]

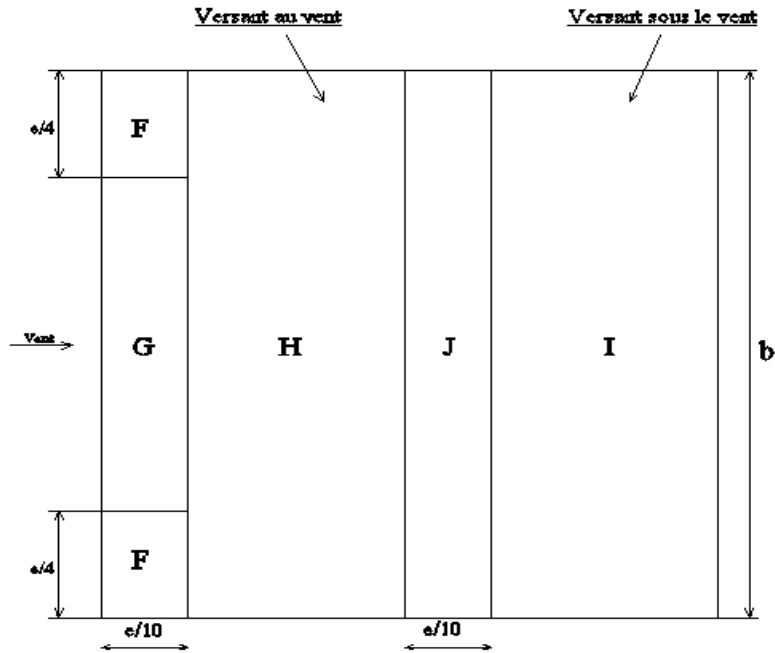


Figure II.9 : Légende pour les toitures

➤ **Déterminations des surfaces:**

- $S_F = e/4 \times e/10 = (20)^2 / 40 = 10 \text{ m}^2$
- $S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (45 - 2 \times 20/4) \times 20/10 = 70 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$.
- $S_J = b \times e/10 = 45 \times 20 / 10 = 90 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$.
- $S_H > 10 \text{ m}^2$.
- $S_I > 10 \text{ m}^2$.

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures au égale a 10 m^2 donc la formule correspond est :

• $C_{Pe} = C_{pe10}$

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-4RNV 99P70)

Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 11,30^\circ$ donc on doit faire une interpolation linéaire

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

➤ **Action vers le haut**

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1.196	-0.948	-0.411	-0.363	-0.741

Tableau II .04 : valeurs des coefficients C_{pe} pour toiture(V2)

➤ Action vers le bas

Zone	F	G	H	I	J
C _{pe}	0.126	0.126	0.126	0	0

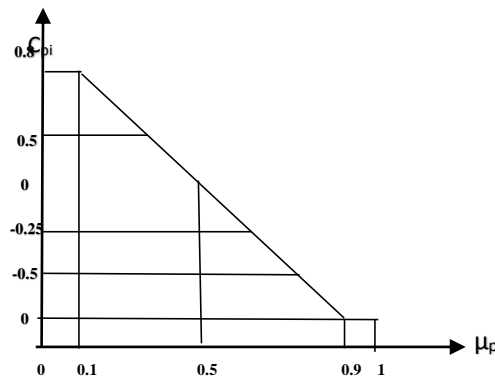
Tableau II .05 : valeurs des coefficients C_{pe} pour toiture(V2)

II. 3.2.3 Détermination de coefficient de pression intérieur :

Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad \dots\dots [\text{R.N.V.99}]$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure C_{pi} à l'aide de la figure 5 .15 [RNV99]

Figure II.10 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieure

Notre hangar possède :

➤ Pignon V₁:

- 1 porte de dimension (5x5)
- 1 porte de dimension (0.94x2.17)

➤ Long pan V₂:

Long pan 1 : 4 portes de dimension (5x5)

Long pan 2 : 4 portes de dimension (5x5)

II. 3.2.3.1 le vent perpendiculaire au pignon (V1)

L'indice de perméabilité est:

- 1^{er} cas Toutes les ouvertures sont ouvertes:

$$U_p = \frac{9(5 \times 5) + (2.17 \times 0.94)}{9(5 \times 5) + (2.17 \times 0.94)} = 1$$

$U_p = 1$ donc à l'aide de la Figure II.9, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = -0.5$

• **2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est $U_p = 0$ donc on $C_{pi} = 0.8$

II. 3.2.3.2 le vent perpendiculaire au long pan (V2)

• **1^{er} cas Toutes les ouvertures sont ouvertes:**

$$U_p = \frac{4 \times (5 \times 5) + (2.17 \times 0.94)}{9(5 \times 5) + (2.17 \times 0.94)} = 0.55$$

Et à l'aide de la Figure II.10, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.3$

• **2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est $U_p = 0$ donc on $C_{pi} = 0.8$

➤ **Détermination de la pression Q_j**

1^{er} cas ou les ouvertures sont ouvertes

✓ **Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)**

Parois verticale:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
A	-0.91	612.4	-1	-0.5	-0.5	-278.642
B	-0.91	612.4	-0.8	-0.5	-0.3	-167.185
C	-0.91	612.4	-0.5	-0.5	0	0
D	-0.91	612.4	+0.8	-0.5	1.3	724.469
E	-0.91	612.4	-0.3	-0.5	0.2	111.456

Toiture:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	-0.91	667.9	-1.411	-0.5	-0.911	-553.695
G	-0.91	667.9	-1.3	-0.5	-0.8	-486.231
H	-0.91	667.9	-0.637	-0.5	-0.137	-83.267
I	-0.91	667.9	-0.5	-0.5	0	0

Tableau II.06 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V1)

Vent perpendiculaire au long pan (direction V2)

Parois verticale:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	612.4	-1	0.3	-1.3	-708.547
B	0.89	612.4	-0.8	0.3	-1.1	-599.540
C	0.89	612.4	-0.5	0.3	-0.8	-436.029
D	0.89	612.4	+0.8	0.3	0.5	272.58
E	0.89	612.4	-0.3	0.3	-0.6	-327.022

Toiture:

Vers le haut:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	0.89	667.9	-1.196	0.3	-1.496	-829.269
G	0.89	667.9	-0.948	0.3	-1.248	-741.850
H	0.89	667.9	-0.411	0.3	-0.711	-422.640
I	0.89	667.9	-0.363	0.3	-0.663	-394.108
J	0.89	667.9	-0.741	0.3	-1.041	-618.803

Vers le bas

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	0.89	667.9	0.126	0.3	-0.174	-103.431
G	0.89	667.9	0.126	0.3	-0.174	-103.431
H	0.89	667.9	0.126	0.3	-0.174	-103.431
I	0.89	667.9	0	0.3	-0.03	-178.330
J	0.89	667.9	0	0.3	-0.03	-1788.330

Tableau II.07 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V2)2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:

✓ Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)

Parois verticale:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
A	0.91	612.4	-1	+0.8	-1.8	1003.111
B	0.91	612.4	-0.8	+0.8	-1.6	-891.654
C	0.91	612.4	-0.5	+0.8	-1.3	-724.469
D	0.91	612.4	+0.8	+0.8	0	0
E	0.91	612.4	-0.3	+0.8	-1.110	613.012

Toiture:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
F	0.91	667.9	-1.411	+0.8	-2.211	-1343.821
G	0.91	667.9	-1.3	+0.8	-2.1	-1276.356
H	0.91	667.9	-0.63	+0.8	-1.437	-873.392
I	0.91	667.9	-0.5	+0.8	-1.3	-790.125

Tableau II.08 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V1)**Vent perpendiculaire au long pan (direction V2)****Parois verticale:**

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
A	0.89	612.4	-1	+0.8	-1.8	-981.064
B	0.89	612.4	-0.8	+0.8	-1.6	-872.057
C	0.89	612.4	-0.5	+0.8	-1.3	-708.546
D	0.89	612.4	+0.8	+0.8	0	0
E	0.89	612.4	-0.3	+0.8	-1.1	-559.539

Toiture:**Vers le haut:**

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
F	0.89	667.9	-1.196	+0.8	-1.996	-1186.484
G	0.89	667.9	-0.948	+0.8	-1.748	-1039.065
H	0.89	667.9	-0.411	+0.8	-1.211	-719.855
I	0.89	667.9	-0.363	+0.8	-1.163	-691.323
J	0.89	667.9	-0.741	+0.8	-1.541	-916.018

Vers le bas

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
F	0.89	667.9	0.126	+0.8	-0.674	-400.646
G	0.89	667.9	0.126	+0.8	-0.674	-400.646
H	0.89	667.9	0.126	+0.8	-0.674	-400.646
I	0.89	667.9	0	+0.8	-0.8	-475.544
J	0.89	667.9	0	+0.8	-0.8	-475.544

Tableau II.09 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V2)

II.3.3 Détermination de la force de frottement:

Une force complémentaire doit être introduite pour la construction allongée pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parrèle à la direction du vent :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times S_{fr.j} \times C_{fr.j}) \dots\dots\dots [R.N.V.99].$$

Ou :

j : indique un élément de surface parallèle a la direction du vent

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

q_{dyn}:(en N / m²) est la pression dynamique du vent

S_{fr.j}:(en m²) l'air de l'élément de surface j

C_{fr.j} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

On a un état de surface très rugueux (nervures) alors C_{fr.j}= 0.04

• **Vent perpendiculaire au pignon**

On a: d= 45m; b= 30m; h=10m

$$\frac{d}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 3$$

$$\frac{d}{b} = \frac{45}{10} = 4.5 > 3$$

L'une des conditions n'est pas satisfaite donc la force de frottement existe

• **Parois vertical:**

$$S_{fr} = d \times h \dots\dots\dots [R.N.V.99].$$

$$S_{fr} = 45 \times 7 = 315 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 61.24 \times 0.04 \times 2 \times 315 = 1543.24 \text{ daN}$$

• **toiture**

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} \cdot d$$

$$S_{fr} = \frac{30}{\cos 11.30} \cdot 45 = 1376.68 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 66.79 \times 0.04 \times 1376.68 = 3677.93 \text{ daN}$$

La force de frottement est

$$F_{fr} = 1543.24 + 3677.93 = 5221.17 \text{ daN}$$

II.3.4 Action d'ensemble:

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (Q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \dots \dots \dots [R.N.V.99].$$

Q_j : (en N / m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface

S_j : (en m²) l'air de l'élément de surface j

F_{frj} : (en N) désigne les forces de frottement

➤ **Action d'ensemble (les ouvertures sont ouvertes)**

A) Direction du vent V1

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	72.44x210=15212.4 → 72.44x45=3259.8 →	0
E	11.14x210=2339.4 → 11.14x45=501.3 →	0
F1	0	55.36x10 x cos(α)=542.86 ↑
F2	0	55.36x10 x cos(α)=542.86 ↑
G	0	48.62x58 x cos(α)=2765.29 ↑
H	0	8.32x240 x cos(α)=1958.09 ↑
I	0	0
F_{FR}	8899.11 →	
R	30212.01 →	5809.1 ↑

Tableau II .10 : valeurs des forces résultantes de vent(V1)

B) Direction du vent V2

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	$27.25 \times 315 = 8583.75$ →	0
E	$32.70 \times 315 = 10300.5$ →	0
F1	$88.92 \times 10 \times \tan(\alpha) = 177.67$ ←	$88.92 \times 10 = 8892$ ↑
F2	$88.92 \times 10 \times \tan(\alpha) = 177.67$ ←	$88.92 \times 10 = 8892$ ↑
G	$74.18 \times 70 \times \tan(\alpha) = 1037.58$ ←	$74.18 \times 70 = 5192.6$ ↑
H	$42.26 \times 585 \times \tan(\alpha) = 4932.94$ ←	$42.26 \times 585 = 24663.6$ ↑
I	$39.41 \times 585 \times \tan(\alpha) = 4606.81$ →	$39.41 \times 585 = 23054.85$ ↑
J	$61.18 \times 90 \times \tan(\alpha) = 1100.24$ →	$61.18 \times 90 = 5506.2$ ↑
R	18265.44 →	76201.25 ↑

Tableau II.11 : valeurs des forces résultantes de vent(V2)

➤ **Action d'ensemble (les ouvertures sont fermées)**

A) Direction du vent V1

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	0	0
E	$61.30 \times 210 = 12873$ → $61.30 \times 45 = 2758.5$ →	0
F1	0	$134.38 \times 10 \times \cos(\alpha) = 1317.74$ ↑
F2	0	$134.38 \times 10 \times \cos(\alpha) = 1317.74$ ↑
G	0	$127.63 \times 58 \times \cos(\alpha) = 7259.03$ ↑
H	0	$87.33 \times 240 \times \cos(\alpha) = 20552.89$ ↑
I	0	$79.01 \times 1050 \times \cos(\alpha) = 81352.28$ ↑
F _{FR}	52217.17 →	
R	20852.67 →	111799.08 ↑

Tableau II.12 : valeurs des forces résultantes de vent(V1) cas fermée

B) Direction du vent V2

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	0	0
E	59.95x315 =18884.25 →	0
F1	118.64x10 x tag(α)=237.06 ←	118.64x10=1186.4 ↑
F2	118.64x10 x tag(α)=237.06 ←	118.64x10=1186.4 ↑
G	103.90x90 x tag(α)=1868.51 ←	103.90x90=9351 ↑
H	71.98x585 x tag(α)=8414.06 ←	71.98x585=42108.3 ↑
I	69.13x585 x tag(α)=8080.91 →	69.13x585=40441.05 ↑
J	91.60x90 x tag(α)=1647.313 →	91.60x90=8244 ↑
R	17855.783 →	102517.15 ↑

Tableau II.13 : valeurs des forces résultantes de vent(V2) cas fermée

II.3.5 Calcul de stabilité d'ensemble:

II.3.6 Vérification de la stabilité transversale:

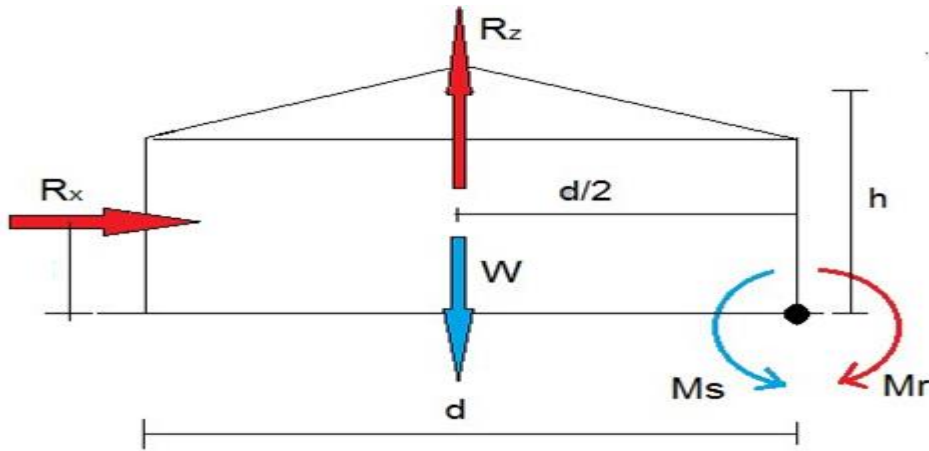


Figure II.11 : Résultantes de la pression de vent sur la section transversale de la structure

➤ Coordonnées des points d'application :

Zone	Composante Horizontale T (daN)	Composante verticale u (daN)	coordonnés de point d'application		
			x(m)	y(m)	z(m)
D	0	0			
E	18884.25 →	0	30	22.5	3.5
F1	237.06 ←	1186.4 ↑	1	2.5	7.2
F2	237.06 ←	1186.4 ↑	1	42.5	7.2
G	1868.51 ←	9351 ↑	1	22.5	7.2
H	8414.06 ←	42108.3 ↑	8.5	22.5	8.7
I	8080.91 →	40441.05 ↑	23.5	22.5	8.3
J	1647.313 →	8244 ↑	16	22.5	9.8
R _x	17855.783 →		X _T = 39.70 m	Y _T = 22.5 m	Z _T = 3.31 m
R _z		102517.15 ↑	X _u = 14.16 m	Y _U = 22.5 m	Z _U = 22.5 m

Tableau II .14 : valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'application

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} = \frac{18884.25 \times 30 - 237.06 \times 2 - 1868.51 \times 1 - 8414.06 \times 8.5 + 8080.91 \times 23.5 + 1647.313 \times 16}{17855.83} = 39.70 \text{ m}$$

$$Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} = 22.5 \text{ m}$$

$$Z_T = \frac{\sum Z_i \cdot x_i}{\sum Z_i} = \frac{18884.25 \times 3.5 - 237.06 \times 14.2 - 1868.51 \times 7.2 - 8414.06 \times 8.7 + 8080.91 \times 8.3 + 1647.313 \times 9.8}{17855.83} = 3.31 \text{ m}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} = \frac{1186.4 \times 1 + 1186.4 \times 1 + 9351 \times 1 + 42108.3 \times 8.5 + 40441.05 \times 23.5 + 8244 \times 16}{102517.15} = 14.16 \text{ m}$$

$$Z_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} = 22.5 \text{ m}$$

$$Z_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} = \frac{1186.4 \times 7.2 + 1186.4 \times 7.2 + 9351 \times 7.2 + 42108.3 \times 8.7 + 40441.05 \times 8.3 + 8244 \times 9.8}{102517.15} = 8.45 \text{ m}$$

➤ **Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 3.31 R_x + R_z (30 - 14.16)$$

$$M_R = 3.31 \times 17855.83 + 102517.15 (30 - 14.16)$$

$$M_R = 1682974.453 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_S = W \times b / 2 = W \times 15$$

Avec:

$W = 50 \text{ daN/m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment

$$W = 50 \times 30 \times 45 = 67500 \text{ daN}$$

$$M_S = 67500 \times 15 = 1012500 \text{ daN.m}$$

$M_R > M_S$: la stabilité transversale n'est pas vérifiée

Il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$M_S = W \times b / 2 \geq M_R = 1682974.453 \text{ daN.m}$$

D'où:

$$W \geq \frac{M_R}{b/2} = \frac{1682974.453}{15} = 112198.29 \text{ daN}$$

Le poids propre du bâtiment : $W = 50 \times 30 \times 45 = 67500 \text{ daN}$

Il faut dimensionner les semelles de fondations de manière à ce que leurs poids soient au minimum de :

$$112198.29 - 67500 = 44698.29 \text{ daN}$$

Nombre total de poteaux $10 \times 2 = 20$

Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de :

$$\frac{44698.29}{20} = 2234.91 \text{ daN}$$

Le volume du béton nécessaire est de : $\frac{2234.92}{2400} = 0.93 \text{ m}^3$

(Semelle de 1 m^3 par 0.93 m de profondeur).

Remarque :

Pour des raisons plastiques et de sécurité on opte pour une semelle de 1 m^2 par 1m de profondeur.

Le poids additionnel du aux semelles de fondations

$$W = 1 \times 2400 \times 20 = 48000 \text{ daN}$$

Le poids total de la construction sera donc

$$W = 67500 + 48000 = 115500 \text{ daN}$$

Remarque:

Le poids volumique du béton supposé égale à $2400 \text{ kg} / \text{m}^3$

$$1 \text{ daN} = 1 \text{ Kgf}$$

II.3.7 Vérification de la stabilité longitudinale

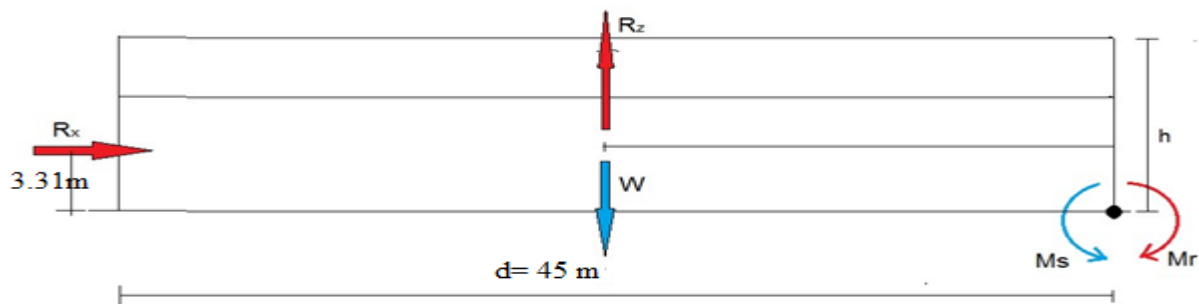


Figure II.12:-Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.

➤ **Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 3.31R_x + R_z(22.5)$$

$$M_R = 3.31 \times 20852.67 + 111799.08(22.5)$$

$$M_R = 2584501.63 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_S = W \times d / 2 = W \times 22.5$$

Avec:

$W = 50 \text{ daN} / \text{m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment

$$W=50 \times 30 \times 45=67500 \text{ daN}$$

$$M_S= 67500 \times 22.5=1518750 \text{ daN.m}$$

$M_R > M_S$: la stabilité longitudinale n'est pas vérifiée

Il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$M_S= W \times d/ 2 \geq M_R= 2584501.63 \text{ daN.m}$$

D'ou:

$$W \geq \frac{M_R}{d/2} = \frac{2584501.63}{22.5} = 114866.73 \text{ daN}$$

Le poids propre du bâtiment : $W=50 \times 30 \times 45=67500 \text{ daN}$

Il faut dimensionner les semelles de fondations de manière a ce que leurs poids soient au minimum

de :

$$114866.73 - 67500 = 47366.73 \text{ daN}$$

Nombre total de poteaux $10 \times 2= 20$

Le poids minimal d'une semelle en béton doit donc être de:

$$\frac{47366.73}{20} = 2368.33 \text{ daN}$$

Le volume du béton nécessaire est de : $\frac{2368.33}{2400} = 0.98 \text{ m}$

(Semelle de 1 m^3 par 1 m de profondeur).

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCOD.3 et l'ouvrage de (DAHMANI. L 2014), le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profile concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages et les potelets

III.1 Les pannes :

Les pannes sont des éléments de Profile laminée, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Qui, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H. Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatiques.

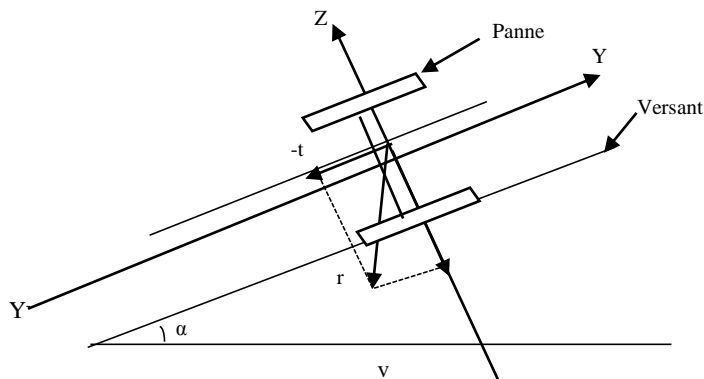


Figure III.1: Disposition de la panne sur la toiture

III.1 .1Dimensionnement des pannes

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=5m$

La distance entre axes des pannes est de $d=1.53m$ on aura alors 11 pannes sur chaque versant de toiture.

L'inclinaison de chaque versant est $\alpha=11.30^\circ$.

Les pannes sont en acier S235.

- $F_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

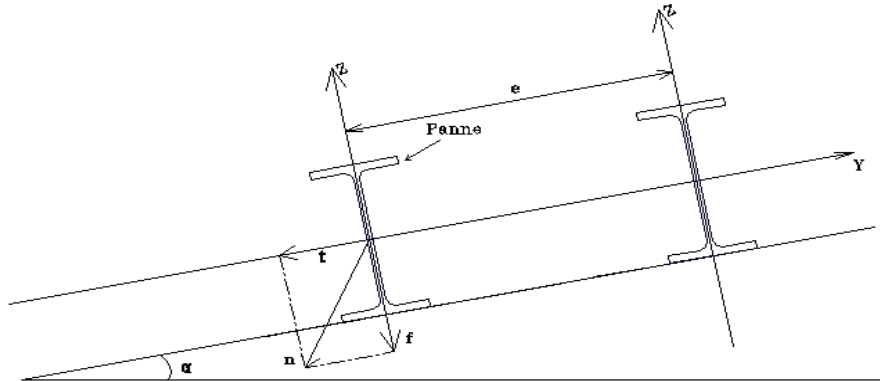


Figure III.2:Orientation des charges sur les pannes

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges

Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profile :

➤ Détermination de la section de la panne

a) Les charges variables

1) Surcharges du vent (V)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent
(Zone F : vent de soulèvement)

$V = -134.38 \text{ daN/m}^2$(chapitre II, tableau II.08).

$V = -134.38 \times 1.53$

$V = -205.60 \text{ daN/ml}$

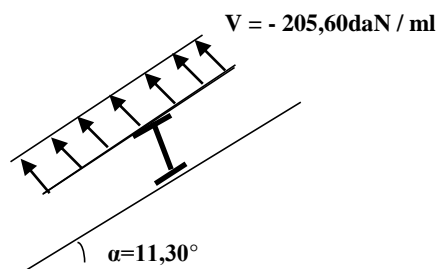


Figure III.3: Surcharge du vent sur la panne

2) Surcharge 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.

$N = 47 \text{ daN/m}^2$(chapitre II. étude de la neige).

$$N = 47 \times 1,53 \cos 11,30^\circ = 70.51 \text{ daN/ml}$$

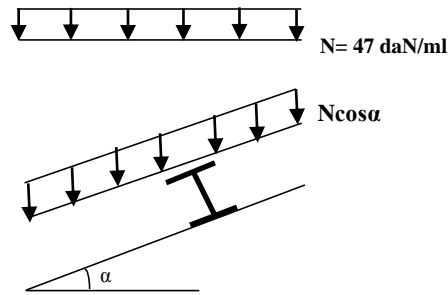


Figure III.4: Surcharge de neige sur la panne

3) 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/m2 de la surface de la Couverture

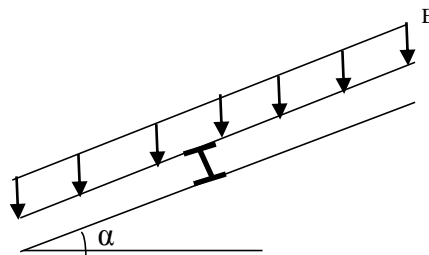


Figure III.5: Surcharge d’entretien sur la panne

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

$$E = 60 \times 1.53 = 91.8 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges permanentes G: (sauf p_{profile})

- poids de toiture: $G_1 = 12.84 \text{ daN/m}^2$ (Site européen Algérie)
- Poids de l’accessoire : $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) \times e = (12.84 + 3) \times 1.53 = 24.23 \text{ daN/ml}$$

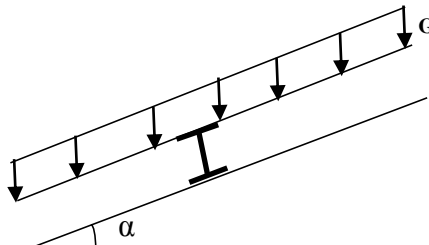


Figure III.6: Surcharge permanente G sur les pannes

c) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$zz' \rightarrow G \sin \alpha - V = 24,23 \sin 11,30 - 205,60 = -200,85 \text{ daN/ml.}$$

Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5q l^4}{384 EI_y} < \frac{l}{200} \iff I_y \geq \frac{1000 q z l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 200,85 \times (5)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 3,113 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 311,337 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est IPE 140

Les caractéristiques du profilé IPE 140 qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant:

<i>G (Kg/m)</i>	<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>t_w (mm)</i>	<i>t_f (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>
12,9	140	73	112,2	4,7	6,9	16,4
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>W_{ply} (cm³)</i>	<i>W_{plz} (cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>i_z (cm)</i>	<i>W_{ely} (cm³)</i>
541	44,9	88,3	19,3	5,74	1,65	77,3

Tableau III .1: caractéristique d'IPE140

➤ **Evaluation des charges:**

Les charges permanentes

- Poids de toiture : $G_1 = 12.84 \text{ daN/m}^2$ (Site européen Algérie)
- Poids de l'accessoire : $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la panne: $G_3 = 12.9 \text{ daN/m}$
- $G = (G_1 + G_2) \times e + G_3 = (12.84 + 3) \times 1.53 + 12.9 = 37.13 \text{ daN/ml}$

III. 1 .3 Décomposition des charges les plus défavorables

➤ **Action vers le bas:**

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 37.13 + 1.5 \times 91.8 = 187.82 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 37.13 + 1.5 \times 70.51 = 155.89 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Action vers le haut :**

$$Q_{z;sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 37.13 \cos \alpha - 1.5 \times 205.60 = -271.98 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 37.13 \sin \alpha = 9.82 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

➤ Déversement de l'élément:

$$Q_z; sd = -271.98 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y; sd = 9.82 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_z s d x l^2}{8} = \frac{271.98 \times 5^2}{8} = 849.93 \text{ daN.m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_y s d x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{9.81 \times 2.5^2}{8} = 7.66 \text{ daN.m}$$

III.1.4 Vérification a l'état limite ultime

III.1.4.1 vérification a la flexion

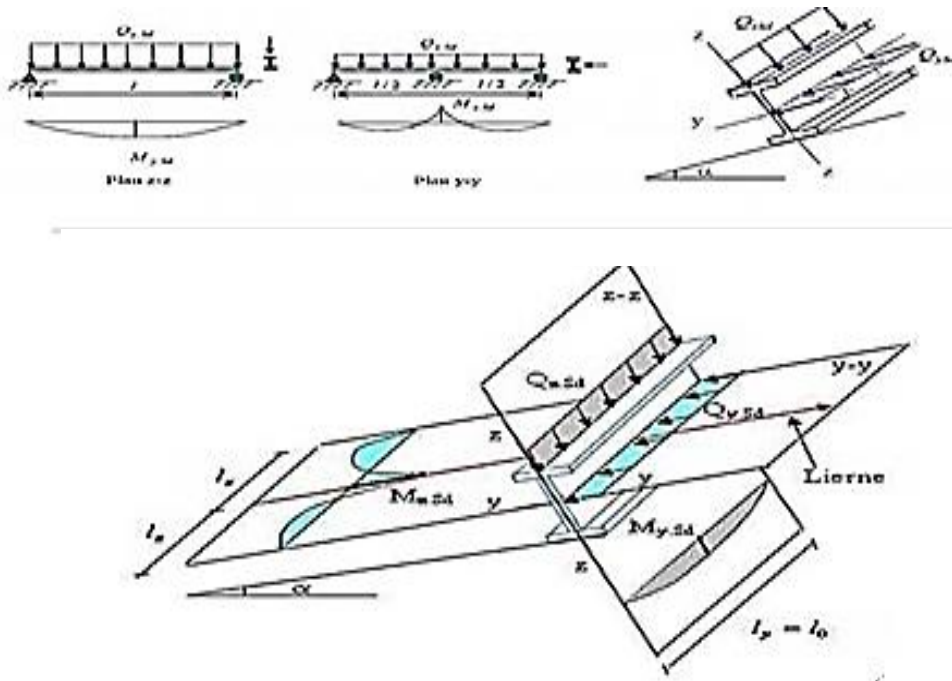


Figure III.7: Panne de toiture en flexion (DAHMANI, L 2014)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\left[\frac{M_{y;sd}}{M_{p;ly;sd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z;sd}}{M_{p;lz;sd}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots [Ec3]$$

Section en H et I : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec : $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;Rd}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$

➤ la classe de profile

Donc la section IPE 140 est de classe 1

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

$$W_{pl,z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,sd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,sd}} \right]^\beta = \left[\frac{849.93}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{7.66}{412.32} \right]^1 = 0.22 < 1 \dots\dots\dots$$

III.1.4.2 vérification au cisaillement:

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{Vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ et } V_{plyRd} = \frac{A_{Vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

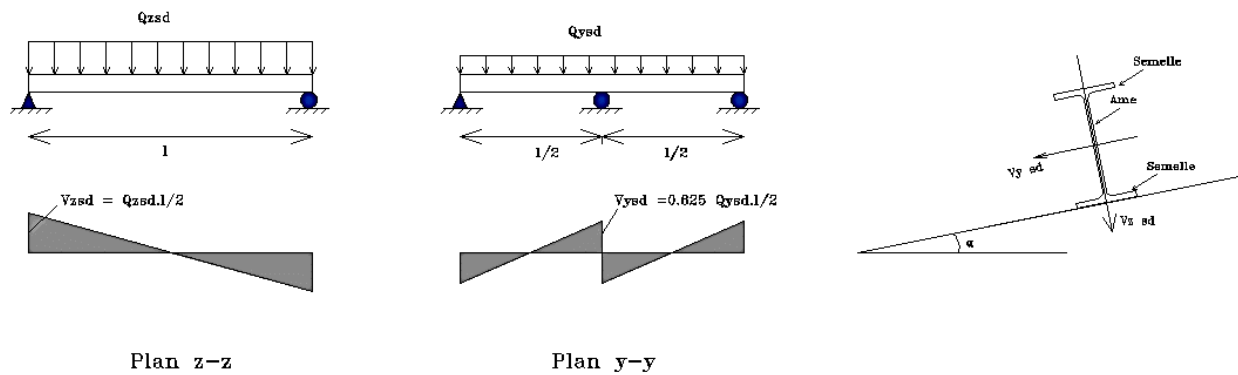


Figure III.8: panne de toiture en cisaillement

- V_{ysd} : effort tranchant dans le plan de la semelle
- V_{zsd} : effort tranchant dans le plan de l'âme
- V_{plyRd} : résistance plastique de la section a l'effort tranchant
- V_{plzRd} : résistance plastique a l'effort tranchant
- A_{Vz} et A_{Vy} : aire de cisaillement (profilé IPE 140) en cm^2
- $\gamma_{M0} = 1.1$: facteur de résistance en section

$$A_{Vz} = 7.64 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{Vy} = A - A_{Vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{271.98 \times 5}{2} = 679.95 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 9.81 \times 5/2 = 15.32 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{7.64 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{8.76 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 1080.84 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.4. 3 vérifications au moment fléchissant (déversement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} < 1$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{plRd}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

B_w=1 section de classe 1

Et $\gamma_{M0} = 1.1$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{(C1)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{l/z}{\frac{h}{\bar{r}_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

avec :

C1= 1.88 charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{500/1.65}{(1.88)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{500 \cdot 1.65}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 118.36$$

$$\text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \dots \text{[Ec3]}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ alors } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{118.36}{93.9} \right) \sqrt{1} = 1.26$$

On utilise les tableaux de l'annexe 6 on calcule directement les valeurs du coefficient de réduction

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.26 \rightarrow$ Tableau de l'annexe 6 courbe de flambement a on lit directement

$$\chi_{LT} = 0.4934$$

$$\text{Donc } M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{plRd}}{\gamma_{M0}} = 0.4934 \times 1 \times 1886.41 = 930.75 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} = \frac{849.93}{930.75} + \frac{7.66}{412.32} = 0.93 < 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.5 Vérification a l'état limite de service

III.1.5.1 vérification a la flèche

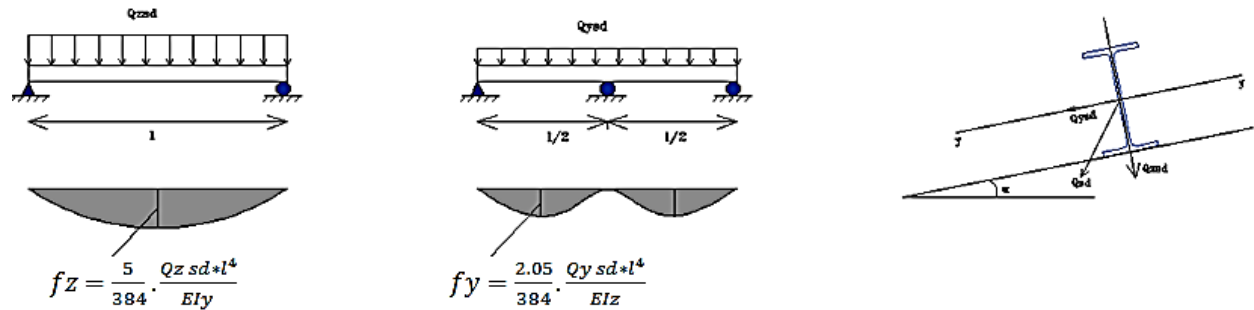


Figure III.9: vérification de la flèche

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

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

$$Q_{zsd} = 271.98 \text{ daN/ ml}$$

$$Q_{ysd} = 9.82 \text{ daN/ ml}$$

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5Q_{zsd}}{384 EI_y} \times l^4 = \frac{5 \times 271.98 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541} \times (500)^4 = 1.94 \text{ cm}$$

$f_z \leq f_{adm}$ condition vérifiée

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{500/2}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5Q_{ysd}}{384 EI_y} \times l^4 = \frac{5 \times 9.82 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 44.9} \times (250)^4 = 0.052 \text{ cm}$$

$f_y \leq f_{adm}$ condition vérifiée

La flèche est vérifiée

Conclusion

Le profile laminé choisi (IPE 140) est vérifiée à l'état limite ultime et sévices donc vérifié a la sécurité a la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.1.6 Etude de l'échantignolle

Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation d'attacher les pannes au fermes. Il est réalisé au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

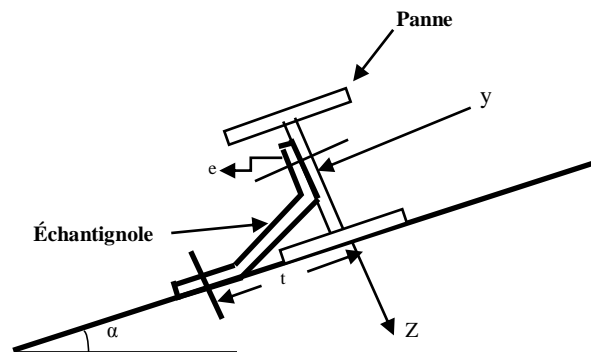


Figure III.10: disposition de l'échantignolle

Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z;sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 37.13 \cos \alpha - 1.5 \times 205.60 = -271.98 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y;sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 37.13 \sin \alpha = 9.82 \text{ daN/ml}$$

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

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

Pour un IPE 140: $b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

$$7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm} \text{ soit } t = 9 \text{ cm}$$

• Echantignolle de rive

$$R_z = Q_{zsd} \times (l/2) = 271.98 \times (5/2) = 679.5 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times (l/2) = 9.8 \times (5/2) = 24.5 \text{ daN}$$

• Echantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \times R_z = 2 \times 679.5 = 1359 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times R_y = 2 \times 24.5 = 49 \text{ daN}$$

• Moment de renversement

$$M_R = R_z \times t + \frac{R_y \times h}{2} = 1359 \times 9 + \frac{49 \times 14}{2} = 12574 \text{ daN.cm}$$

III.1.6.1 Dimensionnement de l'chantignolle

Dans la construction métallique généralement les chantignolle sont des éléments formés à froid la classe de la section est moins de classe 3 selon l'Eurocode 3 la section travaillant à la flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_{Sd} \leq M_{el ; Rd}$$

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

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

III.1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'chantignolle

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{12574 \times 1.1}{2350} = 5.88 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} (\text{pour les sections rectangulaires})$$

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

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.88}{15}} = 1,53 \text{ cm}$$

Remarque

La largeur de l'chantignolle ($b = 210 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la Traverse, IPE550 (voir chapitre : étude du portique).

III.1.7 Calcul des liernes

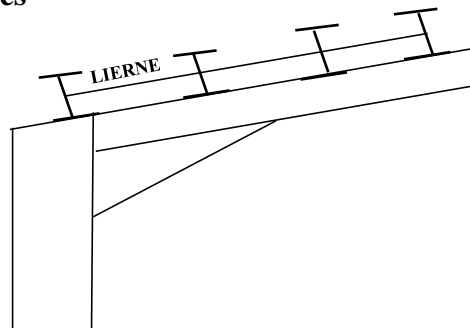


Figure III.11: Dispositions des liernes.

Introduction

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.

III.7.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne :

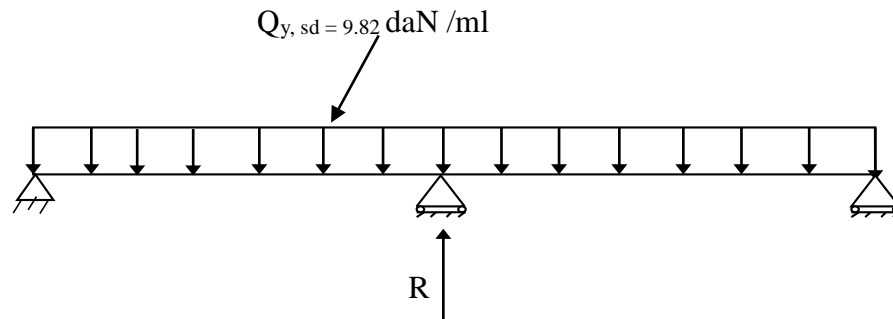


Figure III.12:Chargement des liernes.

$$R = 1.25 Q_{y,x} l / 2 = 1.25 \times 9.82 \times 5 / 2 = 30.68 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R / 2 = 30.68 / 2 = 15.34 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 30.68 + 15.34 = 46.02 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 30.68 + 46.02 = 76.7 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 30.68 + 76.7 = 107.38 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 : T_5 = R + T_4 = 30.68 + 107.38 = 138.06 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_6 : T_6 = R + T_5 = 30.68 + 138.06 = 168.74 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_7 : T_7 = R + T_6 = 30.68 + 168.74 = 199.42 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_8 : T_8 = R + T_7 = 30.68 + 199.42 = 230.1 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_9 : T_9 = R + T_8 = 30.68 + 230.1 = 260.78 \text{ daN}$$

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

$$\theta = \arctan \frac{1.53}{2.5} = 31.46^\circ$$

$$T_{10} = T_9 / 2 \sin \theta = 260.78 / 2 \sin 31.46^\circ = 198.10 \text{ daN}$$

III.7.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_9

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

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \dots [Erc3]$$

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

$$N_{sd} = T_8 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_8 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{260.78 \times 1.1}{2350} \geq A \longrightarrow 0.122 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0.122 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.122}{\pi}}$$

$\phi = 0.39 \text{ cm}$ soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 4 \text{ mm}$

Pour des raisons plastique et pour plus de sécurité on opt pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

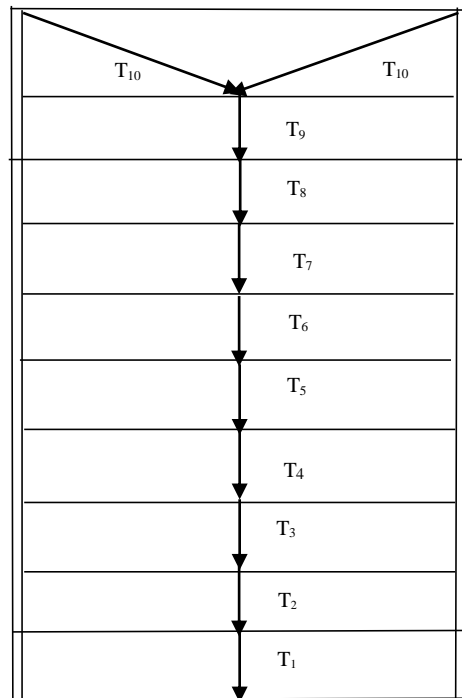


Figure III.13: Efforts dans les liernes.

III.2 lisse de bardage

Les Lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils minces pliés. 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.

III.2 .1 Dimensionnement de la lisse

Chaque lisse repose sur deux appuis de distance

→ $L = 5\text{m}$ sur le long pan

→ $L = 5\text{m}$ sur le pignon

Espacement à l'écartement des lisses $d = 1.6$

On dispose 5 lignes de lisse sur chaque paroi

Les lisses sont en acier S235

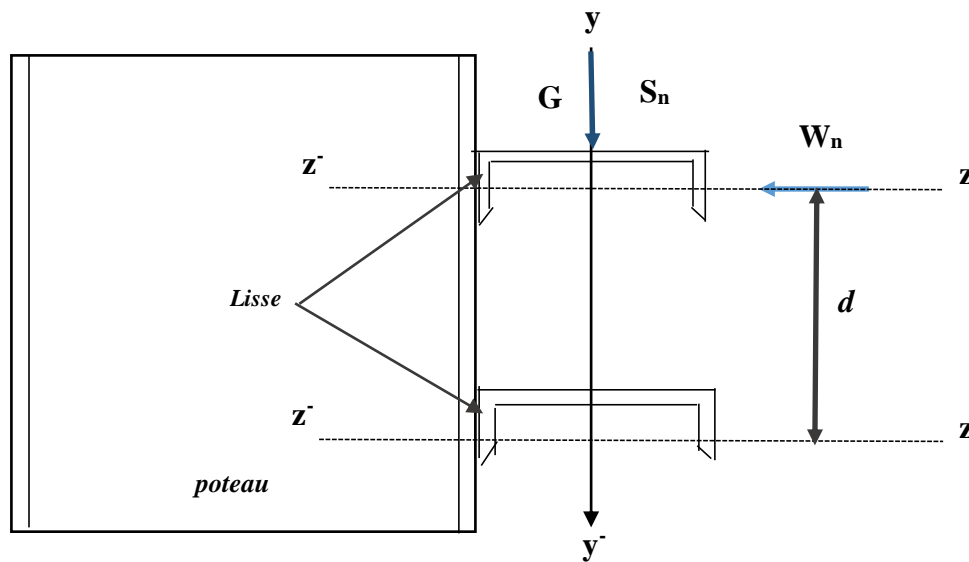


Figure : III. 14 Disposition de la lisse de bardage.

III.2 .2Vérification de la lisse de long pan

III.2 .2.1 Détermination de la section de la lisse

le vent :

$$v = 98,106 \times 1,6 = 156,96 \text{ daN/ml}$$

$$v = 156,96 \text{ daN/ml}$$

➤ les charges permanentes

$$\text{Bardage : } G_1 = 11,42 \text{ daN/m}^2 \quad \dots\dots \text{ (Site européen Algérie)}$$

Le poids propre de l'accessoire: $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2) \times e = (11.42 + 3) \times 1.6 = 23.07 \text{ daN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges ELS**

On prend les combinaisons les plus défavorables

$$y'y': G = 23,07 \text{ daN/ml}$$

$$z'z': \text{ sur le long pan: } 156.96 \text{ daN/ml}$$

Dans notre cas on a une poutre posée sur des appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est:

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5q l^4}{384 EI_y} \leq \frac{l}{200} \iff I_y \geq \frac{1000qzl^3}{384E} = \geq \frac{1000 \times 156,96 \times (5)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 2,43 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 243,30 \text{ cm}^4$$

$$f_z = \frac{5q l^4}{384 EI_z} \leq \frac{l/2}{200} \iff I_z \geq \frac{1000qy(\frac{l}{2})^3}{384E} = \geq \frac{1000 \times 23,07 \times (5/2)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_z \geq 4,47 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 = 4,47 \text{ cm}^4$$

Donc le profilé qui correspond est UPE 140

Les caractéristiques du profilé UPE 140 qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant:

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
14,5	140	65	98	5	9	18,4
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$Wply \text{ (cm}^3\text{)}$	$Wplz \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$Wely \text{ (cm}^3\text{)}$
600	78,8	98,8	33,2	5,71	2,07	33,2

Tableau III.2: caractéristique d'UPE140

➤ **Evaluation des charges**

Le vent

$$v = 156,96 \text{ daN/ml}$$

Les charges permanentes

- Bardage : $G_1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G_3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- $G = (G_1 + G_2) \times e + G_3 = (11.42 + 3) \times 1,6 + 14.5 = 37.57 \text{ daN/ml}$

Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{y\text{sd}} = \frac{Qz\text{sd}x l^2}{8} = \frac{1.5Vx l^2}{8} = \frac{1.5(156.96)x 5^2}{8} = 735.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{Qy\text{sd}x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35Gx (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35(37.57)x 2.5^2}{8} = 36.62 \text{ daN.m}$$

III.2 .2.2 Vérification a l'état limite ultime

➤ **Vérification a la flexion**

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ply\text{sd}}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plz\text{sd}}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

Section en H et I et U : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

Avec : $n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plRd}}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{\text{pl}; y} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{pl}; z} = 33.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{ply}; \text{Rd}} = W_{\text{pl} y} \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = \frac{98.8 \times 23.5}{1.1} = 2110.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{plz}; \text{Rd}} = W_{\text{pl} z} \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = \frac{33,2 \times 23.5}{1.1} = 709.27 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ply\text{sd}}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plz\text{sd}}} \right]^\beta = \left[\frac{735.75}{2110.72} \right]^2 + \left[\frac{36.62}{709.27} \right]^1 = 0,17 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{\text{zsd}} \leq V_{\text{plzRd}} \text{ et } V_{\text{ysd}} \leq V_{\text{plyRd}} \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

$$V_{\text{plzRd}} = \frac{AV_z(f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0} \text{ et } V_{\text{plyRd}} = \frac{AV_y(f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8,25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{zsd}} = \frac{Qz\text{sd}x l}{2} = \frac{1,5Vx l}{2} = \frac{1.5 \times 156,96 \times 5}{2} = 588.6 \text{ daN}$$

$$V_{\text{ysd}} = 0.625 \times Qy\text{sd} \times l/2 = 0.625 \times 1,35Gx l/2 = 0.625 \times 1.35 \times 37,57 \times 5/2 = 79,24 \text{ daN}$$

$$V_{\text{plzRd}} = \frac{8.25 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 10175.79 \text{ daN}$$

$$V_{\text{plyRd}} = \frac{10.15 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 12519.31 \text{ daN}$$

$$V_{\text{zsd}} \leq V_{\text{plzRd}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{\text{ysd}} \leq V_{\text{plyRd}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification a l'état limite de service

➤ vérification a la flèche:

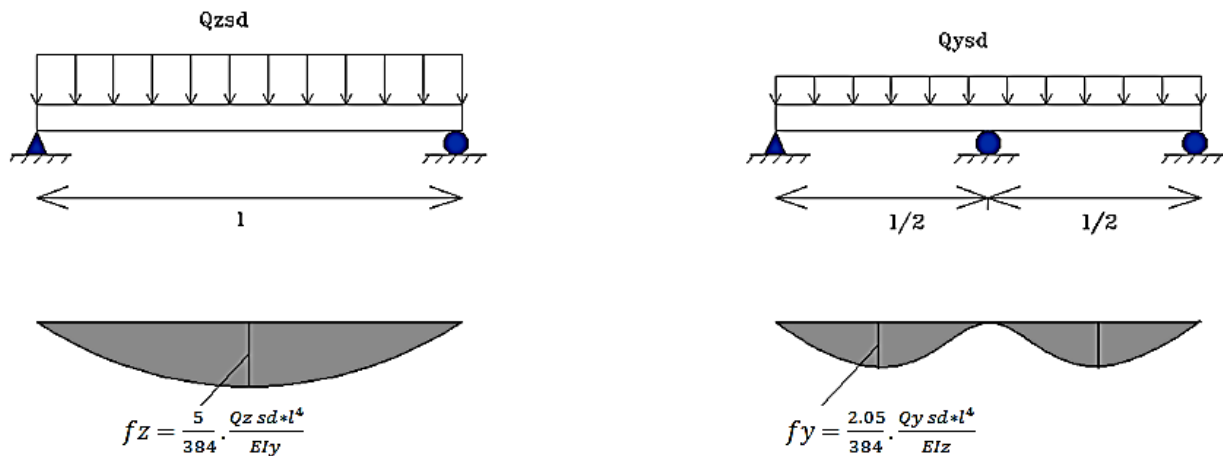


Figure : III.15 Effet de la flèche sur la lisse

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

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

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5v}{384 Ely} \times l^4 = \frac{5 \times 156.96 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 600} \times (500)^4 = 1.03 \text{ cm}$$

$f_z \leq f_{adm}$ condition vérifiée

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{500/2}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05G}{384 Ely} \times (l/2)^4 = \frac{5 \times 13.57 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 78.8} \times (250)^4 = 0.04 \text{ cm}$$

$f_y \leq f_{adm}$ condition vérifiée

Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

III.2 .3Vérification de la lisse de bardage de pignon

Le vent

$$v = 100,31 \times 1,6 = 160,5 \text{ daN/ml}$$

Les charges permanentes

- Bardage : $G1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G2 = 3 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- $G = (G1+G2) \times e + G3 = (11,42 + 3) \times 1,6 + 14,5 = 37,57 \text{ daN/ml}$

Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{ysd} = \frac{Qzsd \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5(160,5) \times 5^2}{8} = 752,34 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Qzsd \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35G \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35(37,57) \times 2,5^2}{8} = 36,62 \text{ daN.m}$$

III.2 .3.1 Vérification a l'état limite ultime

➤ Vérification a la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} \leq 1 \dots \dots \dots [\text{Ec3 P37}]$$

Section en H et I et U : $a=2$ et $\beta=5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{Nsd}{N_{plRd}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{pl; y} = 98,8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl; z} = 33,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply; Rd} = W_{pl; y} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{98,8 \times 23,5}{1,1} = 2110,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{pl; z} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{33,2 \times 23,5}{1,1} = 709,27 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} = \left[\frac{752,34}{2110,72} \right]^2 + \left[\frac{36,62}{709,27} \right]^1 = 0,18 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots \dots \dots [\text{Ec3}]$$

$$V_{plzRd} = \frac{AV_z(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ et } V_{plyRd} = \frac{AV_y(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8.25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} x l}{2} = \frac{1.5V x l}{2} = \frac{1.5 x 160.5 x 5}{2} = 601.87 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 x Q_{ysd} x l/2 = 0.625 x 1,35G x l/2 = 0.625 x 1.35 x 37,57 x 5/2 = 79,24 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{8.25 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 10175.79 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{10.15 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 12519.31 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.2 .3.2 Vérification a l'état limite de service

➤ **vérification a la flèche**

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

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

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5v}{384 E I_y} x l^4 = \frac{5 x 160.5 x 10^{-2}}{384 x 2.1 x 10^6 x 600} x (500)^4 = 1.04 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{500/2}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05G}{384 E I_y} x (l/2)^4 = \frac{5 x 13.57 x 10^{-2}}{384 x 2.1 x 10^6 x 78.8} x (250)^4 = 0.04 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

III.2 .4 Calcul des liernes de long pan

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité

La réaction R au niveau du lierne

$$R = 1,25 (1,35 G) l / 2 = 1,25(1,35 \times 37.57) \times 5 / 2 = 158,49 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne L1 provenant de la lisse inférieure

$$T_1 = R / 2 = 158,49 / 2 = 79,24 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L2 : $T_2 = R + T_1 = 158,49 + 79,24 = 237,73 \text{ daN}$

Effort dans le tronçon L3 : $T_3 = R + T_2 = 158,49 + 237,73 = 396,22 \text{ daN}$

Effort dans le tronçon L4 : $2 T_3 \sin \theta = T_4$

$$\theta = \arctan \frac{1,6}{2,5} = 32,61^\circ$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin \theta = 396,22 / 2 \sin 32,61^\circ = 311,93 \text{ daN}$$

III.2 .4 .1 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L2

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

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \dots [Erc3]$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma_{MO}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{396,22 \times 1,1}{2350} \longrightarrow A \geq 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,18}{\pi}}$$

$\phi = 0,47 \text{ cm}$ soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 5 \text{ mm}$

Pour des raisons plastiques et pour plus de sécurité on opt pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III.3 les potelets

Les potelets sont des éléments de profile laminé qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux a la poutre ou vent et les efforts verticaux vers le sol.

III.3.1 Dimensionnement des potelets

Chaque pignon possède potelet de longueur max $L = 9,5$ m

- le porté max entre axe des potelets $e = 4,5$ m
- les potelets sont en acier S 235

Evaluation des charges

➤ **Détermination de la section de potelet:**

Charge du vent la plus défavorable sur le pignon est

$$V = 100,31 \times 4.75 = 476,47 \text{ daN/ml}$$

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

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5qz l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{200} \iff I_y \geq \frac{1000qz l^3}{384 E} = \geq \frac{1000 \times 476,47 \times (9,5)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 5,065 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 5065,89 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est IPE 270

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

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
36,1	270	135	219,6	6,6	10,2	45,9
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)	W_{ely} (cm ³)
5790	420	88,3	97	11,2	3,02	429

Tableau III.3: caractéristique de l'IPE 270

III.3.2 Evaluation des charges

Les charges permanentes

- Bardage : $G_1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G_2 = 3 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G_3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre IPE270: $G_3 = 36,1 \text{ daN/m}^2$
- $G = (14,5 \times 4,5 / 2 \times 6) + (14,5 \times 5 / 2 \times 2) + (11,42 + 3) \times 4,75 \times 9,5 = 918,95 \text{ daN/ml}$

III.3. 3Vérification de la section a la résistance

$$M_{y,sd} \leq M_{c; Rd}$$

$M_{c; Rd}$ Le moment de résistance qui dépend de la class de la section

$$V_{zsd} = \frac{Qzsd \times l}{2} = \frac{1,5V \times l}{2} = \frac{1,5 \times 476,47 \times 5}{2} = 3394,84 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{22,252(2350/\sqrt{3})}{1,1} = 27382,14 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plzRd}} = \frac{3394,84}{27382,14} = 0,12 < 0,5$$

L'indice de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé

➤ **Incidence de l'effort normal:**

$$N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl, rd}; \frac{0,5 Awfy}{\gamma M0})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 918,95 = 1240,58 \text{ daN}$$

$$N_{plRd} = \frac{Axfy}{\gamma M0} = \frac{44,8 \times 2350}{1,1} = 9570,09 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{plRd} = 0,25 \times 9570,09 = 23927,27 \text{ daN}$$

$$Aw = A - 2btf = 44,8 - 2 \times 13,5 \times 1,02 = 17,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 Awxfy}{\gamma M0} = \frac{0,5 \times 17,26 \times 2350}{1,1} = 18436,81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1240,58 \text{ daN} < \min(23927,27; 18436,81)$$

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

D'après le tableau de profile IPE 270 est de classe 1

$$M_{y,sd} = \frac{Qzsd \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 714,05 \times 9,5^2}{8} = 8062,76 \text{ daN.m}$$

$$M_{c; Rd} = M_{ply; Rd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma M0} = \frac{484 \times 23,5}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} < M_{c; Rd}$ condition vérifiée

III.3. 4Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement)

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Le flambement

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl.y.Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

b) Le déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl.y.Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

a) Flexion composée avec risque de flambement

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

Flambement par rapport à l'axe fort yy :

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{950}{11,2} = 84,82$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{84,82}{93,9} = 0,9$$

Choix de la courbe de flambement :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

Facteur de réduction

$$\chi_y = 0,7339$$

(tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz :

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{3,2} = 52,98$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52,98}{93,9} = 0,56$$

Choix de la courbe de flambement :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$

Facteur de réduction $\chi_z = 0,8566$

(tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,7339; 0,8566) \chi_{min} = 0,7339$$

➤ **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

Avec :
$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

B_w : un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $B_w = 1.3$

- $\mu_y = 0.9 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -1.13$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{-1.13 \times 1240.58}{0.7339 \times 45.9 \times 2350} = 1.01 < 1.5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1240.58}{0.7339 \times 9570.09} + \frac{1.01 \times 8062.76}{10340} = 0.96 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (Section 1, 2 et 3)}$$

• Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{235} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

Avec :

$$i_z = 3.02 \text{ cm}; h = 27 \text{ cm}; t_f = 1.02 \text{ cm.}$$

Avec :

$$C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{160/3.02}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{160/3.02}{\frac{27}{1.02}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 47.57$$

et $\overline{\lambda}_{LT} = \frac{47.57}{93.9} = 0.5 > 0.4 \longrightarrow$ il ya un risqué pour le déversement

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT}=0.21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1,2$$

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

$$\chi_{LT} = 0,9243 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

- Calcul du coefficient k_{LT}

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15(0,56) \cdot (1,3) - 0,15 = -0,04$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,04 \times 1240,58}{0,8566 \times 45,9 \times 2350} = 1 < 1,5$$

- c) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y \cdot s_d}{\chi_{LT} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{1240,58}{0,8566 \times 9570,09} + \frac{1 \times 8062,76}{0,9243 \times 10340} = 0,99 < 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le flambement et le déversement est vérifier

IPE 270 convient comme potelet

Conclusion

L'étude que nous avons étudiée nous a permis de déterminer la nature des profilées éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE 140
- Lisse de bardages : UPE 140
- Les potelets : IPE 270

Introduction

Les éléments structuraux constituent l'ossature principales 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.

V.1 Caractéristiques du portique étudié

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 7 \text{ m}$
- La hauteur de faitage : $H = 10 \text{ m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 30 \text{ m}$
- La longueur des traverses : $s = 15,3 \text{ m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 5 \text{ m}$

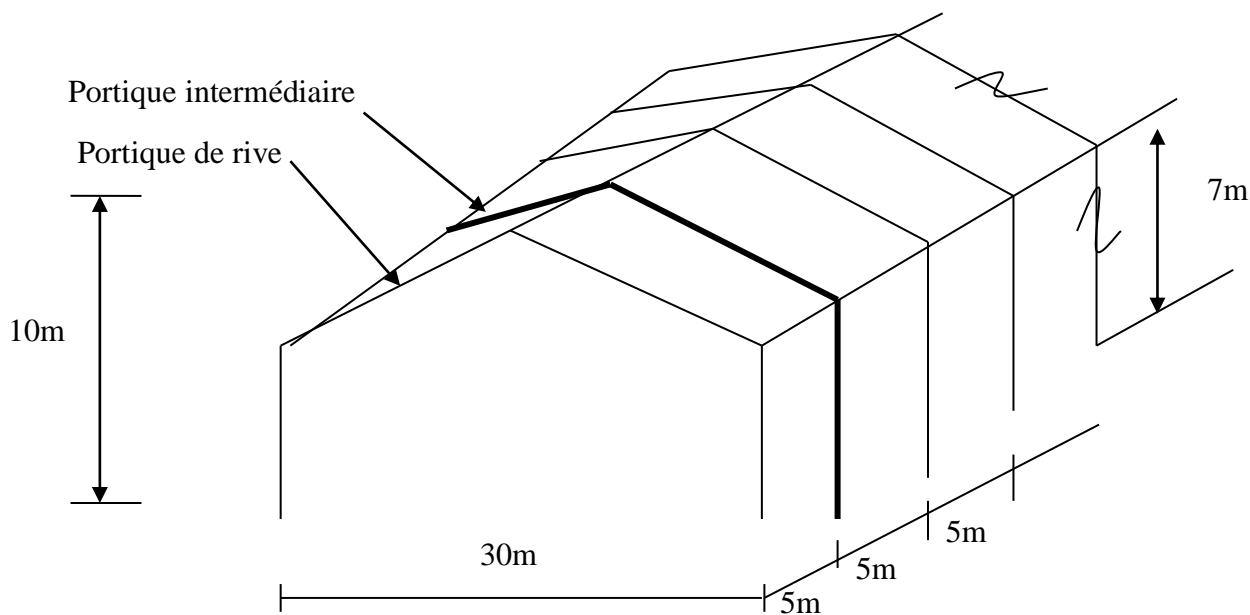


Figure IV.1 : Vue du portique en 3D

V.2 Efforts sollicitant le portique:

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

V.2.1 Charges permanents

- Poids de toiture : $G1= 12.84 \text{ kg/m}^2$ (Site européen Algérie)
- Poids de l'accessoire : $G2= 3 \text{ kg/m}^2$
- Le poids propre de la panne: $G3= 12.9\text{kg/ml} = 12.9 / 1.53= 8.43\text{kg/m}^2$
- Traverse (estimée) : $G4= 12\text{kg/m}^2$

Poids total

$G = P \text{ Toiture} + P \text{ Accessoires} + P \text{ Panne} + P \text{ Traverse}$

$G = 12,84 + 3 + 8.43 + 12 \quad \quad \quad \mathbf{G = 36,27 \text{ kg/m}^2}.$

Entraxe des portiques est de : $L = 5 \text{ m}$

$G = 36,27 \times 5 \quad \quad \quad \mathbf{G = 181,35 \text{ kg/ml}}$

V.2.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

$N = 47 \text{ kg/m}^2$ (par projection horizontale)

$N = 47 \times 5 \quad \quad \quad \mathbf{N = 235 \text{ Kg/ml}}$

V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent perpendiculaire au long pan et le plus défavorable

$Q_j[\text{kg/ml}] = Q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$

Paroi verticale

Zone	Cd	Qdym	Ce	Cpi	Qj[kg/m ²]	Qj[kg/ml]
A	0,89	61,24	-1	+0,8	-98,106	-490,53
B	0,89	61,24	-0,8	+0,8	-87,205	-436,025
C	0,89	61,24	-0,5	+0,8	-70,854	-354,27
D	0,89	61,24	+0,8	+0,8	0	0
E	0,89	61,24	-0,3	+0,8	-55,953	-279,765

Toiture

Zone	Cd	Qdym	Ce	Cpi	Qj[kg/m ²]	Qj[kg/ml]
F	0,89	66,79	-1,196	+0,8	-118,648	-593,24
G	0,89	66,79	-0,948	+0,8	-103,906	-519,53
H	0,89	66,79	-0,411	+0,8	-71,985	-359,925
I	0,89	66,79	-0,363	+0,8	-69,132	-345,66
J	0,89	66,79	-0,741	+0,8	-91,601	-458,005

Tableau IV.1: valeurs de pressions (V2) cas fermée

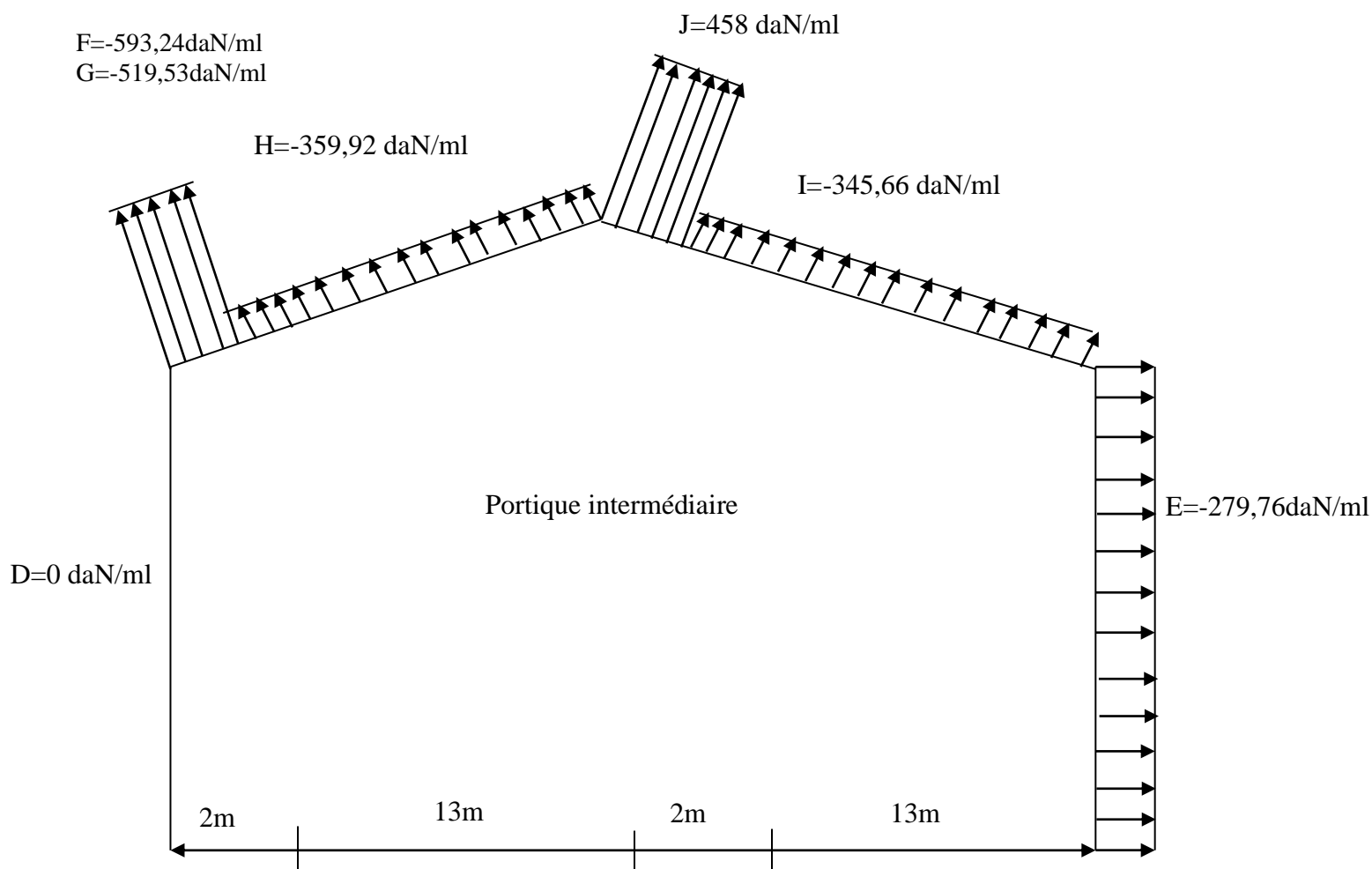


Figure IV.2: répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(519,53 \times 2) + (359,92 \times 13)}{15} = 381,20 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(458 \times 2) + (345,66 \times 13)}{15} = 360,64 \text{ daN/ml}$$

Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

Charge équivalente du vent $W = \frac{381,20+360,64}{2} = 370,92 \text{ daN/ml}$

V.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

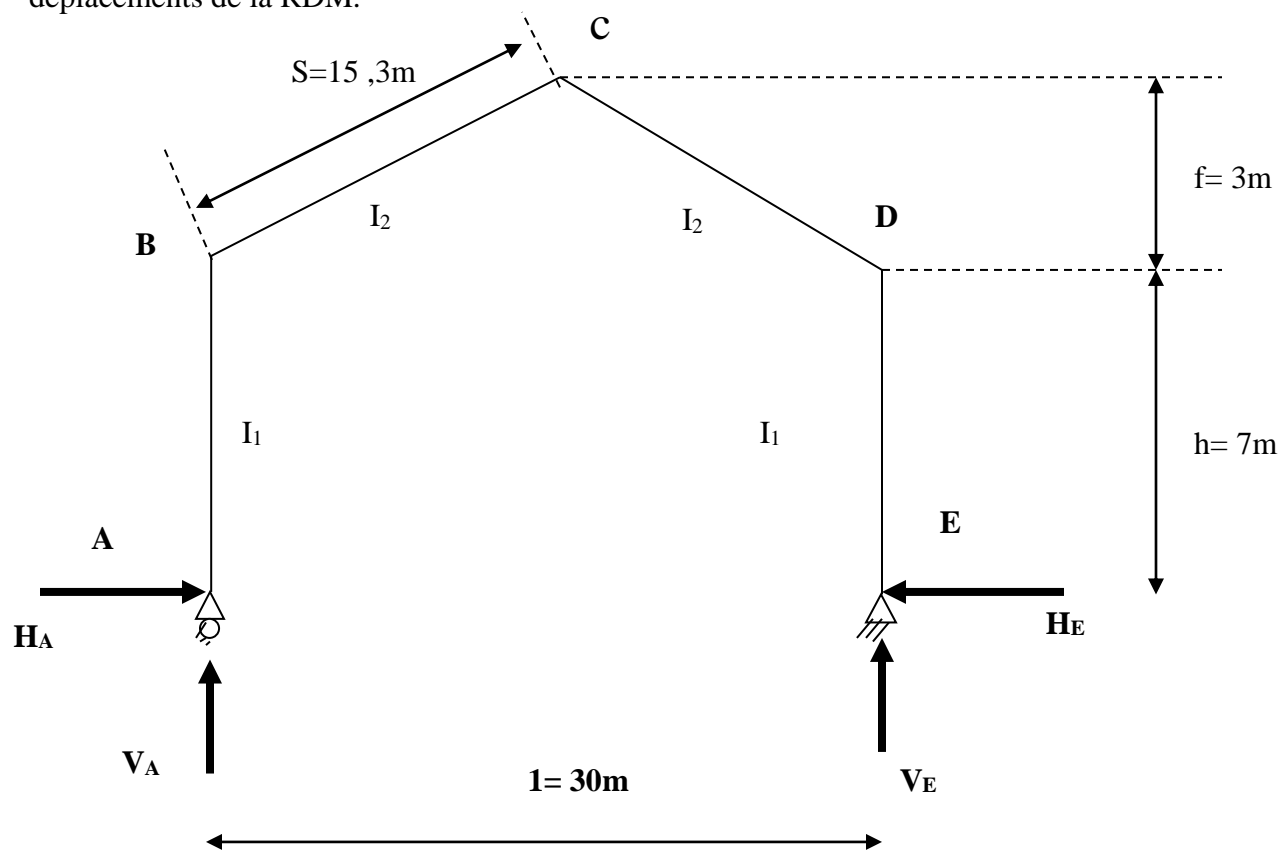


Figure IV.3: Efforts internes

On assume $I_2 \approx I_1$

- $K = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequille}} = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{s} = \frac{7}{15,3} = 0,46$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{3}{7} = 0,43$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,46 + 3 + 3(0,43) + (0,43)^2 = 4,93$

V.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

On procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 1 \text{ daN/ml}$

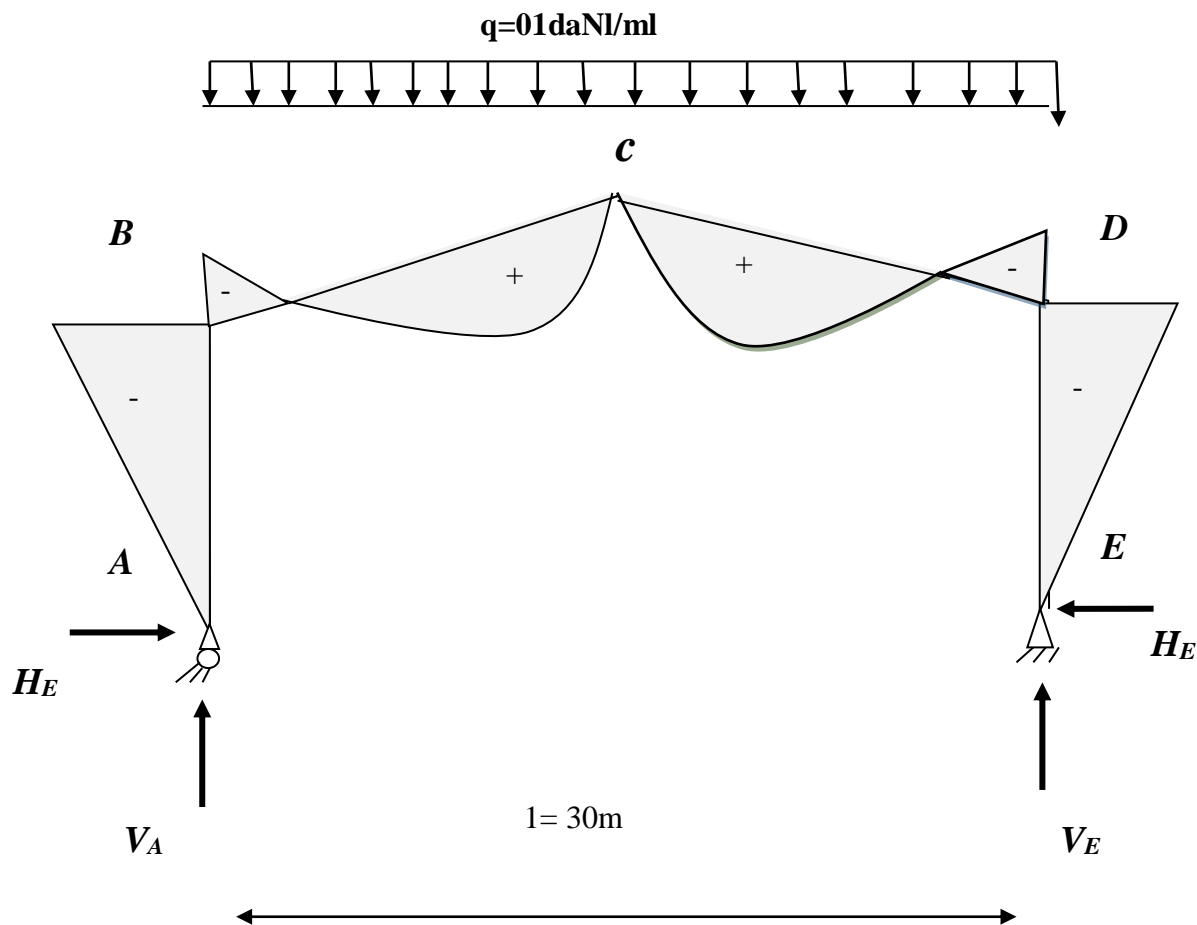


Figure IV.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\begin{cases} \beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5(0,43)}{4(4,93)} = 0,51 \\ \gamma = 1-\beta(1+\varphi) = 1-0,51(1+0,43) = 0,27 \end{cases}$$

On trouve les efforts internes suivants

$$H_A = -H_E = \beta \frac{qxl^2}{8h} = 0,51 \times \frac{1 \times 30^2}{8 \times 7} = 8,19 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{qxl}{2} = \frac{1 \times 30}{2} = 15 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{qxl^2}{8} = -0,51 \frac{1 \times 30^2}{8} = -57,37 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxl^2}{8} = 0,27 \frac{1 \times 30^2}{8} = 30,37 \text{ kg.m}$$

V.3.2 Charges verticales vers le haut :

Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

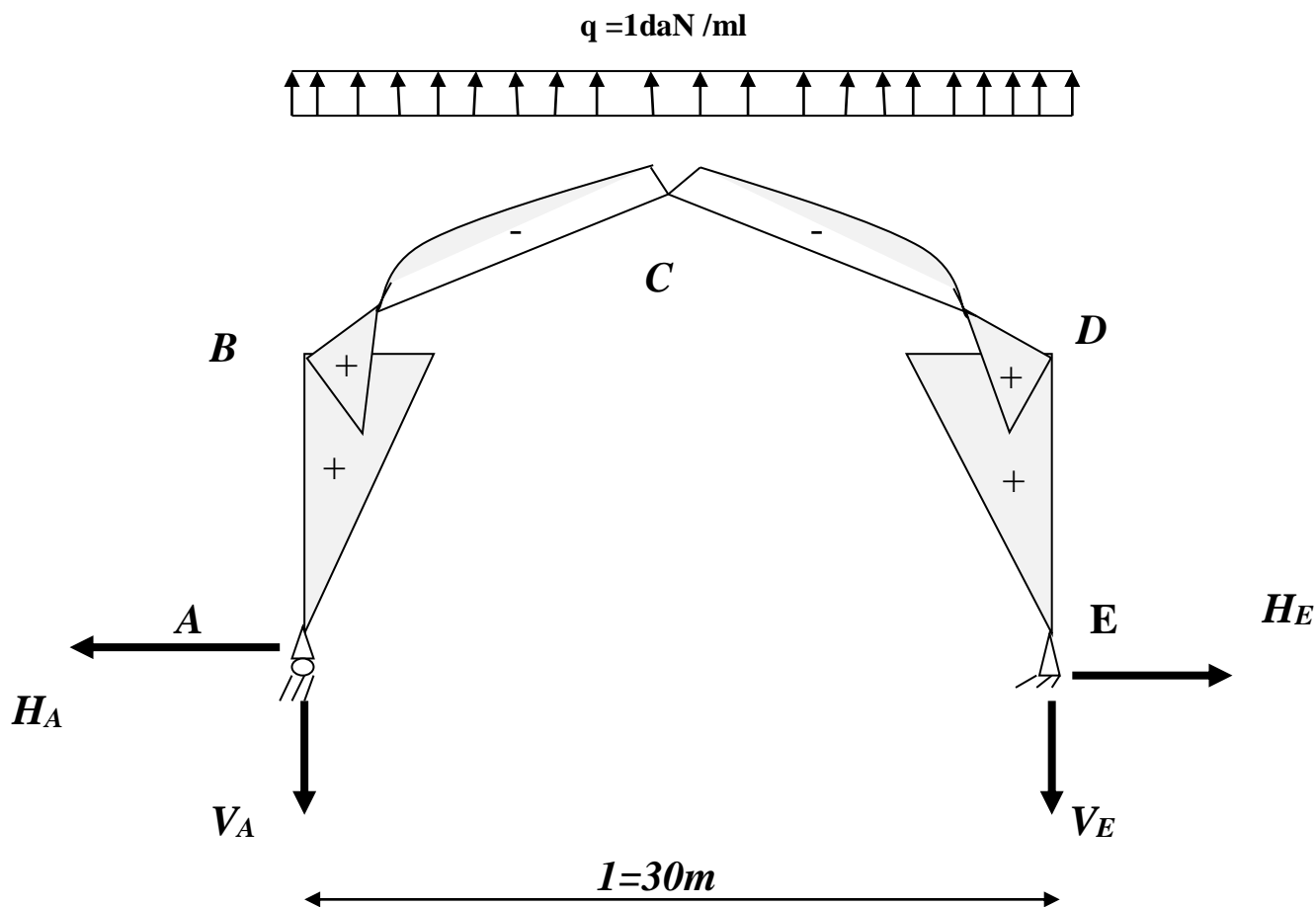


Figure IV.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut

$$H_A = -H_E = \beta \frac{qxl^2}{8h} = 0,51 \times \frac{1 \times 30^2}{8 \times 7} = 8,19 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{qxl}{2} = \frac{1 \times 30}{2} = 15 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{qxl^2}{8} = -0,51 \frac{1 \times 30^2}{8} = -57,37 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxl^2}{8} = 0,27 \frac{1 \times 30^2}{8} = 30,37 \text{ kg.m}$$

V.3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire :

$$q = 1.0 \text{ kg/ml}$$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5(0,46)+12+6(0,43)}{8(4,93)} = 0,43$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0,43 = 0,57$$

$$\gamma = (1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,43(1 + 0,43) - \frac{1}{2} = 0,11$$

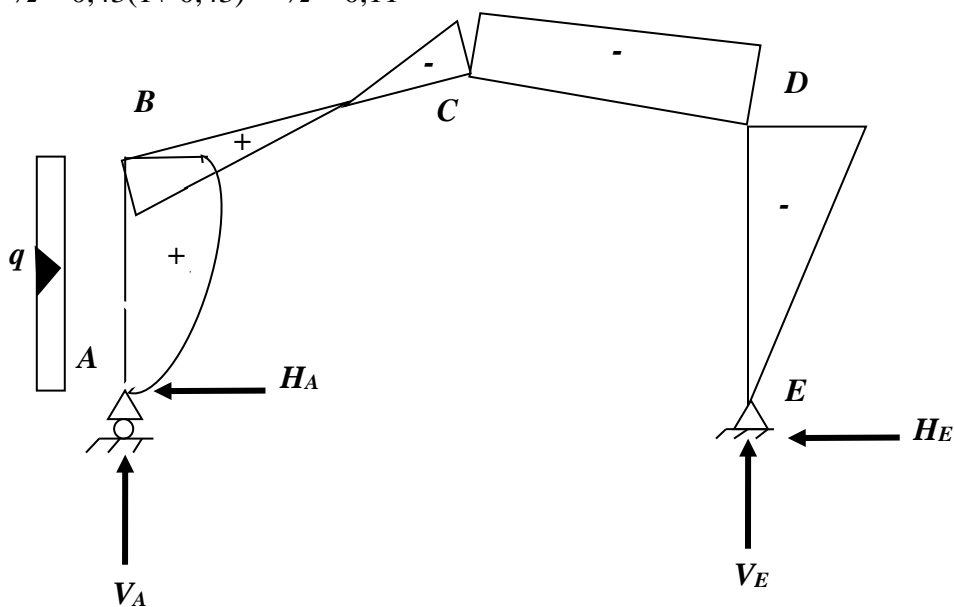


Figure IV.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (pression)

$$H_E = \gamma \frac{qxh}{2} = 0,43 \frac{1 \times 7}{2} = 1,51 \text{ kg}$$

$$H_A = q \times h - H_E = 1 \times 7 - 1,51 = 5,49 \text{ kg}$$

$$V_A = -V_E = \frac{qxh^2}{2l} = \frac{1 \times 7^2}{2 \times 30} = 0,82 \text{ Kg}$$

$$M_B = \beta \frac{qxh^2}{2} = 0,57 \frac{1 \times 7^2}{2} = 13,96 \text{ kg.m}$$

$$M_D = -\delta \frac{qxh^2}{2} = -0,43 \frac{1 \times 7^2}{2} = -10,53 \text{ kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qxh^2}{8} = 0,27 \frac{1 \times 30^2}{8} = -2,69 \text{ kg.m}$$

V.3.4 le vent horizontal (dépression) :

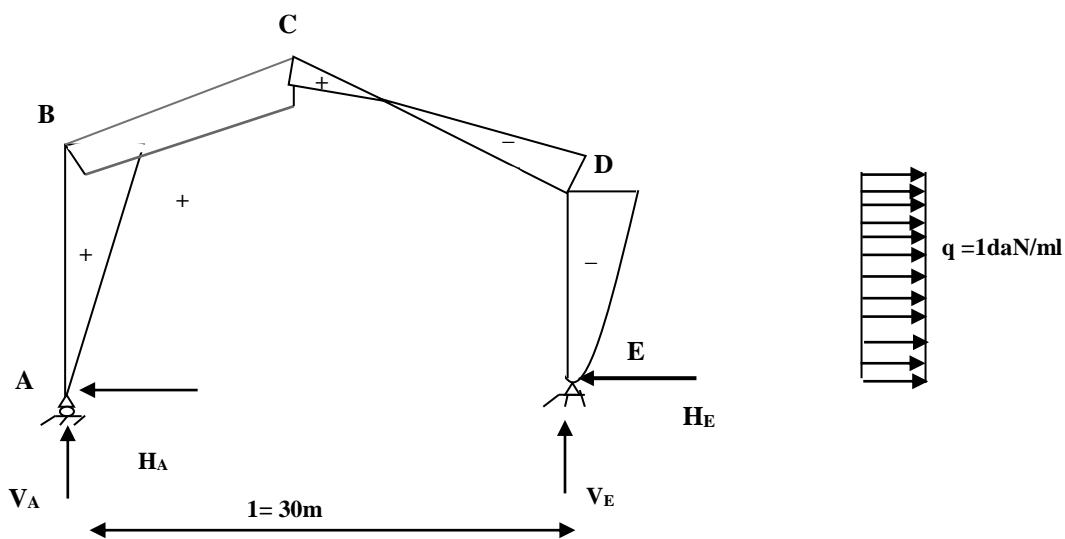


Figure IV.7 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (dépression)

$$H_A = \gamma \frac{qxh}{2} = 0,43 \frac{1x7}{2} = 1,51 \text{ kg}$$

$$H_E = q \times h - H_A = 1x7 - 1,51 = 5,49 \text{ kg}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qxh^2}{2l} = -\frac{1x7^2}{2x30} = -0,82 \text{ Kg}$$

$$M_B = -\beta \frac{qxh^2}{2} = -0,57 \frac{1x7^2}{2} = -13,96 \text{ kg.m}$$

$$M_D = \delta \frac{qxh^2}{2} = 0,43 \frac{1x7^2}{2} = 10,53 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxh^2}{8} = 0,27 \frac{1x30^2}{8} = 2,69 \text{ kg.m}$$

V.4 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous la charge unitaire

		Réaction d'appuis (daN)			
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	1	8,19	-8,19	15	15
N	1	8,19	-8,19	15	15
V1 (horizontale)	1	-1,51	-5,49	-0,82	0,82
V2 (soulèvement)	1	-8,19	8,19	-15	-15

Tableau IV.2: Réactions d'appuis sous une charge unitaire

		Moments (daN.m)		
Actions	q (daN/ml)	M _B	M _C	M _D
G	1	-57,37	30,37	-57,37
N	1	-57,37	30,37	-57,37
V1 (horizontale)	1	10,53	2,69	-13,96
V2 (soulèvement)	1	57,37	-30,37	57,37

Tableau IV. 3: valeurs des moments sous une charge unitaire

b) Efforts internes sous les charges actuelles

		Réaction d'appuis (daN)			
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	181,35	1485,25	-1485,25	2720,25	2720,25
N	235	1924,65	-1924,65	3525	3525
V1 (horizontale)	279,76	-422,43	-1535,88	-229,40	229,40
V2 (soulèvement)	370,92	-3037,83	3037,83	-5563,8	-5563,8
V3=V1+V2	/	-3460,26	1501,95	-5793,2	-5334,4

Tableau IV.4: Réactions d'appuis sous charges actuelles

		Moments (daN.m)		
Actions	q (dan/ml)	M _B	M _C	M _D
G	1	-10404,04	5507,59	-10404,04
N	1	-1348,95	7136,95	-13481,95
V1 (horizontale)	1	2945,87	752,55	-3905,44
V2 (soulèvement)	1	21279,68	-11264,84	21279,68
V3=V1+V2	/	24225,55	-10512,29	17374,24

Tableau IV. 5: valeurs des moments sous charges actuelles

c) combinaisons a l'ELU

Combinaisons	Réaction d'appuis (daN)			
	H _A	H _E	V _A	V _E
1,35G+1,5N	4892,06	-4892,05	8959,83	8959,83
1,35G+1,35N+1,35V3	-67,98	-2575,73	610,26	1229,64
G+1,5V3	-3705,14	767,67	-5969,55	-5281,35

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

Combinaisons	Moments (daN.m)		
	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5N	-34268,37	18140,67	-3426,37
1,35G+1,35N+1,35V3	-458,406	2878,53	-8790,87
G+1,5V3	2593,28	-1026,84	15657,32

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

V.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nous avons :} \\ H_{eq} = \emptyset N_{sd} \\ \emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_n \times \alpha_m \\ \emptyset_0 = 1/200 \\ \alpha_n = 2/h \\ \alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{m})]} \end{array} \right.$$

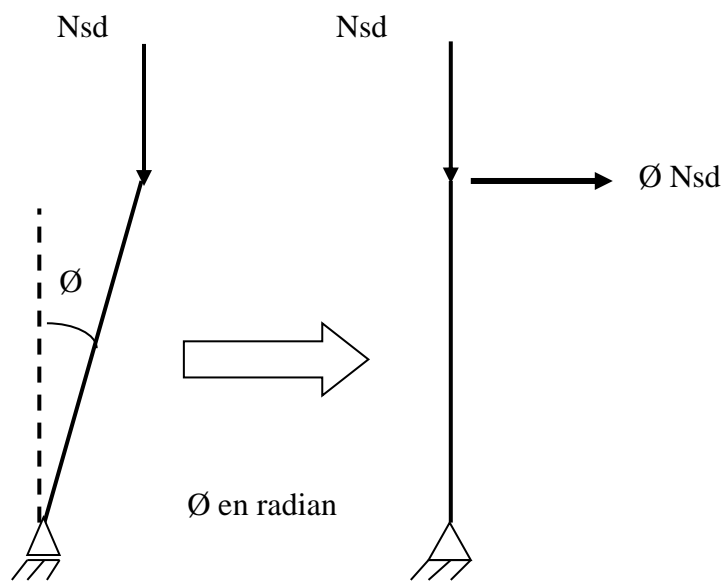


Figure IV.8 : Imperfection géométrique

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- \emptyset : Défaut initial d'aplomb.
- \emptyset_0 : Valeur de base.
- : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.
- : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

$h = 10$ m : hauteur de la structure. .

$m = 2$: nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{m})]} = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{2})]} = 0.866$$

$$\alpha_n = 2\sqrt{h} = 2\sqrt{10} = 0,63$$

$$\varphi = \frac{0,866 \times 0,63}{200} = 2,72 \cdot 10^{-3}$$

V.5.1 Modélisation avec les imperfections

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H_A (kN)	H_E (kN)	V_A (kN)	V_E (kN)	H (kN)	V (kN)
Comb 1	48,92	89,6	-48,92	89,6	0	179,2
Comb 2	-0,68	6,10	-25,76	12,3	26,44	18,4
Comb 3	-37,05	-59,69	7,68	-52,81	-29,37	-112,5

Tableau IV.8: Efforts en pieds des poteaux l'ELU

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Comb 01	26.88	Non
Comb 02	2.76	oui
Comb 03	-16.87	Oui

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

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $H \geq 0.15 V$ est vérifiée.

b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2	
	N_{sd} (kN)	$H_{eq} = \varphi N_{sd}$ (kN)	N_{sd} (kN)	$H_{eq} = \varphi N_{sd}$ (kN)
Comb 1 $1,35G+1,5N$	89,6	0,24	89,6	0,24

Tableau IV.10 : Efforts équivalent en tête des poteaux

V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels

a) Effort horizontal en tête du poteau

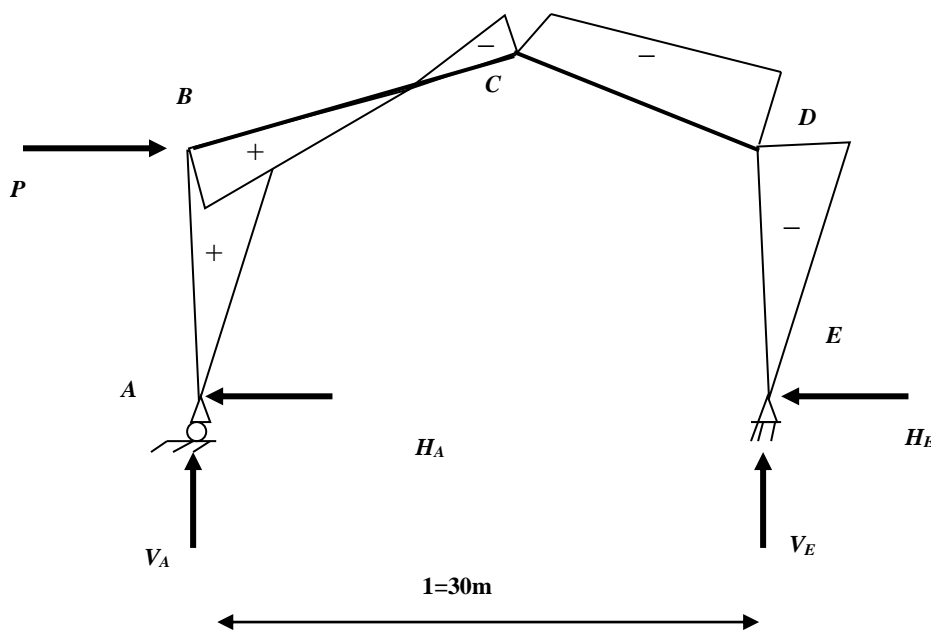


Figure IV.9 : Effort horizontal en tête du poteau

$$P = 2 \times H_{eq} = 0,24 \times 2 = 0,48 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,43(3+2(0,43))}{2(4,93)} \right] = 0,5842$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,43(3+2(0,43))}{2\Delta} \right] = 0,4158$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,43}{2} \left[1 - \frac{(1+0,43)(3+2(0,43))}{2(4,93)} \right] = 0,0946$$

$$H_A = \frac{p}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,48}{2} \left[1 + \frac{0,43(3+2(0,43))}{2(4,93)} \right] = 0,28 \text{ KN}$$

$$H_E = p - H_A = 0,48 - 0,28 = 0,2 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{pxh}{l} = -\frac{0,48 \times 7}{30} = -0,112 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta ph = 0,5842 \times 0,48 \times 7 = 1,96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma ph = -0,0946 \times 0,48 \times 7 = -0,32 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\delta ph = -0,4158 \times 0,48 \times 7 = -1,4 \text{ KN.m}$$

V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq}

Combinaisons	Réaction d'appuis (KN)			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G+1,5N	48,92	-48,92	89,6	89,6
p	-0,28	-0,2	-0,112	0,112
1,35G+1,5N+ p	48,64	-49,12	89,49	89,71
1,35G+1,35N+1,35V3	-0,68	-25,76	6,10	12,3
G+1,5V3	-37,05	7,68	-59,69	-52,81

Tableau IV.11: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de.

H_e

Combinaisons	Moments (KN.m)		
	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5N	-342,68	181,41	-342,68
p	1,96	-1,4	-0,31
1,35G+1,5N+ p	-340,72	180,01	-342,99
1,35G+1,35N+1,35V3	4,58	28,78	-87,91
G+1,5V3	259,34	-102,61	156,57

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

V. 6 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1^{er} ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

V.6.1 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 a faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta h} \times \frac{h}{v}$$

Avec :

H : action horizontal total.

V : action vertical total (prise égale a 10kN : charge horizontale arbitraire)

δ_h : déplacement horizontal.

h : hauteur du poteau.

Ou bien par la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}}$$

$N_{sd,p}$: 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

$$R = \frac{l_1 s}{l_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{15,3}{7} = 2,18 \dots\dots\dots (l_1=l_2)$$

I : le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 33740}{700^2} = 14271,44 \text{KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 33740}{1530^2} = 2987,31 \text{kN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd,t} = 89.6 \sin 11.30 + 48.92 \cos 11.30 = 65.52 \text{KN}$$

$$N_{sd,p} = 89.6 \text{KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{65.52}{2987.3} + (4 + 3,3 (2,18)) \frac{65.52}{14271,44} = 0,07$$

$$\alpha_{cr} > 10$$

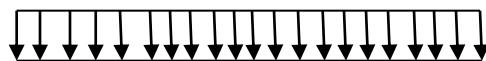
Donc la structure est rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

V.7 Pré-dimensionnement de la traverse

a) Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5N

$$q = 4,16 \text{KN /ml}$$



$$M_b = -342,68 \text{ daN /ml}$$

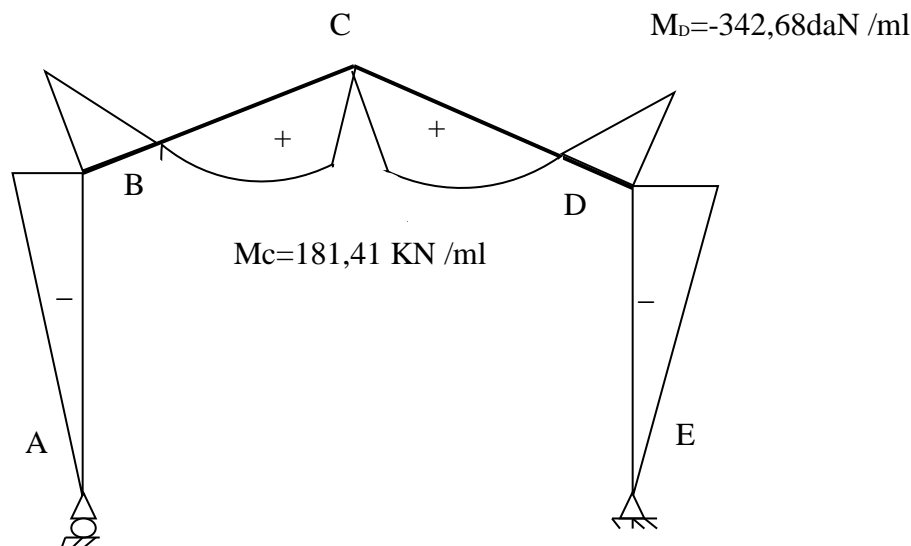


Figure IV.10 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5N

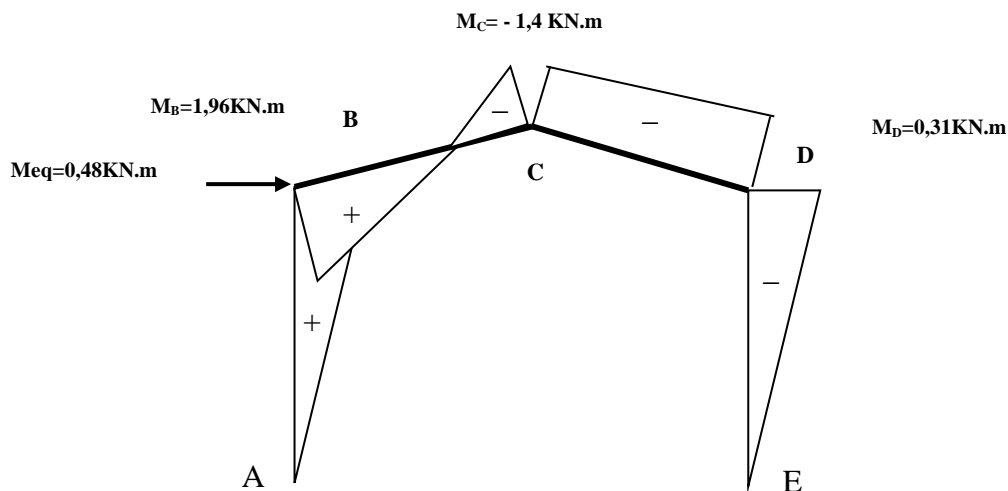
b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq} 

Figure IV.11 : Moments sous la charge équivalente totale

c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis : $M_D = -342,99 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = 180,01 \text{ KN.m}$

- Action vers le haut :

Sous la combinaison : $G + 1.5V_3$

- Aux appuis : $M_B = 259,34 \text{ KN.m}$
- Au faitage : $M_C = -102,61 \text{ KN.m}$

d).Calcul préliminaire

$$M_{y.sd} \leq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{MO}} \iff W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \times \gamma_{MO}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{342,99 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 1605,48 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 450 $W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :**V.7.1.1 Vérification de la flèche :**

- Le calcul de la flèche est réalisé au faîtage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : $G + N$

- La flèche maximale au faîtage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 EI_y} (5qI^4 - 48M_B \cdot I^2) \leq \delta_{max} = \frac{1}{200}$$

$$q = G + N = 1,81 + 2,35 = 4,16 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$M_B = 238,86 \text{ kN.m (sous la combinaison G+N)}$$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 33740} (5 \times 4,16 \times 10^{-2} \times 3000^4 - 48 \times 238,86 \times 10^2 \times 3000^2) = 23,99 \text{ cm}$$

$$Y_{max} = 23,99 \text{ cm} > \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

On augmente la section, on passe à un IPE550

$$I_y = 67120 \text{ cm}^4$$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 67120} (5 \times 4,16 \times 10^{-2} \times 3000^4 - 48 \times 238,86 \times 10^2 \times 3000^2) = 12,063 \text{ cm}$$

$$Y_{max} = 12,063 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU**V.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :****➤ Bilan des efforts :**

$$M_{y.sd} = 342,99 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 89,6 \sin 11,30 + 48,92 \cos 11,30 = 65,52 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 82,6 \cos 11,30 - 57,01 \sin 11,30 = 78,27 \text{ kN}$$

➤ Les caractéristiques du profilé IPE 550

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
106	550	210	467,6	11,1	17,2	134
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)	W_{ely} (cm ³)
541	2668	2787	401	22,4	2668	2440

Tableau IV .1 3: caractéristique d’UPE140

➤ Classe de la section

D’après le tableau de profile IPE 550 est de classe 1

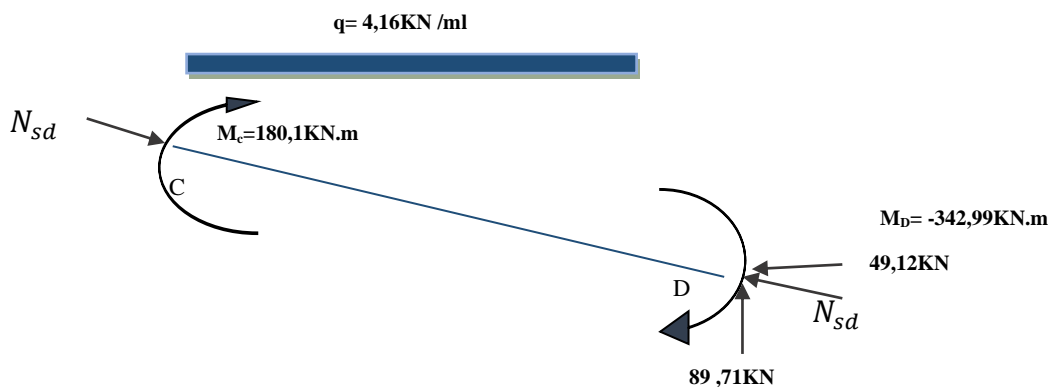


Figure IV.12 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d’une traverse à l’ELU avec prise en compte de Heq.

a) Incidence de l’effort tranchant

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

➤ $V_{z.sd} = 78.27 \text{ kN}$

➤ $V_{plzRd} = \frac{AVZ(fy/\sqrt{3})}{\gamma M0} = \frac{72.3 (23,5/\sqrt{3})}{1.1} = 891.76 \text{ kN}$

➤ $V_{z.sd} = 78.27 \text{ kN} < V_{plz.Rd} = 891.76 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

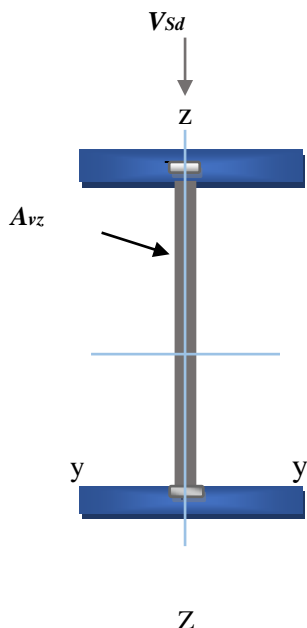


Figure IV.13 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisillée

b) Incidence de l'effort normal :

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

$N_{Sd} = 65,52 \text{ KN}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \times 2862,72 = 715,68 \text{ KN}$

$A_w = A - A_{vz} = 134 - 72,3 = 61,7 \text{ cm}^2$

$0.5A_w.f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 61,7 \times 23,5 / 1.1 = 659,06 \text{ KN}$

$N_{Sd} = 65,52 \text{ KN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 715,68 \text{ KN}; 0.5A_w.f_y / \gamma_{M0} = 659,06 \text{ KN})$. ..Condition vérifiée

$N_{Sd} = 65,83 \text{ KN} < 0.5A_w.f_y / \gamma_{M0} = 659,06 \text{ KN}$condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

C) Vérification de la section à la résistance :

On doit vérifier que : $M_{y,Sd} \leq M_{c,Rd}$

$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 23,5}{1.1} = 59540,45 \text{ KN.cm}$

$$M_{y.sd} = 342,99 \text{ KN.m} = 34299 \text{ KN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 34299 \text{ KN.cm} < M_{c.Rd} = 59540,45 \text{ KN.cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{max} \times N_{pt.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pt.Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

➤ Action vers le bas

a) Flexion composée avec risque de flambement

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

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

➤ **Longueur de flambement** : l_y
 $= \frac{1500}{\cos 11,30} = 1529,65 \text{ cm}$ (longueur de la traverse).

➤ **Calcul de l'élancement** :
 $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1529,65}{22,4} = 68,28$

➤ **Calcul d'élancement réduit** :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{68,28}{93,9} = 0,72$$

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0,21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,8382$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement** :

$$l_z = \frac{750}{\cos 11,30} = 764,43 \text{ cm}$$
 (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).

➤ **Calcul de l'élancement** :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{764,82}{4,45} = 171,86$$

➤ **Calcul d'élancement réduit** :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{171,86}{93,9} = 1,83$$

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0,34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0,2499$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min (0,8382; 0,2499) \chi_{min} = 0,2499$$

➤ **Calcul du coefficient k_y** :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

Avec : $\mu_y = \lambda(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M\varphi}{\Delta M} (\beta_{M\varphi} - \beta_{M\varphi})$$

- $\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$
- $\varphi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{-180,01}{342,99} = -0,52$
- $\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7 \times (-0,52)] = 2,164$
- $M_Q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{4,16 \times 15^2}{8} = 117 \text{ KN.m}$
- $\Delta M = 180,1 + 342,99 = 523,09 \text{ KN.m}$
- $\beta_{M\varphi} = 1.3$ Cas de charge uniformément répartie.
- $B_{My} = 2,164 + \frac{117}{523,09} (1,3 - 2,164) = 1,97$
- $\mu_y = 0,72 (2 \times 1,97 - 4) + \frac{2787 - 2440}{3440} = 0,1$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0,1 \times 65,52}{0,8382 \times 134 \times 23,5} = 1$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_y}{N_{pl,Rd}} = \frac{65,52}{0,2499 \times 2862,72} + \frac{1 \times 342,99}{595,4045} = 0,66 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (Section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

avec $i_z = 4,45\text{cm}$; $h = 55\text{cm}$; $t_f = 1,12\text{cm}$; $L = 160\text{cm}$

Avec : $C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ avec $-1 \leq \psi \leq 1$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon.

Calcul du moment au point quelconque P

$l = 7,64\text{m}$: Longueur de flambement latérale

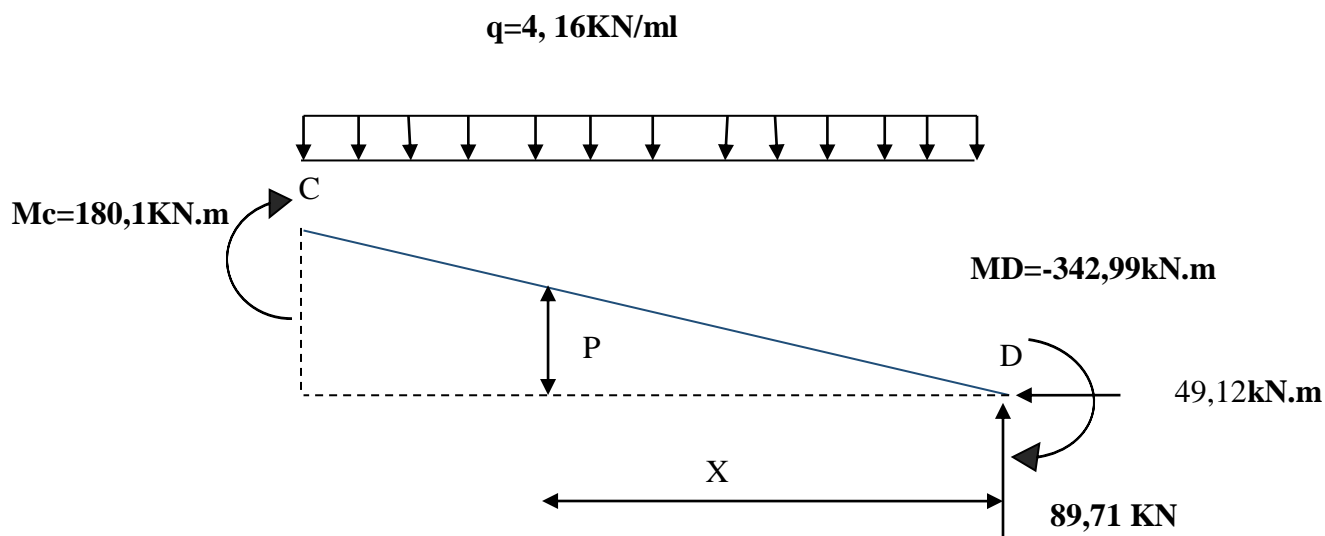


Figure IV.14 : Calcul du moment au point quelconque P

- $M_p = 89,71x - 342,99 - 49,42(0.199) - 4,16\left(\frac{x^2}{2}\right)$
- $M_p = -2,08x^2 + 79,87x - 342,99$
- $M_a = M_p(x = 7,64\text{m}) = -2,08(7,64)^2 + 79,87(7,64) - 342,99$
- $M_a = M_p = 145,80\text{kN.m}$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{145,80}{342,99} = -0,425$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0,425) + 0.52(-0,425)^2 = 2,56 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{764/4.45}{(2.56)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{764/4.45}{\frac{55}{1.17}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 85.84$$

et $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{85,84}{93,9} = 0,91 > 0,4 \rightarrow$ il ya un risqué pour le déversement

: Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$\chi_{LT} = 0,7273$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_Z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec $\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7\phi = 1.8 - 0.7 \times (-0,425) = 2,01$$

$$\mu_{LT} = 0.15(1,83) \cdot (2,01) - 0.15 = 0,05$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,05 \times 65,52}{0,2499 \times 134 \times 23,5} = 1 < 1,5$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{65,52}{0,2499 \times 2862,72} + \frac{1 \times 342,99}{595,4045} = 0,67 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Action 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 :

➤ **Bilan des efforts :**

$$M_{y.sd} = 359.34 \text{ KN. m}$$

$$N_{sd} = -59.69 \sin 11.30 - 37.05 \cos 11.30 = -48.027 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = -37.05 \cos 11.30 + 59.69 \sin 11.30 = -24.63 \text{ kN}$$

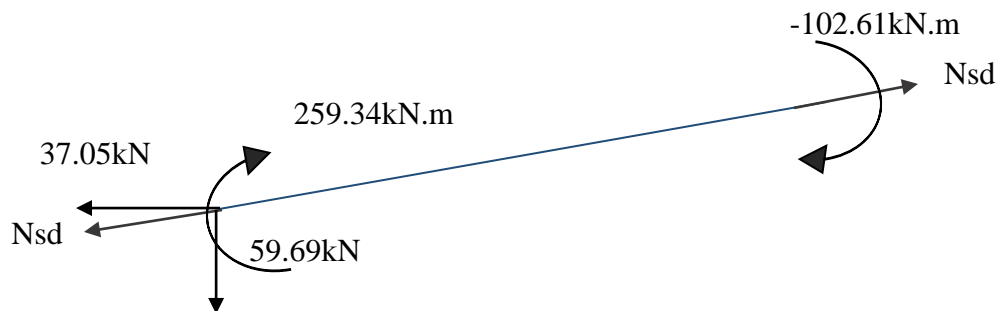


Figure IV.15 : Sollicitation sur la traverse, cas de charges ascendantes

a) Vérification au déversement :

L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

L'élanement réduit λ_z sera déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ et } = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/i_z}{h/t_f})]^{0.25}} \quad \text{avec } i_z = 4,45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1,12 \text{ cm.}$$

Avec : $C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_a = -102.61 \text{ kN} < M_b = 259.34 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-102,61}{259,34} = -0,395$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0,395) + 0.52(-0,395)^2 = 2,35 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{765/4.45}{(2.35)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{750/4.45}{\frac{55}{1.17}} \right)^2 \right] \wedge 0.25} = 98.66$$

$$\text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{98,66}{93,9} = 1,05 > 0,4 \longrightarrow \text{il ya un risqué pour le déversement}$$

α : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \text{Courbe de flambement } \mathbf{a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2$$

$$\chi_{LT} = 0,6306 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} = \frac{259,34}{0,6306 \times 595,40} = 0,69 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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 (**IPE 550**) est vérifiée aux états limites ultimes et de services donc vérifiée a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

V.8 Vérification des poteaux :

➤ Bilan des efforts :

$$M_{y,sd} = -342.99 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 89.71 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = -49.12 \text{ kN}$$

V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

C) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

c) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

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

➤ **Longueur de flambement :** l_y

$$= 700 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{700}{22,4} = 31,25$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{31,25}{93,9} = 0,33$$

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0,21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,9704$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_z = 160 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{4,45} = 35,95$$

➤ **Calcul d'élançement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{35,95}{93,9} = 0,38$$

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0,34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0,9339$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,9339; 0,9704) = 0,9339$$

➤ **Calcul du coefficient k_y**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \lambda(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My}

Cas de moment d'extrémité

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

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_{My} ne peut être le même que β_{My}

- $\varphi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{0}{-342,99} = 0$
- $\beta_{M\varphi} = \beta_{My} = 1.8$
- $\mu_y = 0,33 (2 \times 1,8 - 4) + \frac{2787 - 2440}{3440} = 0,01$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0,01 \times 89,71}{0,9704 \times 134 \times 23,5} = 1 < 1,5$$

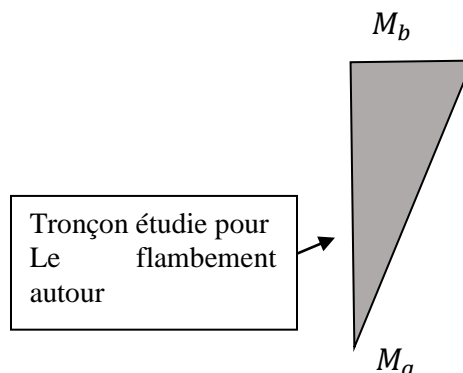


Figure IV.16 : Moments en tête et en pied du poteau

Vérification au flambement

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \cdot Npl,Rd} + \frac{Ky \cdot My,sd}{Npl,Rd} = \frac{89,71}{0,9339 \times 2862,72} + \frac{1 \times 342,99}{595,4045} = 0,6 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (Section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0,25}} \text{ avec } i_z = 4,45\text{cm} ; h = 55\text{cm} ; t_f = 1,12\text{cm} ; L = 160\text{cm}$$

Avec : $C_1 = 1,88 - 1,4 \psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,7$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_a = M_{y.sd}(h = 5,4 \text{ cm}) = \frac{342,59 \times 5,4}{7} = 264,59 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{264,59}{242,99} = 0,77$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(-0,77) + 0,52(-0,77)^2 = 1,03 < 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{160/4,45}{(1,03)^{0,5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{160/4,45}{\frac{55}{1,17}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 34,88 \text{ et } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{34,88}{93,9} = 0,37 > 0,4 \text{ il ya un risqué pour le}$$

déversement :

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$: pour les sections soudées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = 0,9605 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec } \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\phi} = 1,8 - 0,7\phi = 1,8 - 0,7 \times (0,77) = 1,261$$

$$\mu_{LT} = 0,15(0,37) \cdot (1,261) - 0,15 = -0,078$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,01 \times 87,71}{0,9339 \times 134 \times 23,5} = 1,002 < 1,5$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{89,71}{0,9339 \times 2862,72} + \frac{1 \times 342,99}{595,4045} = 0,6 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.9 Conclusion:

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 550**) est adéquat et convient comme poteau du portique

Conclusion générale :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE550** / Le poteau : **IPE550**

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.

V.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.

V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

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

V.2.1 Effort du vent sur les pignons :

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

V.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

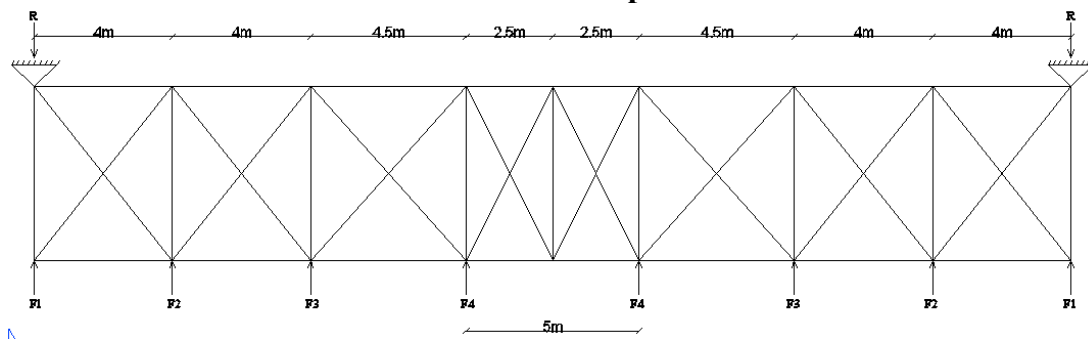
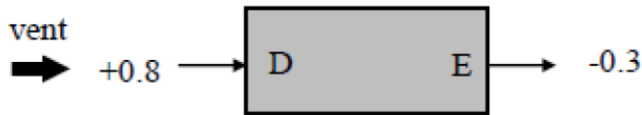


Figure V.1 : schéma statique de la poutre au vent

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre 2)

La valeur de C'est donnée ci-dessous



- **Le coefficient de réduction :**

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

- **La pression dynamique Q_{dyn} :**

$$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e = 37,5 \times 1,781 = 66,79 \text{ daN/m}^2$$

- **La pression du vent :**

$$v = Q_j = C_d \times q_{dyn} \times \sum C_r = 0,91 \times 66,79 \times 1,1 = 66,85 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 0,91.$$

On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$F_{fr} = 3677,99 \text{ daN (chapitre 2).}$$

a) Calcul des efforts appliqués sur la poutre au vent sont:

$$F_1 = \left(v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{4}{2} \right) + \frac{Fr}{14} = F_1 = \left(66,85 \times \frac{7}{2} \times \frac{4}{2} \right) + \frac{3677,63}{14} = 730,63 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(v \times \frac{h_2}{2} \times 4 \right) + \frac{Fr}{7} = F_1 = \left(66,85 \times \frac{7,79}{2} \times 4 \right) + \frac{3677,63}{7} = 1566,89 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(v \times \frac{h_3}{2} \times \frac{(4+4.5)}{2} \right) + \frac{Fr}{7} = \left(66,85 \times \frac{8,59}{2} \times \frac{(4+4.5)}{2} \right) + \frac{3677,63}{7} = 1745,63 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(v \times \frac{h_4}{2} \times \frac{(5+4.5)}{2} \right) + \frac{Fr}{7} = \left(66,85 \times \frac{9,5}{2} \times \frac{(4.5+5)}{2} \right) + \frac{3677,63}{7} = 2033,67 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales :

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

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

Par la méthode des coupures

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

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

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4}{2} = \frac{2(730,63) + 2(1566,89) + 2(1745,63) + 2(2033,67)}{2} = 6076,82 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{5} \longrightarrow \theta = \arctg \frac{4}{5} = 38,7^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos 38,7} = \frac{6076,82 - 730,63}{\cos 38,7} = 6850,30 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_d = 1,5 \times 6850,30 = 10275,45 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 102,75 \text{ kN}$$

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl}, R_d = \frac{A x f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y x \gamma_{M0}} = \frac{102,75 \times 1,1}{23,5} = 4,8 \text{ cm}^2$$

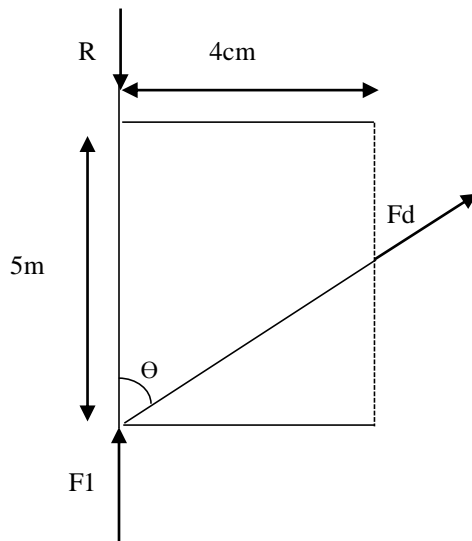


Figure V.2: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

On opte pour une cornière isolée de **L65×65×7d** d'une section $A = 8,7 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

- **Section nette:**

$$A_{net} = 8,7 - 0,5 \times 1,3 = 8,05 \text{ cm}^2$$

V.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

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

$$N_{u}; r_d = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

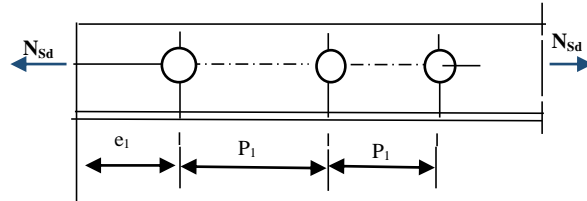


Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau V.1:coefficients minorateurs β_1 et β_2

Où : β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P=100\text{mm}; e=25\text{mm}$

$P_1 = 100\text{mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

Avec : $d_0=13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta=\beta_3 =0.7$

$$N_{uRd} = \frac{0,7 \times 8,05 \times 3600}{1,25} = 16228,8 \text{ daN}$$

$N_{sd}=10275,45 \text{ daN} < N_{uRd} = 16228,8 \text{ daN}$condition vérifiée

Conclusion:

Une cornière de L65x65x7 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

V.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

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

a) Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2:

$$\left(\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{ny\text{rd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{nz\text{rd}}}\right)^\beta \leq 1$$

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

$$n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{plrd}}}$$

$$M_{ny\text{rd}} = M_{\text{plyrd}} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha}\right) \text{ et } M_{nz\text{rd}} = M_{\text{plzrd}} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha}\right)$$

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

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

$$M_{\text{plyrd}} = \frac{W_{\text{plyxfy}}}{\gamma_{M0}} \cdot M_{\text{plzrd}} = \frac{W_{\text{plzxfy}}}{\gamma_{M0}}$$

- Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir le calcul des pannes).

$$G = 37.13 \text{ daN/ml}$$

$$N = 70.51 \text{ daN/ml.}$$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_4 = 2033.67 \text{ daN}$$

Combinaison des charges :

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

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

$$N_{\text{sd}} = 1.35V$$

$$Q_{\text{sd}} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 37.13 + 1.5 \times 70.51 = 145.31 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{\text{zsd}} = Q_{\text{sd}} \cos \alpha = 145.31 \times \cos 11.30 = 142.49 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{\text{y\text{sd}}} = \frac{Q_{\text{zsd}} l^2}{8} = \frac{142.498 \times 5^2}{8} = 445.28 \text{ daN.m}$$

$$Q_{\text{y\text{sd}}} = Q_{\text{sd}} \sin \alpha = 142.49 \times \sin 11.30 = 27.92 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysdx} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{27.92 \times 2.5^2}{8} = 21.81 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times V = 1.35 \times 2033.67 = 2745.45 \text{ daN}$$

- **Caractéristique géométrique de l'IPE140 :**

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

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

$$M_{ply; Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$N_{Pl; Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036.36 \text{ daN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{Pl; Rd}} = \frac{2745.45}{35036.36} = 0,1$$

b) Incidence de l'effort normal:

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

$$N_{sd} = 2745.45 \text{ daN}$$

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

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 16,4 - 2 \times 7,3 \times 0.69 = 6,326 \text{ cm}^2.$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 6,326 \times 2350 / 1.1 = 6757.31 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2745.45 \text{ daN} < \text{Min} (0.25 N_{pl, Rd} = 8759.09 \text{ daN}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 6757.31 \text{ daN}) = 6757.31 \text{ daN} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{y, Rd} = M_{pl, y, Rd}$$

$$M_{z, Rd} = M_{pl, z, Rd}$$

La formule de vérification est suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta \leq 1 \dots$$

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \geq 1 ; n = 0.1 \Rightarrow \beta = 5 \times 0.1 = 0.5$$

$$\left[\frac{445.28}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{21.81}{412.32} \right]^{0.5} = 0,29 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

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

Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

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

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

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec:

$$G = 37,13 \text{ daN /ml} : \text{Charge permanente}$$

$$V = -205,60 \text{ daN /ml} : \text{Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)}$$

$$V' = F_4 = 2033,67 \text{ daN} : \text{Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (Montant de la poutre au vent).}$$

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 37.13 \cos \alpha - 1.5 \times 205.60 = -271.98 \text{ daN /ml}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 37.13 \sin \alpha = 9.82 \text{ daN/m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} x l^2}{8} = \frac{271.98 x 5^2}{8} = 849.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{9.82 x 2.5^2}{8} = 7.67 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (voir calcul de contreventement)

$$N_{sd} = 1.35V' = 1.35 \times 2033.67 = 3050.50 \text{ daN}$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Flexion composée avec risque de flambement :

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

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{KLT \cdot M_y \cdot sd}{\chi_{LT} \cdot N_{ply,Rd}} + \frac{Kz \cdot M_{zsd}}{N_{plz,Rd}} \leq 1$$

a) Flexion composée avec risque de flambement :

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{mi} :

Flambement par rapport à l'axe fort yy:

- **Longueur de flambement :**

$l_y = 500$ cm (longueur de la traverse).

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{5,74} = 87,10$$

- **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_{ty}} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{87,10}{93,9} = 0,92$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 > 1,2$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0,21$

- **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,7206$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

$$\chi_{min} = \min(0,7206; 0,3047) \chi_{min} = 0,3047$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz:

- **Longueur de flambement :**

$l_z = 250$ cm

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{1,65} = 151,51$$

- **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_{ty}} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{151,51}{93,9} = 1,61$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

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

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,61 > 1,2$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0,34$

- **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0,3047$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

➤ **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

Pour la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1,3$

$$\mu_y = 0,92 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{88,3 - 77,3}{77,3} = -1,14 < 0,9$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{(-1,14) \times 3050,50}{0,7206 \times 16,4 \times 2350} = 1,12 < 1,5$$

➤ **Calcul du coefficient k_z :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} < 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

La poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1,3$

$$\mu_z = 1,61 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{19,3 - 12,3}{12,3} = -1,68 < 0,9$$

On aura donc :

$$K_z = 1 - \frac{(-1,68) \times 3050,50}{0,3047 \times 16,4 \times 2350} = 1,43 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_y \cdot sd}{N_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_z \cdot sd}{N_{plz,Rd}} = \frac{3050,50}{0,3047 \times 35036,36} + \frac{1,12 \times 849,94}{1886,41} + \frac{1,43 \times 7,67}{412,32} = 0,82$$

< 1 condition vérifiée

Vérification au déversement :

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \quad (\text{Section 1, 2 et 3})$$

• Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^4}{235} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

Avec $i_z = 1,65\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $t_f = 0,64\text{cm}$. ; $L = 500\text{cm}$

Avec : $C_1=1.88$ charge uniformément répartie la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\lambda_{LT} = \frac{500/1.65}{(1.88)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500/1.65}{\frac{14}{0.64}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 118,36 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = \frac{118,36}{93,9} = 1,26$$

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT}=0.21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{14}{210} = 2,61 \text{ mm} > 1,2$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$\chi_{LT} = 0,4934$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

$\mu_{LT} = 0.15(1,61) \cdot (1,3) - 0.15 = 0,16$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,16 \times 3050,50}{1,43 \times 16,4 \times 2350} = 0,1 < 1,5$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT} N_{ply,Rd}} + \frac{K_z M_{z,ed}}{N_{plz,Rd}} = \frac{3050,50}{0,3047 \times 35036,36} + \frac{0,1 \times 849,94}{1886,41} + \frac{1,43 \times 7,67}{412,32} = 0,4$$

< 1condition vérifiée

Conclusion Le profilé choisi IPE 140 est adéquat comme panne de toiture

V.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

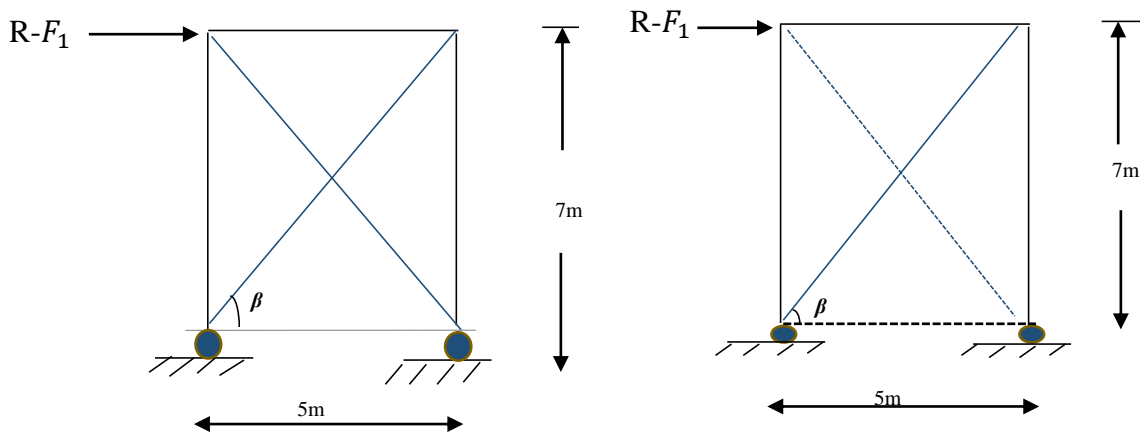


Figure v.3: schéma statique de palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures:

a) Effort de traction dans la diagonale tendue:

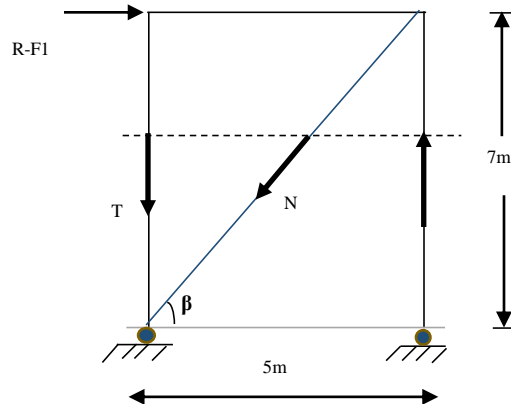


Figure V.4: Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cdot \cos\theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = 6076,82 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{7}{5} \longrightarrow \theta = \arctg \frac{7}{5} = 54,46^\circ$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos 38,7} = \frac{6076,82 - 730,63}{\cos 54,46^\circ} = 9197,41 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 9197,41 = 13796,115 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 137,96 \text{ Kn}$$

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl}, R_d = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \cdot \gamma M_0} = \frac{137,96 \times 1,1}{23,5} = 6,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L65×65×7** d'une section $A = 8,7 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Section nette :

$$A_{net} = 8,7 - 0,5 \times 1,3 = 8,05 \text{ cm}^2$$

V.3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

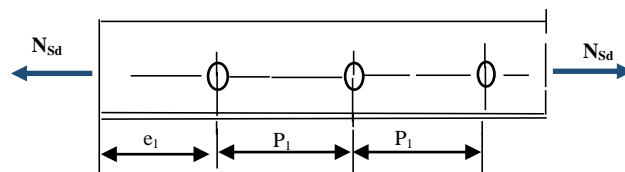
Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u}; r_d = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma M_2}$$

$$\text{Avec : } \beta = \beta_3 = 0,7$$

$$N_{uRd} = \frac{0,7 \times 8,05 \times 3600}{1,25} = 16228,8 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 13796,115 \text{ daN} < N_{uRd} = 16228,8 \text{ daN}$condition vérifiée



Conclusion:

Une cornière de L65x65x7 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi des pertes de vies humaines. Pour cela, des règlements parasismiques sont conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leur protection.

VI.1 Méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99. VERSION 2003.)

Nous proposons trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

1. La méthode statique équivalente (MSE).
2. La méthode d'analyse spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) Choix de la méthode

Nous allons travailler avec la méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=10\text{m} < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($\frac{45}{30} = 1.5 < 4$) 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.

➤ Caractéristiques du hangar étudié

- Wilaya d'implantation : MEDEA.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

VI.2 Calcul de la force sismique totale

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4-1 du RPA})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA ;

D : facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4.2 du RPA ;

R : coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4.3 du RPA ;

Q : facteur de qualité donné par la formule 4.4 du RPA ;

W : poids totale de la structure donné par la formule 4.5 du RPA.

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/2003), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Zone sismique : **IIa**

Groupe d'usage : **2** → **A= 0.15**

b) Coefficient de comportement global de la structure (R)

Donné par le tableau 4.3 du **RPA** en fonction du système de contreventement (palées triangulés en **X**).

$$\mathbf{R= 4}$$

c) Calcul du facteur de qualité Q :

La valeur de Q est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{Q= 1+\Sigma Pq}$$

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) ;

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

$P_4 = 0$: régularité en élévation (observé) ;
 $P_5 = 0$: contrôle de la qualité des matériaux (observé) ;
 $P_6 = 0,1$: contrôle de la qualité de l'exécution (observé).
 $\rightarrow Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,1) = 1,2$

d) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est donné par la relation :

$$D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad T > 3s$$

➤ **Le pourcentage d'amortissement ξ :**

Le pourcentage d'amortissement est donné en fonction du matériau constitutif, du type et de l'importance du remplissage. Du tableau 4.2 du RPA 99 V2003 on trouve pour acier/léger $\xi = 4\%$.

➤ **Le facteur de correction d'amortissement :**

Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{1/2} \geq 0,7$$

D'où : $\eta = [7 / (2 + 4)]^{1/2} = 1,08$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

On a :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

$C_T = 0,085$: coefficient en fonction du système de comportement du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 V2003.

$h_N = 10m$: hauteur totale.

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 10^{3/4} = 0,48s$$

$T_2 = 0,5s$: période caractéristique associé à la catégorie du sol (qui est dans notre cas S3) donné par le tableau 4.7 du RPA 99 V2003.

Puisque $0 \leq T = 0,48s \leq T_2 = 0,5s$: $\rightarrow D = 2,5\eta = 2,5 \times 1,08 = 2,7$

e) Calcul du poids total de la structure W :

$$W = \sum W_i = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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.

1) Calcul des charges permanent W_{Gi} de tous les éléments qui constituent hangar :

Elément	Profilés utilisés	Poids propre (kg /m ²)	Nombre de Chaque élément	La longueur de l'élément	La charge W (kg)
Poteau	IPE 550	106	7	24	17808
traverse	IPE 550	106	15,3	24	38923,2
potelet	IPE 270	36,1	7,8	4	1126,32
			8,6	4	1241,84
			9,5	4	10260
Lisse de bardage	UPE 140	14,5	4	40	2320
			4,5	24	1566
			5	98	7105
panne	IPE 140	12,9	5	198	12771
liernes	Barre rond $\phi = 10\text{mm}$	/	/	/	327,97
Palé de stabilité	L65x65x5	8,7	68,8	/	598,56

Poutre au vent	L65x65x5	8,7	234,21		2037,625
Elément	Types	Poids propre (kg /m ²)	Surface (m ²)	Nombre	La charge W (kg)
Couverture du versant de toiture	15,84	15,84	688,5	2	21811,68
Couverture du long pan	14,42	14,42	215	2	6200,6
Couverture du pignon	14,42	14,42	482,96		6964,28
				$\sum WGi$	131062,07

Tableau VI.1: Les charges permanentes

2) Evaluation des actions d'exploitations :

$$W_{Qi} = P_{\text{neige}} \times S_{\text{toiture}} = 47 \times 1377 = 6471.9$$

$$W_{Qi} = P_{\text{Entretien}} \times S_{\text{toiture}} = 60 \times 1377 = 82620$$

Et $\beta = 0.5$ (hangars; entrepôts)

$$\text{Poids total } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 131062,07 + (0.5 \times 82620) = 172372,07 \text{Kg}$$

3) Calcul de la force sismique totale

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1723,72$$

$$V_x = 209.43 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1723,72$$

$$V_y = 209.43 \text{ KN}$$

4) Les sollicitations dues au vent le plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 134,38 \text{ daN / m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 134.38 \times S_{\text{toiture}}$$

$$V = 134,38 \times 1377$$

$$V = 185041,26 \text{ daN} = 1850,41 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V > V_x$$

$$\Rightarrow V > V_y$$

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.

Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ($\mu\mu$) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VII.2 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.

VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

- L'assemblage « poteau-traverse » est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal

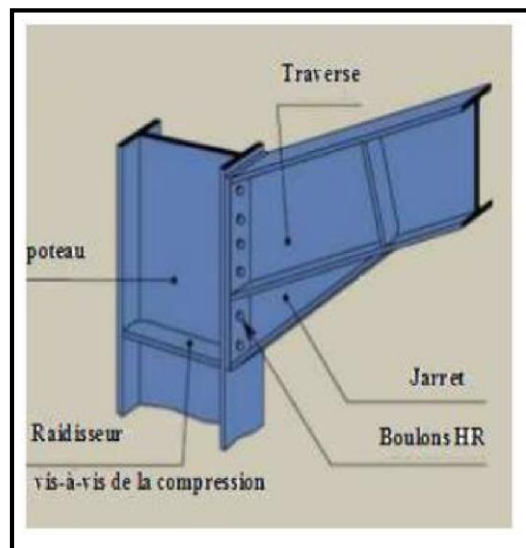


Figure VII.1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

VII.3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 20 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu=0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VII.3.2 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{sd} = -342,99 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 89,71 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -49,12 \text{ kN}$$

VII.3.3 Les composants d'assemblage:

- ⇒ Poteau en IPE 550.
- ⇒ Poutre IPE 550.
- ⇒ Jarret IPE 550.
- ⇒ Palatine 1110 × 220 × 20

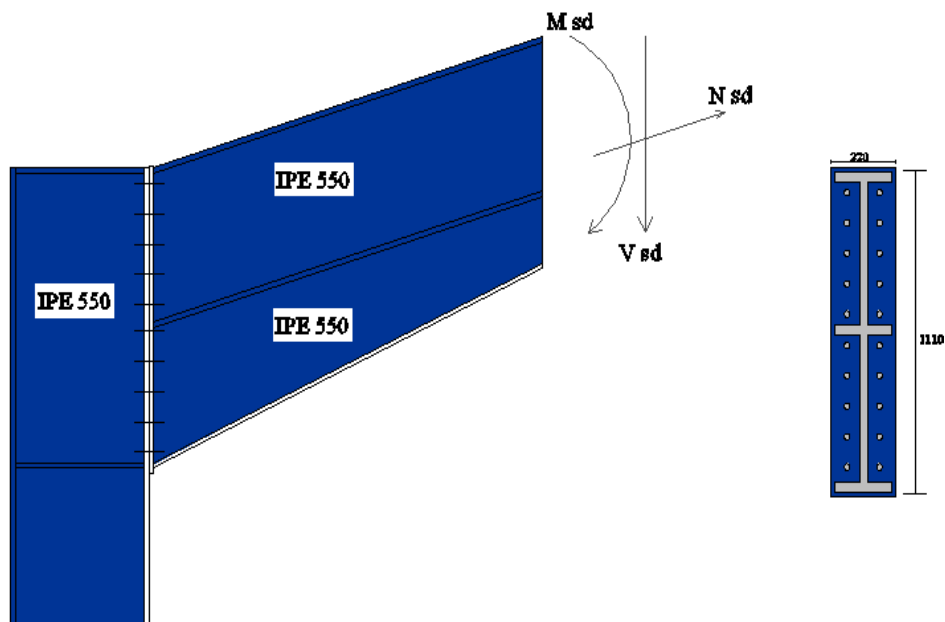


Figure VII.2:détails assemblage.

VII.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE 550

$$t_{fb} = 17,2 \text{ mm}; t_{wb} = 11,1 \text{ mm}; \quad b_b = 210 \text{ mm}$$

$$x = 17,2 \sqrt{\frac{210}{11,1}}$$

$$x = 74,81 \text{ mm}$$

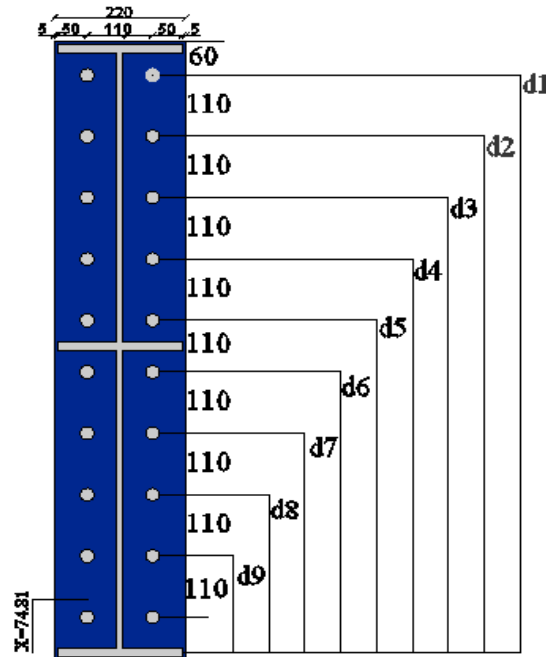


Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

$$d_1 = 1050\text{mm}; d_2 = 940\text{mm}; d_3 = 830\text{mm}; d_4 = 720\text{mm}; d_5 = 610\text{mm}$$

$$d_6 = 940\text{mm}; d_7 = 830\text{mm}; d_8 = 280\text{mm}; d_9 = 170\text{mm}$$

VII.3.5 Calcul du moment résistant

$$MRd = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^3 \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon.}$$

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum di^2 = (170^2 + 280^2 + 390^2 + 500^2 + 610^2 + 720^2 + 830^2 + 940^2 + 1050^2) = 4074900 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum di^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 4074900 \times 10^{-3}}{1050}$$

$$M_{sd} = 342,99 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 1331,134 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon : $\frac{v_{sd}}{n} = \frac{49,12}{20} = 2,46 \text{ kN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{171,5}{1,25} = 41,6 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 2,46 \text{ kN} < V_{Rd} = 41,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Avec: $F_{t,Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

où:

F_t : Résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau

$b_{eff} = p$: Entre axe des boulons ($p=110 \text{ mm}$).

$$R_d = 1,1 \times 11 \times \frac{23,5}{1,1} = 260,85 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{342,99}{1,1 - 0,0172} = 316,76 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut:

$$F_v = 316,76 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 260,85 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

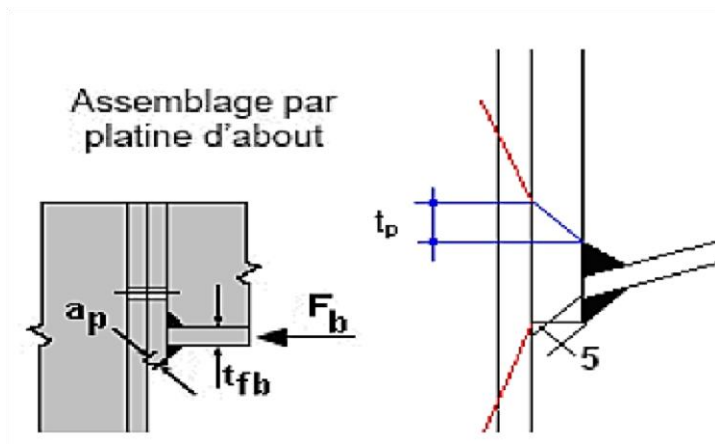


Figure VII .4 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) Calcul de $F_{c.rd}$:

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times p \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma M1 \sqrt{(1 + 1.3(\frac{b_{eff}}{h})^2)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2ap\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque $\sigma_{c.sd} \leq 0.7 f_y$ $K_c = 1$

Lorsque $\sigma_{c.sd} > 0.7 f_y$ $K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$

Donc : $\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}.Z_{max}}{I_y}$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{49,12}{134} + \frac{342,99 \times 10^2 \times 27,5}{67120} = 14,41 \text{ kN/cm}^2$$

Et $0.7 f_y = 0.7 \times 23,5 = 16,45 \text{ kN/cm}^2$

Alors $\sigma_{c.sd} = 14,41 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 f_y = 16,45 \text{ kN/cm}^2 \implies K_c = 1$

- $t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité

- $b_{eff} = 17,2 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(17,2 + 24) + 2 \times 20 = 277,34$ mm
- t_b : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- t_p : épaisseur de la platine d'extrémité
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0 mm)

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \rho = 1$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_w c^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{27,73 \times 46,76 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,11^2}} = 1,08$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,7$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (1,08 - 0,2) / (1,08^2) = 0,75$$

$$\text{On aura donc : } F_{CRd} = \frac{1 \times 0,75 \times 27,73 \times 1,11 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{27,73}{55}\right)^2}} = 427,57 \text{ kN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$$\text{On a : } N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 342,99 \text{ KN.m}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 1050 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 88,38 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 940 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 79,12 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 830 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 69,86 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 720 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 60,60 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 610 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 51,34 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 500 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 42,08 \text{ KN}$$

$$N_7 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 390 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 32,82 \text{ KN}$$

$$N_8 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 280 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 23,56 \text{ KN}$$

$$N_9 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{342,99 \times 170 \times 10^{-3}}{4074900 \times 10^{-6}} = 14,30 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 462,06 \text{ kN} > F_{CRd} = 427,57 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant .Il faut prévoir un raidisseur (raidisseur d'épaisseur 14 mm)

VII.3.9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

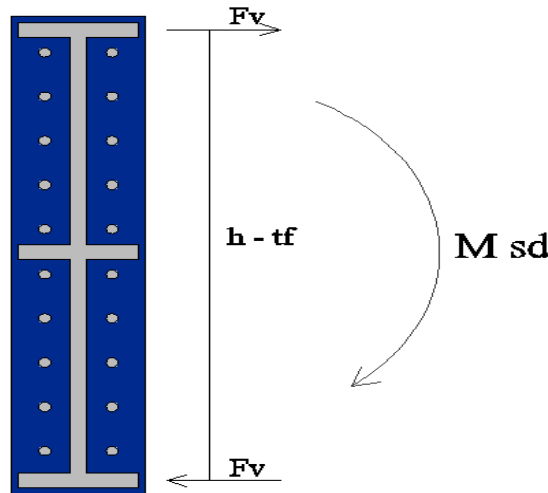


Figure VII .5 : Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

a) Calcul de V_{Rd} :

$$V_{Rd} = 0,58 \times f_y \times h \frac{t_w c}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times 23,5 \times 55 \times \frac{1,11}{1,1} = 756,46 \text{ KN}$$

b) Calcul de l'effort de cisaillement F_v :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{342,99}{1,1 - 0,0172} = 316,76 \text{ KN}$$

$$F_v = 316,76 \text{ KN} < V_{Rd} = 756,46 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport, L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

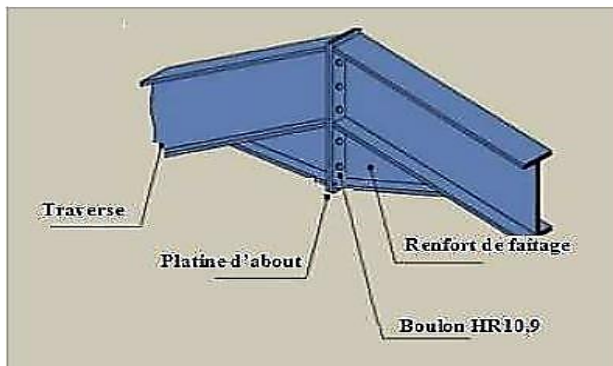


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

VII.4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 20 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm,

La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brosse métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VII.4.2 Efforts de calcul:

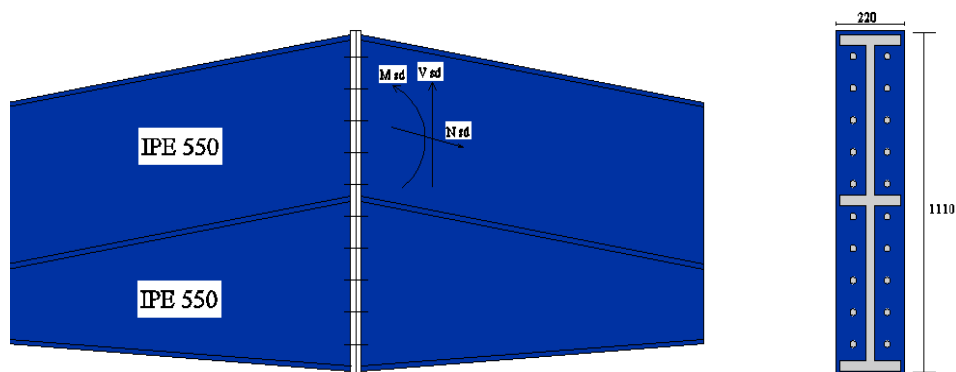


Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{sd} = 180,01 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 65,35 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 78,34 \text{ kN}$$

➤ Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage:

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_1^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_1^2}{d_1}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon}$$

VII.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

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

$$\sum di^2 = (170^2 + 280^2 + 390^2 + 500^2 + 610^2 + 720^2 + 830^2 + 940^2 + 1050^2) = 4074900 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum di^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 4074900 \times 10^{-3}}{1050} = 1331,134 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 180,01 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 1331,134 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{v_{sd}}{n} = \frac{65,35}{20} = 3,26 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{171,5}{1,25} = 41,6 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 3,26 \text{ kN} < V_{rd} = 41,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.5 Calcul des bases des poteaux :

VII.5.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

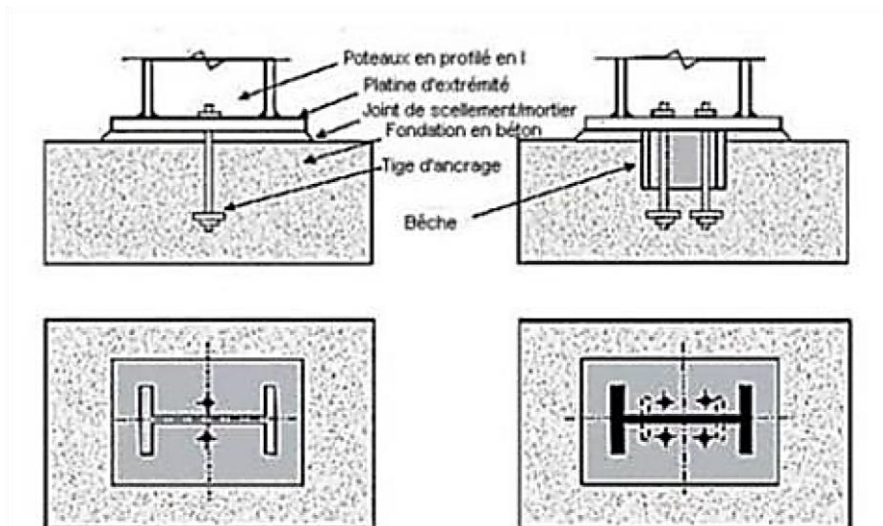


Figure VII.8 : Base des poteaux

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

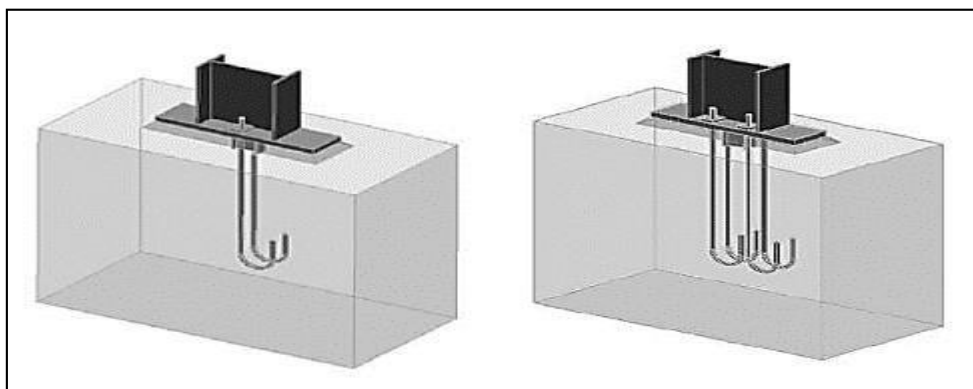


Figure VII.9 : pied de poteau articulé.

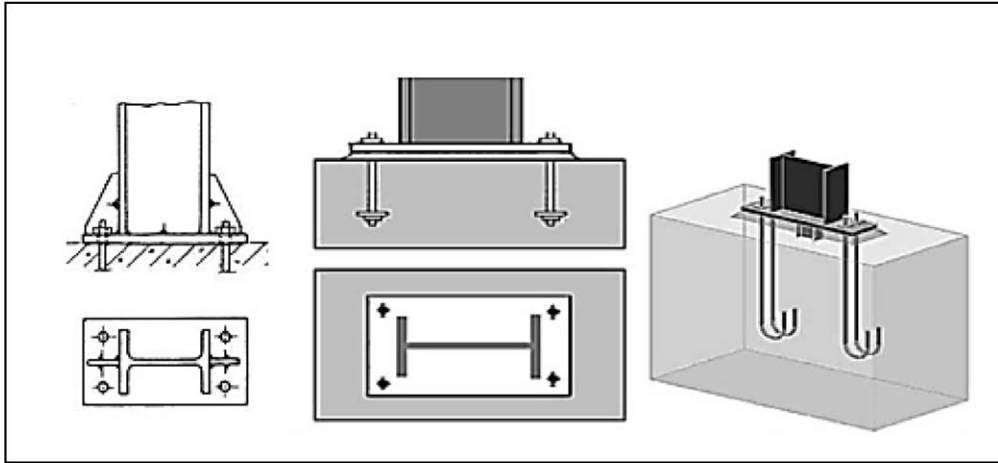


Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE 550**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 89,71 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z,sd} = 49,12 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 59,69 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z,sd} = 37,05 \text{ KN}$

VII.5.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$

Béton : $\gamma_c = 1.15$

VII.5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de a_{cc} est de données dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : $= 1$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \quad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{550 \times 210} \left(\frac{899710}{16.7} \right)^2 = 249,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{89710}{16.7} = 5371,85 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

VII.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 5371,85 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 550 \times 210 = 109725 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 5371,85 \text{ mm}^2 < 109725 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies

Comme suit :

$$b_p = 250 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 210 + 2 \times 17,2 = 244,4 \text{ mm}$$

$$h_p = 590 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 550 + 2 \times 17,2 = 584,4 \text{ mm}$$

Ce qui donne $A_{c0} = 250 \times 590 = 147500 \text{ mm}^2 > 5371,85 \text{ mm}^2$

VII.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la Largeur d'appuis additionnelle c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = -(210 - 11,1 + 550) = -748,9 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \times h_c \times t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = \frac{0,5 \times 89710}{16,7} - (2 \times 210 \times 17,2 + 4(17,2)^2 - 0,5 \times 550 \times 11,1 - 17,2 \times 11,1)$$

$$C = -2478,01 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{748,9 - \sqrt{748,9^2 - 4 \times 2(-2478,01)}}{2 \times 2} = -3,28 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

$N_{sd} = 89,71 \text{ KN} < N_{Rd} = 1346,77 \text{ KN}$ condition vérifié

VII.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

- Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6,7 M_0}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6,7 M_0} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 14242,42 \text{ N.mm}$$

$$M_{Rd} = 14,24 \text{ KN.mm}$$

- Calcul du moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{42^2}{2}\right) \times 89,71}{80645,16} = 0,98 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 0,98 \text{ KN.mm} < M_{Rd} = 14,24 \text{ KN.mm}$$

VII.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Avec :

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0,2 \times 89,71 = 17,94 \text{ KN}$$

: est l'effort de calcul de compression du poteau.

: Coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 49,12 \text{ KN} > F_{v.Rd} = 17,94 \text{ KN} \quad \text{.....condition non vérifiée}$$

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.

VII.5.6 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.

VII.5.6.1 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 : 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} : Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb.rd} = \frac{a_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_2}$$

$$a_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

nb : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v.rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f.rd} = 0.2 \times N_{sd} = 0.2 \times 89,71 = 17,94 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245 \times 10^{-3}}{1.25} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 17,94 + 2 \times 29 = 75,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 49,12 \text{ KN} < F_{v.rd} = 75,94 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{eff}(\text{bèche}) \leq 1.5 h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche : $h_{bèche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{bèche} / b_{bèche} \leq 20$

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 : $L_{ff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$

L'épaisseur de scellement est de 30 mm .

VII.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) :

Combinaison $G + 1.5V_3$

$$N_{sd} = 59,69 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_{sd} = 37,05 \text{ KN}$$

VII.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite:

$$\frac{N_{sd}/n_b}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{F_{t.rd}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{tRd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 245}{1,25} = 70,56 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{bRd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{tRd}} = \frac{37,05/2}{29} + \frac{59,69/2}{70,56} = 1 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2; = 300 \text{ N/mm}^2; d = 20 \text{ mm}$$

VII.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc, Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6 \cdot 4r + 3 \cdot 5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

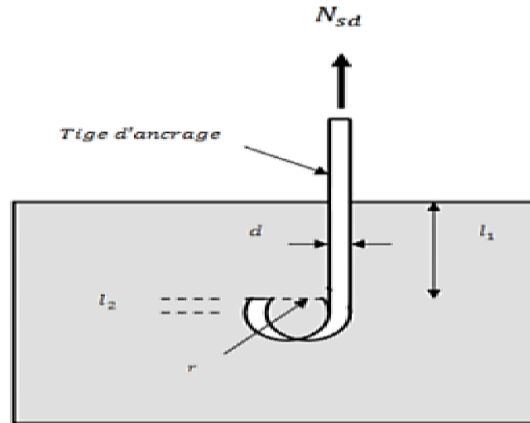


Figure VII.12 : Tige d'ancrage

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$t_{b,rqd} = 0.144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage

f_{bd} : constante d'adhérence de calcul de calcul

d: diamètre du boulon d'ancrage

- **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.20} = 960 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd}$$

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.2 = 72382,29 \text{ N}$$

$$f_{anc.Rd} = 72,38 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{59,60}{2} = 29,84 \text{ kN} < f_{anc.Rd} = 72,38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$t_{b.rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où : $N_{sd} = A \times \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd}$

: effort de soulèvement par tige d'ancrage.

$$t_{b.rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot \pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\frac{t_{b.rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \longrightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s)}{\gamma M_2 A}$$

A : la section brute de la tige

A_s : section résistante

En prenant

$$A/A_s \approx 0.8 \implies \max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$t_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 \cdot f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$t_{b.rqd} = 0.144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

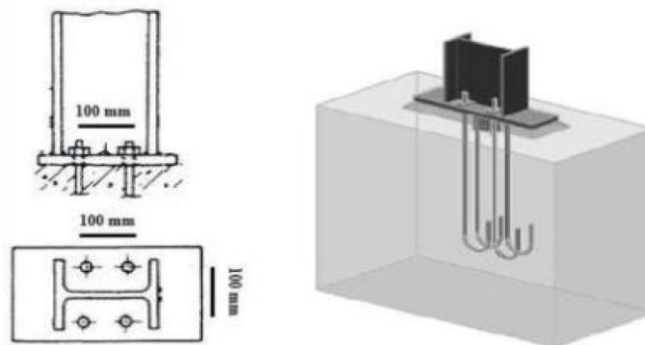


Figure VII.13 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII.1 Les types des fondations :

Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau.
- Semelle filante continue sous mur.
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Radiers généraux ou nervurés.

-Fondation profonde (semelle sous pieux).

- **Choix des fondations :**

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

VIII.2 Etude des semelles :

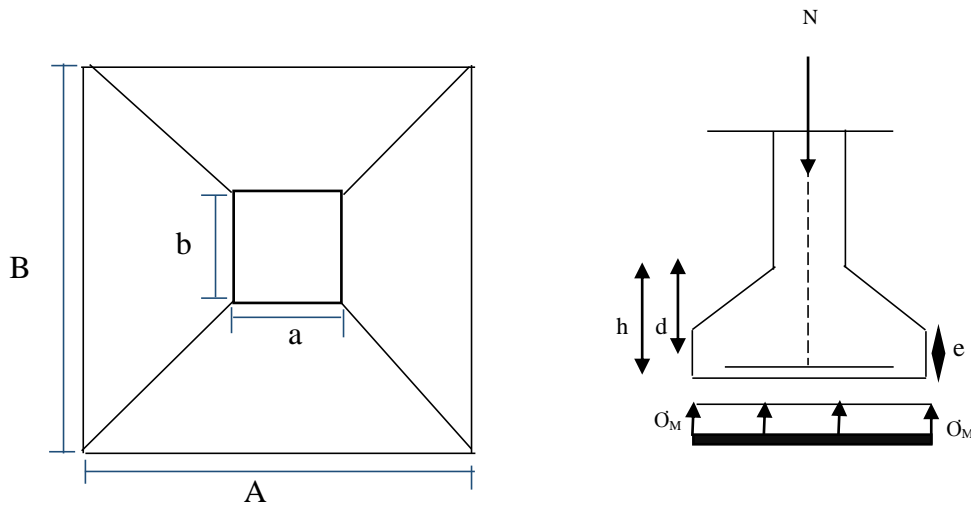


Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
semelle	N_{sd} (KN)	89,71	78,34
$\bar{\sigma}_{sol}$	2bar = 0,2MPa = 20000 daN /m ²		

Figure VIII.2 : tableaux de l'effort normal

- Sous l'effort vers le bas

a) Dimensionnement de la semelle

Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

On a: b = 590 mm et a = 250 mm

$$\Sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \longrightarrow A \times B \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}$$

$$B^2 \times \frac{a}{b} = \frac{Nsd}{\sigma_{sol}} \longrightarrow \frac{250}{590} \times B^2 = \frac{8971}{20000}$$

$$0,42 \times B^2 = 0,44 \longrightarrow B = 1 \text{ m}$$

$$A = B = 1 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions (1 x 1) m².

b) Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1-0,59}{4} \leq d \leq 1 - 0,25$$

$$0,1025 \text{ m} \leq d \leq 0,75 \text{ m} \longrightarrow 10,25 \text{ cm} \leq d \leq 75 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } d = 45 \text{ cm} \longrightarrow h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

VIII.2.1 Calcul de ferrailage :

➤ I'ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{89,71 \times 10^{-3} \times (1 - 0,25)}{8 \times 0,45 \times 347,87 \times 10^{-2}} = 5,3 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,53 \text{ cm}^2$$

➤ I'ELS

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 210,63 \text{ MPa}$$

n: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{78,34 \times 10^{-3} \times (1 - 0,25)}{8 \times 0,45 \times 210,63 \times 10^{-2}} = 7,74 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,77 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de **6T12** (6.78cm²)

VIII. 3 Calculs 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 :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

N : Égale 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.

➤ L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{89.71}{12} = 7.47 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{78.34}{12} = 6.52 \text{ KN}$$

$$F = \{7.47 \text{ KN}; 6.52 \text{ KN}; 20 \text{ KN}\} = 20 \text{ KN}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{210.63} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c) Vérification de condition de non-fragilité:

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm} \\ A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 45 \times \frac{25}{400} = 16.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d) Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min (h/35 ; \varphi_{min} ; b/10) \Rightarrow \varphi t \leq \min (14.28 ; 10 ; 25) = 10 \text{ mm}$$

Alors on prend : $\varphi t = 8 \text{ mm}$

e) Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi t) \longrightarrow St \leq (20 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10 \text{ cm}$

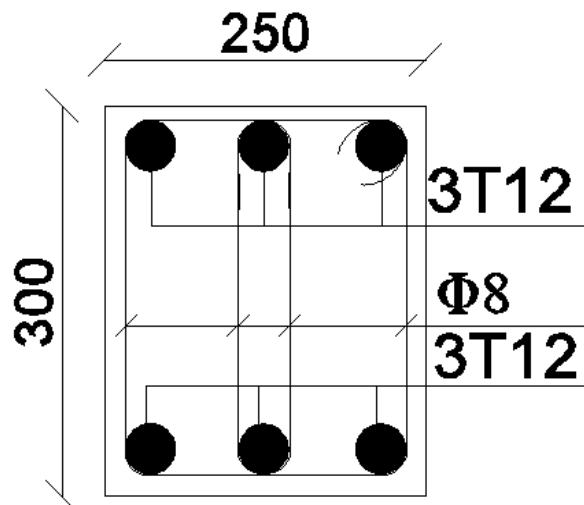


Figure VIII.4. Ferrailage des longrines

CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons réalisé consiste en étude et la conception d'un hangar métallique a un usage de stockage, conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 EUROCODE 03, RNV 99 /2013)

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans les structures métalliques de type (hangar) ; les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- La bonne conception et la modélisation permettent à la structure d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles elle est soumise.
- 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'appliquent au cours de sa vie.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques
- L'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées grâce à sa bonne rigidité et son poids léger

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes

Bibliographie

- ✓ Le règlement algérien Neige et vent version 2013(pour l'étude climatique)
- ✓ **Eurocode 0 3** les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil
- ✓ DAHMANI Lahlou. 2014. Calcul des éléments de construction métallique selon l'Eurocode 03 ; Edition : 2 .03. 5343
- ✓ Règlement parasismique Algérien **RPA99 /version 2003** (pour l'étude sismique)
- ✓ Site européen Algérie

Annexes

ANNEXE 1 :

Paramètre	Symbole	Renvoi
Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
Hauteur de référence	z_r	§ 2.3.2
Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
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 intérieure	C_{pi}	§ 5.1
Coefficient de pression extérieure	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 2 :

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_1(z) = 1$

ANNEXE 3 :

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$
$+45^\circ$	-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
$+15^\circ$	-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	-1,1	+0,2		+0,2	
							-0,4		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,1	-0,4		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,5		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
10°	-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	
	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$	$C_{pe,ex}$	$C_{pe,i}$
-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	-1,1	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,5	-2,0	-1,1	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,1	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,1	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,1	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,1	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE 4 :

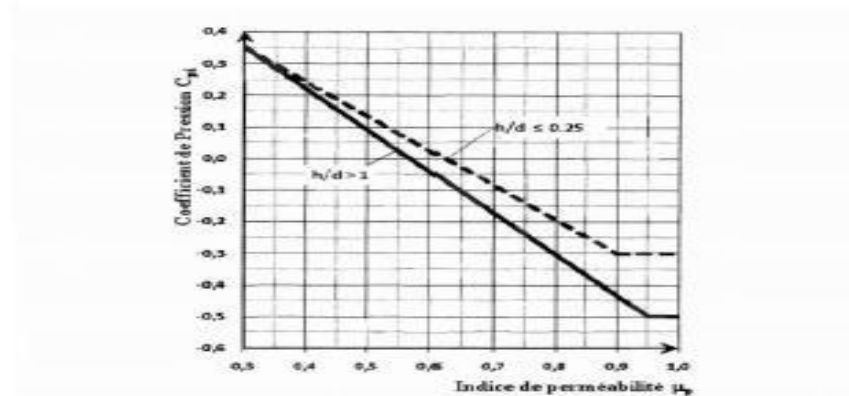


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

ANNEXE 5 :

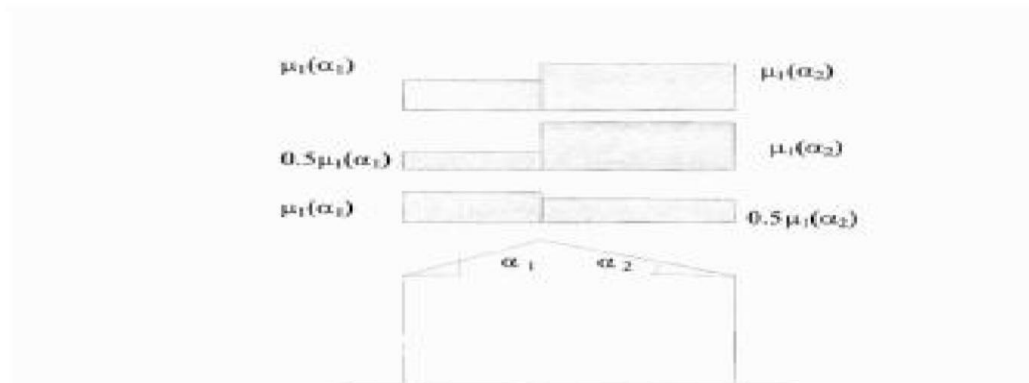


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_s	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

Designation Обозначение	G kg/m	Dimensions Параметры				A mm² x10⁴	Position des axes Положение осей					Surface Площадь	
		h-b mm	t mm	t ₁ mm	t ₂ mm		x-y ₁ mm x10	y mm x10	x ₁ mm x10	x ₂ mm x10	A ₁ mm²	A ₂ mm²	
L 20x 20x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,840	0,700	0,077	87,40	
L 25x 25x 3 ^{1/4}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88	
L 25x 25x 4 ^{1/4}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	86,67	
L 30x 30x 3 ^{1/4}	1,36	30	3	5	2,5	1,24	0,825	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87	
L 30x 30x 4 ^{1/4}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	85,02	
L 35x 35x 4 ^{1/4}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	84,82	
L 40x 40x 4 ^{1/4}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,82	1,58	1,40	0,155	84,07	
L 40x 40x 5 ^{1/4}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	3,02	1,64	1,41	0,155	82,07	
L 45x 45x 4 ^{5/8}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	82,46	
L 45x 45x 4,5 ^{5/8}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	81,82	
L 45x 45x 5 ^{5/8}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	81,51	
L 50x 50x 4 ^{1/2}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	82,49	
L 50x 50x 5 ^{1/2}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	81,46	
L 50x 50x 6 ^{1/2}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	82,41	
L 50x 50x 7 ^{1/2}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	82,86	
L 55x 55x 5 ^{3/8}	4,18	55	5	8	4,0	5,22	1,52	3,89	2,15	1,92	0,212	81,05	
L 55x 55x 6 ^{3/8}	4,95	55	6	8	4,0	6,21	1,56	3,89	2,21	1,94	0,212	82,04	
L 60x 60x 4	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,232	82,07	
L 60x 60x 5 ^{1/4}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,232	81,04	
L 60x 60x 6 ^{1/4}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,232	82,89	
L 60x 60x 8 ^{1/4}	7,09	60	8	8	4,0	9,02	1,77	4,24	2,50	2,14	0,232	82,89	
L 65x 65x 6 ^{3/8}	5,91	65	6	9	4,5	7,52	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	82,70	
L 65x 65x 7	6,82	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	82,65	
L 65x 65x 8 ^{3/8}	7,72	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	82,64	

Designation Обозначение	Values statistiques / Section properties / Свойства сечения									Classification сечение по классу EN 1992-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axes y-y / ось z-z axes y-y / ось z-z			axes u-u axes u-u		axes v-v axes v-v		axes w-w axes w-w		S15	S15				
	I _y -I _y mm⁴ x10⁴	W _{el} -W _{el} mm³	i _y -i _y mm x10	I _u mm⁴ x10⁴	I _v mm⁴ x10⁴	I _w mm⁴ x10⁴	I _x mm⁴ x10⁴	i _w mm x10⁴							
L 20x 20x 3	0,879	0,288	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓			
L 25x 25x 3	1,11	0,796	0,648	0,749	1,26	0,944	0,229	0,481	-0,467	1	1	✓			
L 25x 25x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓			
L 30x 30x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,22	1,12	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓			
L 30x 30x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓			
L 35x 35x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,22	1,22	0,68	-1,72	1	1	✓			
L 40x 40x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,62	1	2	✓			
L 40x 40x 5	2,97	5,42	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓			
L 45x 45x 4	2,74	6,42	1,97	1,26	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓			
L 45x 45x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,25	11,25	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓			
L 45x 45x 5	3,38	7,84	2,42	1,25	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓			
L 50x 50x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓			
L 50x 50x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓			
L 50x 50x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,27	1,89	5,21	0,97	-7,52	1	1	✓			
L 50x 50x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	22,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓			
L 55x 55x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	22,27	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓			
L 55x 55x 6	4,95	17,29	4,29	1,66	27,44	2,09	7,12	1,06	-10,16	1	1	✓			
L 60x 60x 4	3,70	15,78	3,58	1,82	25,04	2,21	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓			
L 60x 60x 5	4,57	19,27	4,45	1,82	30,77	2,20	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓			
L 60x 60x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,28	1,17	-13,41	1	2	✓			
L 60x 60x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓			
L 65x 65x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,26	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓			
L 65x 65x 7	6,82	32,42	7,18	1,96	52,08	2,47	12,78	1,26	-19,65	1	1	✓			
L 65x 65x 8	7,72	37,49	8,12	1,95	58,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓			

ANNEXE 7 : dimensions des barres rondes



Acier S 275 BR ou S 235 BR selon
NF EN 10025
Long. 6m/6m200



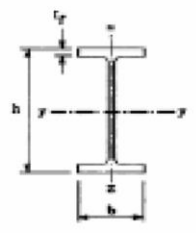


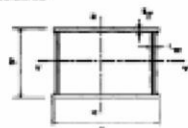

Dimensions en mm	Poids au mètre
8	0,390
10	0,620
12	0,890
14	1,210
16	1,580
18	2,000
20	2,470
22	2,980
25	3,854
28	4,830
30	5,550
35	7,550
40	9,960
45	12,500
50	15,400
60	22,200

ANNEXE 8 :





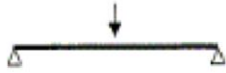

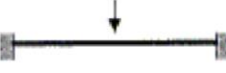

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p> <p>M_1 M_2 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> <p>M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> <p>M_1 M_2 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{2M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \text{Max } M$ dû aux charges transversales seulement</p> <p>$\Delta M = \begin{cases} \text{max } M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \text{max } M + \text{min } M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$</p>

ANNEXE 9 :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yk}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y-y z-z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

ANNEXE 10 :

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	G_1	G_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,69	1,50

ANNEXE 11 : étude des assemblages

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yk}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{tk}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d _s (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

ANNEXE 13 :

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,21$

$\bar{\lambda}$	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	0,9213	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

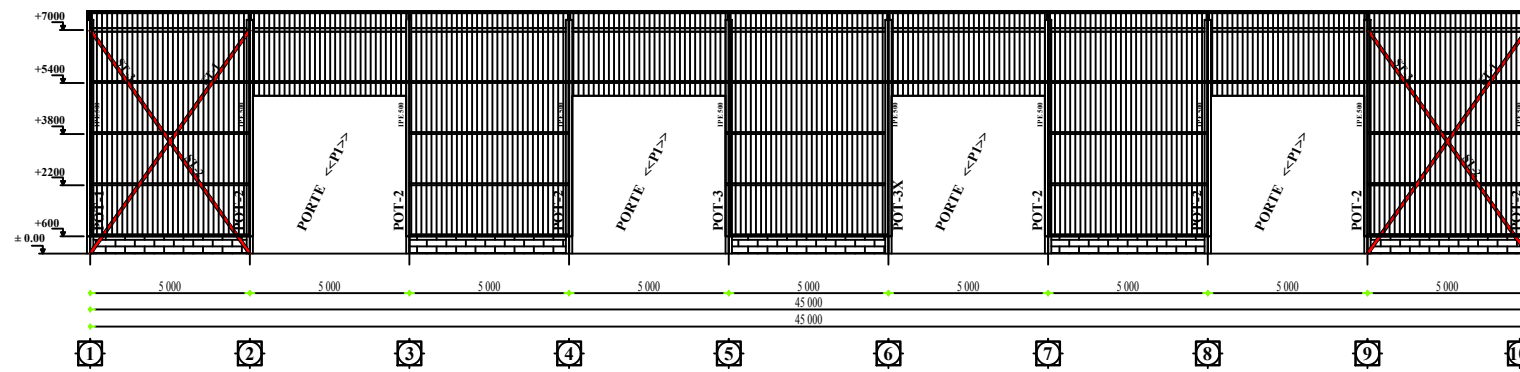
Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

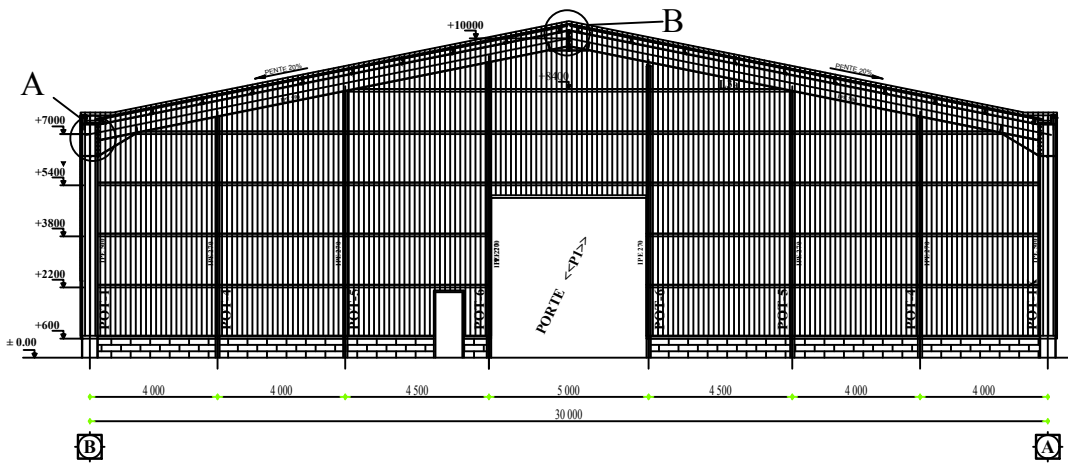
où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ et : $\alpha = 0,34$

$\bar{\lambda}$	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	0,9263	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

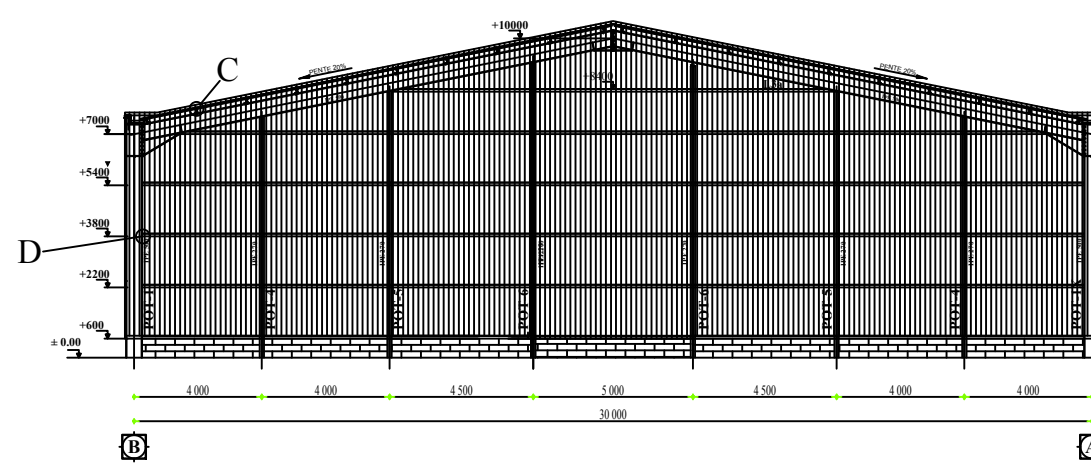
LONG - PAN FILE -B-



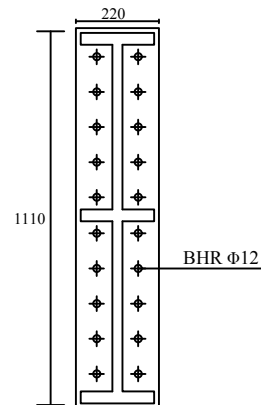
PIGNON AXE -1-



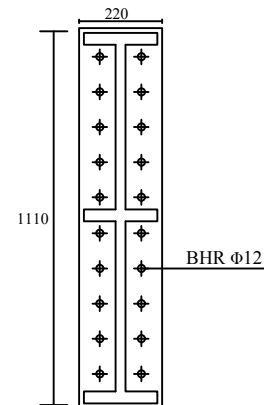
PIGNON AXE -10-



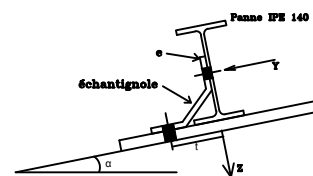
Détail A :
Assemblage poteau poutre



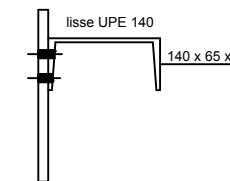
Détail B :
Assemblage poutre poutre



Détail C :
Assemblage panne



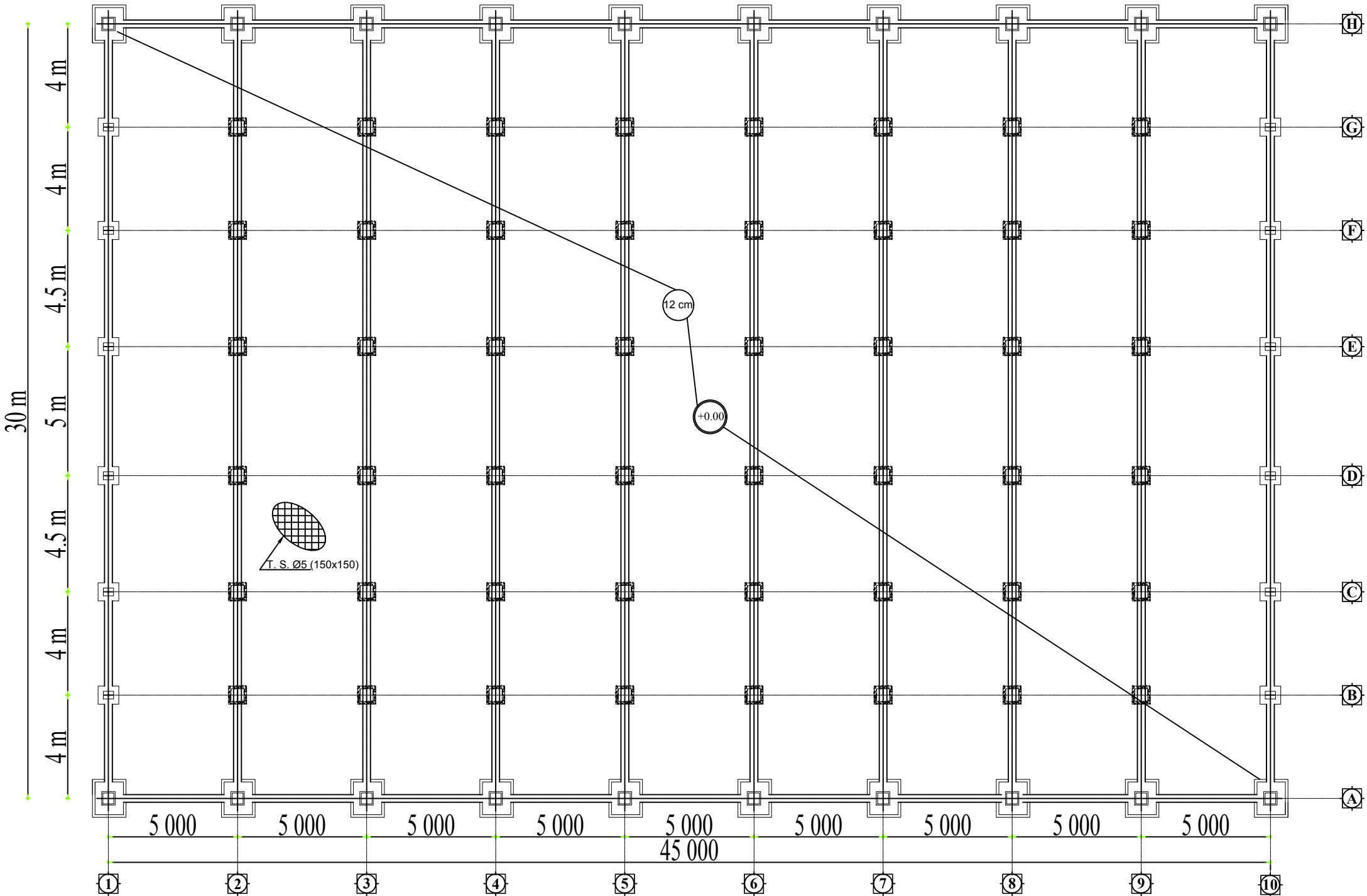
Détail D :
Lisse de bardage UPE 140



Indice	Description	Date de révision
	Hangar de stockage	
Numéro de plan : (2)	Dessinateur : IAMRANENE	Echelles : 1/100
Indice :	Date : 20/02/201	Format : A3
LONG - PAN FILE -B- PIGNON AXE -1- PIGNON AXE -10-	Détail A : Assemblage poteau poutre Détail B : Assemblage poutre poutre Détail C : Assemblage panne Détail D : Lisse de bardage UPE 140	

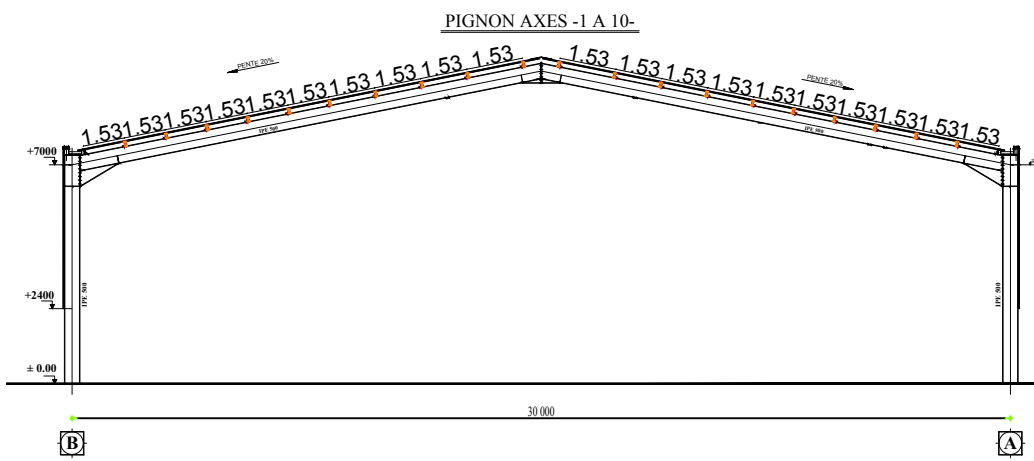
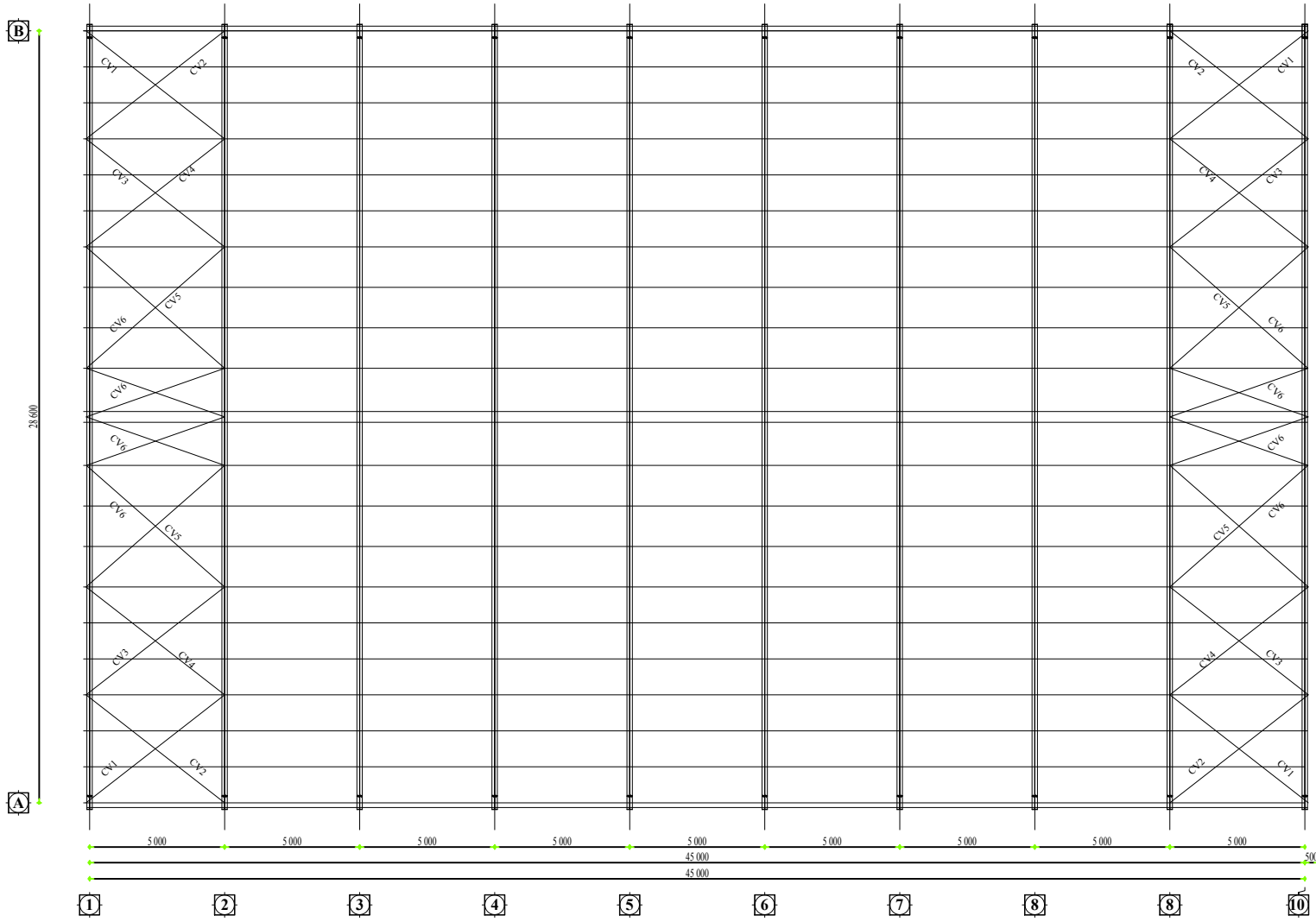
UMMTO
Etudiante : IAMRANENE
Promotion : 2019/2020

Vue en Plan des Fondation



Indice	Description	Date de révision
	Hangar de stockage	
Numéro de plan (1)	Dessinateur : IAMRANENE	Echelles : 1/100
Indice :	Date : 20/02/201	Format : A3
Vue en Plan des Fondation		
UMMTO Etudiante : IAMRANENE		
Promotion : 2019/2020		

Vue en plan de la toiture



Indice	Description	Date de révision
	Hangar de stockage	
Numéro de plan : (3)	Dessinateur : IAMRANENE	Echelles : 1/100
Indice :	Date : 20/02/201	Format : A3
Vue en plan de la toiture PIGNON AXES -1 A 10-		
UMMTO Etudiante : IAMRANENE		
Promotion :2019/2020		

Résumé

Mon projet consiste à étudier un hangar à usage de stockage de longueur 45 m ; largeur 30m avec une toiture à deux versants d'un angle $\alpha = 11,30^\circ$ et une hauteur de 10m ; ce projet est implanté dans la région de chahbounia willaya de Médéa qui se situe à 625 m d'altitude cette région est classée comme zone de moyenne de sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99) pour réaliser ce travail je les décompose en 8 chapitres

Le travail que j'ai réalisé consiste en étude et la conception d'un hangar métallique à un usage de stockage, conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 EUROCODE 03, RNV 99 /2013)

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans les structures métalliques de type (hangar) ; les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- La bonne conception et la détermination et la bonne, modélisation permettent à la structure d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles elle est soumise.
- 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'appliquent au cours de sa vie.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques
- L'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées grâce à sa bonne rigidité et son poids léger

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes

Mots clé :

Modélisation ; assemblage ; conception ; génie civil ; construction ; durabilité ; résistance ; rigidité