



République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie*

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil

Option : Construction métallique

Thème :

***Etude d'un hangar industriel (R+1) en
construction métallique***

Réalisé par :

M^{lle} Ait Ali Soraya
M^{lle} Mazouza Wassila

Promoteur :

M^r BENYESSAD. DJ

Promotion 2015-2016

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail,
Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs
remerciements :*

*Avant tous, nous remercions le DIEU, tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce
travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^r BENYESSAD. DJ notre promoteur, pour avoir accepté
de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*On remercie tous les enseignants du département GENIE
CIVIL pour tout le savoir qu'on a acquis grâce à eux durant
notre formation.*

*Les membres de jury qui auront à juger ce travail.
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire.*

SORAYA & WASSILA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*À mes très chers parents qui nous ont donné l'éducation avant le savoir et qui nous
ont soutenus dans toutes nos décisions,*

À mon très cher frère Mouhend qui me rend le sourire,

À ma très chère petite sœur Adidi que j'adore et qui est toujours présente pour moi,

À tout mes cousins et cousines,

À toutes mes tantes et mes oncles,

Tous les amis que j'ai connus de près ou de loin

en particulier Zaza ,Amel , Taous Assia Foufa ,Nawel ,Kouka ,Manu ,Mhenni

Ma camarade et amie Soraya et à toute sa famille,

À la promo CM 2015-2016 en particulier Wezna, Saliha

Samir, Walid, Bahia ,Abdou .

À toutes les personnes qui ont croisés mon chemin.

Wassila

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur part.

A mes très chères sœurs Sassa ; Sonia ; Saida

A mes tantes Meg, Tima et nana ouardia

A Abdenour et Djamel et Madjid.

A mes cousine adorées Michmiche ; Mamah ; loulou

A mes amies Tita, Kouka, Kahina et Warda

A Walid, Baha, Samir et Abdou sans qui je n'aurais pas pu terminer mon travail

A l'ancien

A ma très chère camarade Wassila et à toute sa famille.

Et enfin A Badaoui et fadhel mille merci

Soraya

SOMMAIRE

Introduction générale

I. Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction..... 01

I.2. Données géométriques de l'ouvrage..... 02

I.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 03

I.4. Règlements utilisés 05

II. Etude climatique

II.1. Introduction 06

II.2. Etude au vent 06

1.1. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul 06

1.2. Calcul des pressions 07

II.3. Etude à la neige..... 16

3.1 But 16

3.2 Calcul des charges de neige 16

II.4. Conclusion 17

III. Pré dimensionnement des éléments..... 18

III.1. Dimensionnement des bardages des parois verticales..... 18

III.2. Dimensionnement des couvertures de toiture 18

III.3. Dimensionnement des pannes 18

III.4. Calcul des liernes 25

III.5. Calcul de l'échantignole..... 26

III.6. Calcul des lisses de bardage 27

III.7. Calcul des suspentes..... 31

III.8. Calcul des potelets 32

III.9. Calcul des fermes 38

III.10. Pré dimensionnement des poteaux	55
III.11. Escalier	61
IV. Etude du plancher mixte	
IV.1. Définition	70
IV.2. Méthode de calcul	70
IV.3. Etude de la dalle collaborant	71
IV.4. Calcul des goujons connecteurs	78
IV.5. Calcul de la poutre maîtresse	80
IV.6. Calcul des goujons connecteurs	86
IV.7. Conclusion	88
V. Etude du contreventement	
V.1. Introduction	89
V.2. Contreventements de toiture (poutre au vent)	89
V.3. Calcul de la palée de stabilité en long pans	100
V.4. Pré-dimensionnement de la poutre sablière.....	101
VI. Etude sismique	
VI.1 Introduction.....	104
VI.2 Analyse de la structure	104
VI.2.2 Méthodes de calcul	104
VI.2.2.1 La méthode statique équivalente	105
VI.2.2.2 Principe de la méthode	105
VI.2.2.3 Calcul de la force sismique totale	105
VI.2.2.4 Force sismique totale	108
VI.2.2.5 Principe de la méthode spectrale	108
VI.2.2.6 Nombre de modes de vibrations à considérer	109
VI.2.2.7 Résultat de calcul	109
VI.2.2.8 Analyse des résultats	112
VI.2.2.9 Résultantes des forces sismiques de calcul	113
VI.2.2.10 Vérification des déplacements	113
VI.2.2.11 Effet de deuxième ordre	115

VII. Vérification de l'ossature

VII.1. Introduction	117
VII.2. Vérification des poteaux	117
VII.3 : Vérification des éléments de la ferme	122
VII.4 : Vérification des contreventements	126
VII.4.1 : contreventements horizontaux	126
VII.3.2 : contreventements verticaux	128
VIII. Calcul des assemblages	
VIII.1 : Introduction	132
VIII.2 : Les principes de l'assemblage	132
VIII.3 : Fonctionnement des assemblages	132
VIII.4 : Rôle des assemblages	134
VIII.5 : Assemblage des éléments de la ferme	134
VIII.6 : Assemblage des deux éléments de la ferme	143
VIII.7. Assemblage poutre principale- poteau	146
VIII.8. Assemblage poutre secondaire-poteau	151
VIII.9. Assemblage solive - poutre principales	153
VIII.10. Assemblage des éléments de contreventements	156
VIII.11. Calcul des pieds de poteau	160

IX. Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction	165
IX.2. Calcul des fondations	165
2.1 Détermination des sollicitations	165
2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau	166
2.3 Dimensionnement de la semelle	167
2.4 Vérification des contraintes	169
2.5 Vérification de la stabilité au renversement	170
2.6 Détermination des armatures de la semelle	170
2.7 Dimensionnement de la semelle de potelet	174
2.8 Calcul des armatures	175

IX.3. Calcul des longrines	175
3.1 Introduction	175
3.2 Pré dimensionnement	176
3.3 Ferrailage	176
IX.4. Ferrailage des futs	177

X. Action d'ensemble

X.1 : Introduction	180
X.2. Action d'ensemble.....	180
X.2.1. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces	180
X.3 : Détermination des moments renversants (M_R).....	184
X.3.1 : Cas du vent	184
X.3.2 : Cas de séisme	189
X.4. Conclusion	190

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1. <i>Vue de l'usine en 3D</i>	01
Figure I.2. <i>Plan de fondations</i>	01
Figure I.3. <i>Vue sur pignon</i>	02
Figure I.4. <i>Vue sur long pan</i>	02
Figure I.5. <i>Vue en plan du RDC</i>	04
Figure I.6. <i>Vue en élévation</i>	05
Figure II.1. <i>Vue en élévation des zones de pression sens V1</i>	09
Figure II.2. <i>Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V1</i>	09
Figure II.3. <i>Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1</i>	10
Figure II.4. <i>Valeurs de C_{pe} pour la toiture à la direction du vent V1</i>	11
Figure II.5. <i>Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V2</i>	13
Figure II.6. <i>Valeurs de C_{pe} pour la toiture à la direction du vent V2</i>	14
Figure III.1. <i>Position de la panne sur le versant et repérage des axes</i>	18
Figure III.2. <i>Schéma statique de la charge d'entretien</i>	19
Figure III.3. <i>Schéma des liernes</i>	25
Figure III.4. <i>Coupe transversale de l'échantignole</i>	26
Figure III.5. <i>Disposition des suspentes</i>	31
Figure III.6. <i>Disposition des potelets</i>	32
Figure III.7. <i>Schéma représentatif de la ferme</i>	39
Figure III.8. <i>Surface afférente des nœuds</i>	39
Figure III.9 : <i>Schéma de la ferme sous la charge unitaire</i>	42
Figure III.10. <i>La distribution des efforts pour chaque poteau</i>	57
FigureIII-1. <i>Présentation en plan de l'escalier</i>	61
FigureIII-2. <i>Les constituants de marche</i>	62
Figure III-3. <i>Section composée des 2 cornières et la tôle</i>	63
Figure III-4. <i>La distribution des charges sur un limon</i>	65

Figure III-5. Schémas statique représentant les charges sur le limon	67
Figure IV .1 : Plancher mixte acier-béton	70
Figure IV .2. Schéma statique de la solive.....	73
Figure IV.3 Largeur de la dalle effective	75
Figure IV.4. Schéma statique de la poutre maitresse	80
Figure IV.5. Largeur de la dalle effective	83
Figure V. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon	90
Figure V.2. Les surfaces afférentes	91
Figure V.3. Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	92
Figure V.4. Isolation du nœud	93
Figure V.5. Palée de stabilité long pan.....	100
Figure V.6. Schéma statique de la poutre sablière	101
Figure VI.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X	109
Figure VI.2 : Mode de déformation (1).....	110
Figure VI.3 : Mode de déformation (2).....	111
Figure VI.4 : Mode de déformation (3).....	111
Figure VII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.....	117
Figure VII.2 : Les membrures supérieures et membrures inférieures les plus sollicitées.	123
Figure VII.3 : La diagonale de la ferme la plus sollicitée.....	123
Figure VII.4 : Le montant de la ferme les plus sollicités.....	124
Figure VII.5 : La diagonale du contreventement horizontal la plus sollicitée	126
Figure VII.6: La diagonale du contreventement vertical la plus sollicitée	128
Figure VIII.1 : longueurs des soudures	136
Figure VIII.2 : Détail assemblage Gousset- montant.....	136
Figure VIII.3 : Détail assemblage Gousset- membrures	137
Figure VIII.4 : Détail assemblage Gousset- membrures	137
Figure VII.5 : Détail assemblage ferme – poteau.....	138

Figure VII.6 : <i>distribution des efforts</i>	139
Figure VIII.7 : <i>assemblage des deux éléments de la ferme</i>	148
Figure VIII.8: <i>Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme</i>	148
Figure VIII.9: <i>Schémas d'assemblage poutre principale- poteau</i>	146
Figure VIII.10. <i>Assemblages platine -poutre principale</i>	149
Figure VIII.11. <i>Assemblage par double cornière</i>	151
Figure VIII.12. <i>Disposition des boulons</i>	152
Figure VIII.13. <i>Assemblage solive-poutre principale</i>	153
Figure VIII.14. <i>Disposition constructive des boulons</i>	154
Figure VIII.15. <i>Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure</i>	156
Figure VIII.16. <i>Assemblage des diagonales sur gousset</i>	157
Figure VIII.17. <i>Disposition géométrique</i>	158
Figure VIII.18. <i>Assemblage contreventement en X –gousset centrale</i>	159
Figure VIII.19. <i>Assemblage pieds de poteaux</i>	160
Figure VIII.20. <i>Dispositions des tiges d'ancrage</i>	162
Figure VIII.21. <i>Excentricité de l'effort normal</i>	163
Figure IX.1: <i>Dimension de la semelle</i>	166
Figure IX.2: <i>Schéma de ferrailage de la semelle</i>	173
Figure IX.3: <i>Schéma de la semelle de potelet</i>	175
Figure IX.4: <i>Schéma de ferrailage des longrines</i>	177
Figure IX.5: <i>section du fut à ferrailer</i>	178
Figure IX.6: <i>Schéma de ferrailage des futs</i>	179

Liste des tableaux

Tableau II.1. <i>Les résultats de la pression dynamique de pointe</i>	08
Tableau II.2. <i>C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1</i>	09
Tableau II.3. <i>C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V1</i>	10
Tableau II.4. <i>Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone des parois verticales ...</i>	12
Tableau II.5. <i>Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone de la toiture</i>	12
Tableau II.6. <i>C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2</i>	12
Tableau II.7. <i>C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V2</i>	13
Tableau II.8. <i>Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone des parois verticales ...</i>	15
Tableau II.9. <i>Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone de la toiture</i>	15
Tableau.III.1 : <i>Caractéristiques de l'UAP150</i>	28
Tableau III.2. <i>Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 220</i>	35
Tableau III.3. <i>Efforts normaux dans les éléments de la ferme (diagonales, montants, membrures)</i>	42
Tableau III.4. <i>Les sections de la ferme choisies</i>	54
Tableau IV.1. <i>Evaluation des charges de plancher</i>	71
Tableau VI.1. <i>Pénalités de vérifications</i>	107
Tableau VI.2. <i>Pourcentage de participation de masse</i>	110
Tableau VI.3. <i>Combinaisons de calcul</i>	112
Tableau VI.4. <i>Vérification de l'effort tranchant à la base</i>	113
Tableau VI.5. <i>Déplacement max en situation durable</i>	114
Tableau VI.6. <i>Déplacement relatif des niveaux</i>	115
Tableau VI.7. <i>Effet $P-\Delta$</i>	116
Tableau VI.8. <i>Effet $P-\Delta$ suivant Y-Y</i>	116
Tableau VII.1. <i>Vérification de la palée de stabilité par ROBOT</i>	121
Tableau VII.2. <i>Vérification des éléments de la ferme</i>	126
Tableau VII.3. <i>Vérification des éléments de contreventement horizontaux</i>	128
Tableau VII.4. <i>Vérification des éléments de contreventement verticaux</i>	129

Tableau VII.5. Vérification de membrure inférieure par ROBOT	129
Tableau VII.6. Vérification de membrure supérieure par ROBOT	129
Tableau VII.7. Vérification des diagonales par ROBOT	129
Tableau VII.8. Vérification des montants par ROBOT	129
Tableau VII.9. Vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT	129
Tableau VII.10. Vérification de la palée de stabilité par ROBOT	130
Tableau VII.11. Vérification des potelets par ROBOT.....	130
Tableau VII.12. Vérification des pannes par ROBOT.....	130
Tableau VII.13. Vérification des poutres principales par ROBOT	130
Tableau VII.14. Vérification des poutres secondaires par ROBOT.....	130
Tableau VII.15. Vérification des solives par ROBOT	130
Tableau VII.16. Nouvelles sections des éléments	131
Tableau VIII.1. Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier....	132
Tableau VIII.2. Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	133
Tableau VIII.3. Efforts dans les éléments de la ferme.....	135
Tableau VIII.4. Dimension des cordons de soudure	138
Tableau VIII.5. L'épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	172
Tableau IX.1. Les sollicitations à la base des poteaux HEA 300.....	166
Tableau IX.2. Les sollicitations à la base de la semelle	169
Tableau IX.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	170
Tableau IX.4. Les armatures des semelles.....	173
Tableau X.1. Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sens V1	180
Tableau X.2. Valeurs des forces extérieures pour la toiture sens V1.....	180
Tableau X.3. Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sens V1.....	181
Tableau X.4. Valeurs des forces intérieures pour La toiture sens V1	181
Tableau X.5. Valeurs des forces extérieures pour Les parois verticales sens V2	182
Tableau X.6. Valeurs des forces extérieures pour La toiture sens V2	183
Tableau X.7. Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sens V2.....	183
Tableau X.8. Valeurs des forces intérieures pour La toiture sens V2.....	183

Tableau X.9. <i>Forces extérieurs sens V1</i>	185
Tableau X.10. <i>Forces intérieurs sens V1</i>	185
Tableau X.11. <i>La force F_w résultante cas V1</i>	186
Tableau X.12. <i>Forces extérieurs V2</i>	187
Tableau X.13. <i>Forces intérieurs sens V2</i>	187
Tableau X.14. <i>La force F_w résultante cas V3</i>	188
Tableau X.15. <i>Réactions à la base due aux effets sismiques.</i>	189
Tableau X.16. <i>Vérification au renversement sous l'effet du séisme</i>	190

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

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

Le principe de ce présent travail est l'étude d'un hangar industriel qui est une usine de fabrication d'engrais implanté à Mostaganem. L'étude et le pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV2003)

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ✓ Première étape portera sur la présentation complète du bâtiment et la définition des différents éléments.
- ✓ La deuxième sera la détermination des actions présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments selon l'Eurocode 3.
- ✓ Et pour la troisième étape ; elle sera consacrée pour la vérification des planchers.
- ✓ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment ; qu'on fera par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Robot (version 2015).
- ✓ La cinquième étape sera mené pour le but de la vérification des éléments de la structure aussi la vérification de l'ensemble.
- ✓ La sixième étape a pour objet la détermination de l'infrastructure (le système de fondation).

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail.

I.1. Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception d'un bâtiment industriel (R+1), qui est une usine de fabrication d'engrais implanté à Souk Ellil, Sayada, wilaya de Mostaganem.

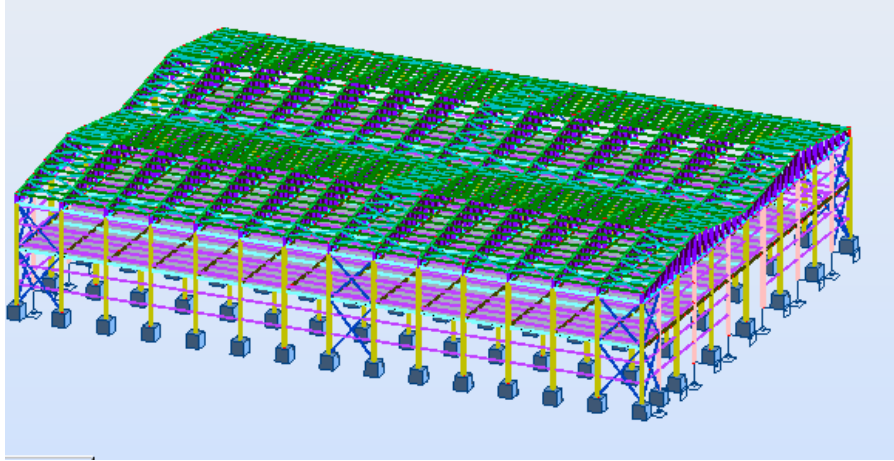


Figure I.1. *Vue de l'usine en 3D*

Le bâtiment est constitué de quatre blocs (A, B, C, D), qui ont les mêmes dimensions ; comme indiquée dans la figure suivante :

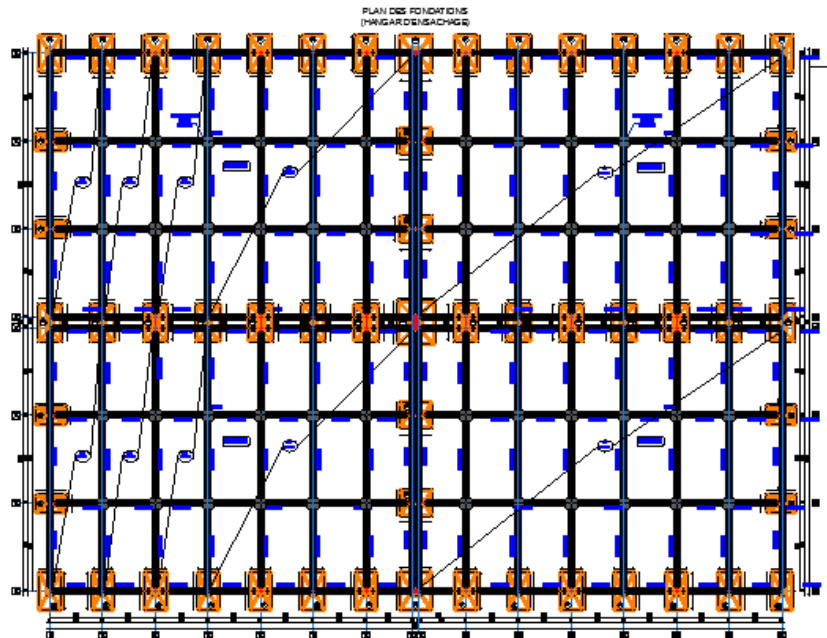


Figure I.2. *Plan de fondations*

Le bâtiment sera constitué de poteaux, pannes et poutres en profilés métallique, d'un plancher mixte, et de fermes métalliques pour la toiture.

I.2. Données géométriques de l'ouvrage

En plan le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur totale..... $L = 70\text{m}$
- Largeur totale..... $I = 52\text{m}$
- Hauteur totale..... $H = 14\text{m}$

- RDC $H_e = 6\text{ m}$
- Etage 1..... $H_e = 8\text{ m}$

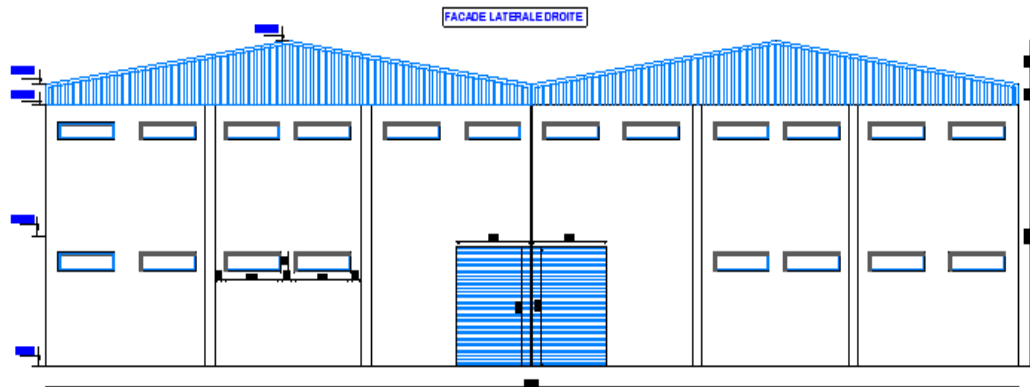


Figure I.3. *Vue sur pignon*

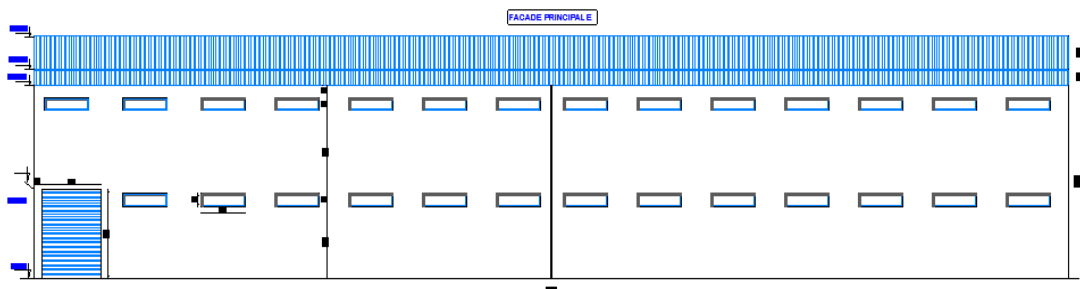


Figure I.4. *Vue sur long pan*

I.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99

1. Selon les zones de sismicités

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicités croissantes, définies sur la carte des zones de sismicités. Le projet implanté à Sidi Sayada qui se situe à Mostaganem indique la zone II (sismicité moyenne).

[RPA 99, P 22, Paragraphe 3.1]

2. Selon l'importance de l'ouvrage

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Le bâtiment industriel est considéré comme ouvrage de moyenne importance est classé en groupe 2.

[RPA 99, P 22 Paragraphe 3.2]

3. Selon la classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Notre site d'implantation est constitué des sables et graviers moyennement denses à partir de 10m de profondeur, donc notre sol est classé dans la catégorie S3 (site meuble).

[RPA 99, P 26, paragraphe 3.3]

4. Selon le type de contreventement

Pour des raisons plus sécuritaires on adopte un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X.

Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud.

Dans ce système, on considère que parmi toutes les diagonales d'une palée, seules celles tendues interviennent dans la résistance et le comportement dissipatif de cette palée vis-à-vis de l'action sismique.

[RPA 99, P 32 , paragraphe B.9.a]

5. Selon la configuration

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères suivant :

- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.

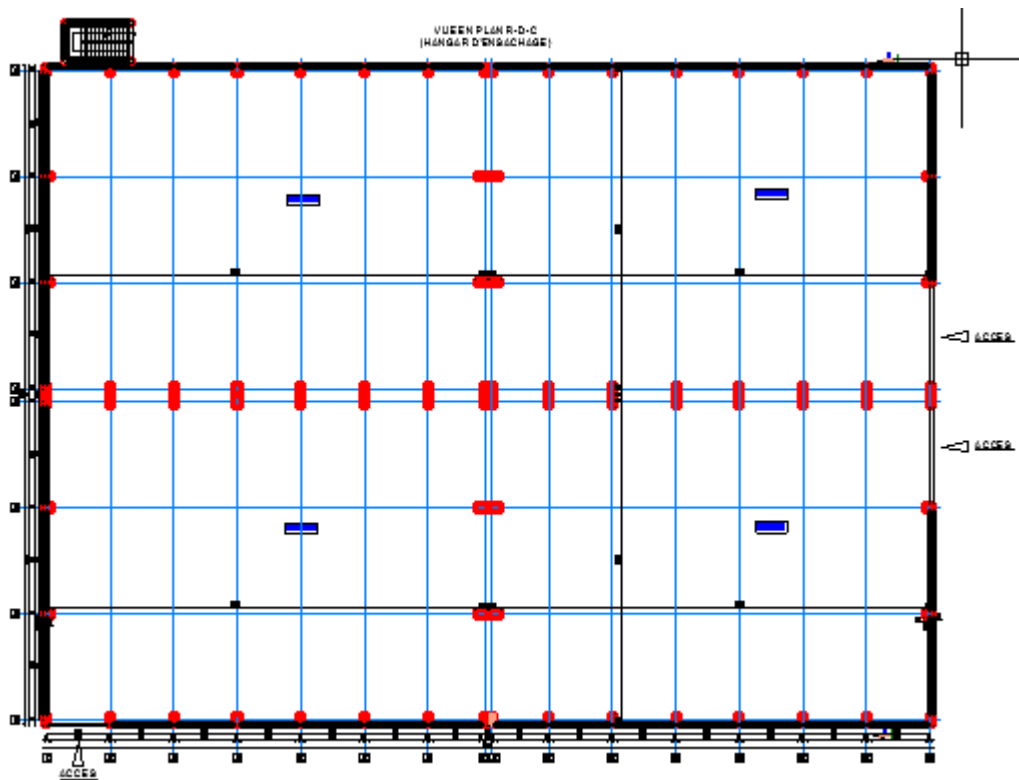


Figure I.5. Vue en plan du RDC

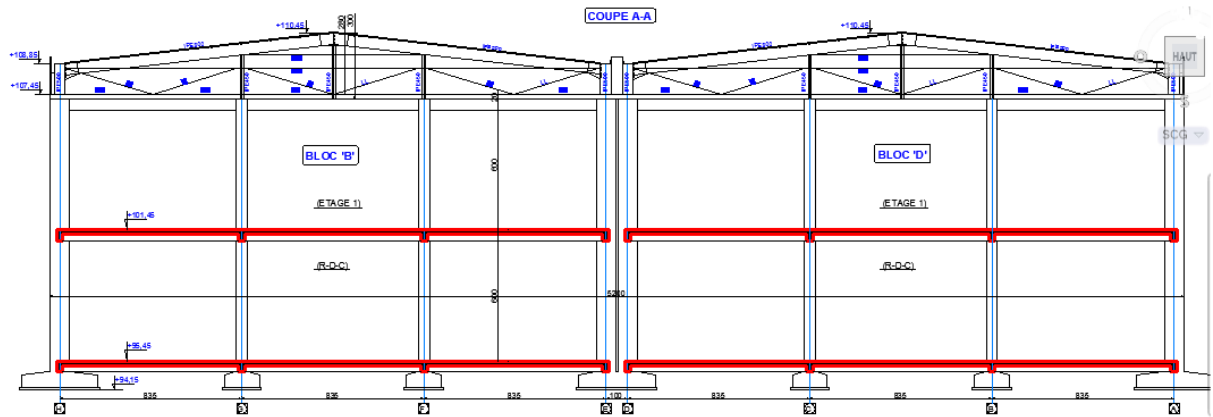


Figure I.6. Vue en élévation

I.4. Règlements utilisés :

L'étude de ce projet, exige quelques règlements utilisés en Algérie :

- **RNV A2003** : règlement neige et vent Algérien 2003.
- **CCMA97, Euro code 3** : Code Construction Métallique Algérien97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : règlement parasismique Algérien V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire pour les Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat.

II.1. Introduction

Pour chaque projet de construction métallique, on a besoin de déterminer les actions dues au vent et à la neige sur les structure afin les utiliser pour la justification des différents éléments constitutifs du projet (pannes, assemblages, bardages...etc.).

Le règlement neige et vent (version 2013) a pour objectif de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute la surface située au dessus du sol et qui est soumise à l'accumulation de neige, ce document s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie située à une altitude inférieur à 2000m.

Le RNV /version 2013 contient aussi les principes généraux pour la détermination des actions dues au vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parois. Cela s'applique aux constructions dont la hauteur est inferieur à 200m.

Afin d'étudier la stabilité globale de notre projet, on prend en considération l'ensemble des lois et indications en relation avec notre étude figurant dans ce règlement.

II.2. Etude au vent

1.1. Détermination des différents paramètres ou coefficient de calcul

A. Effet de la région

Selon le RNV /version 2013, notre projet est situé à Sayada wilaya de Mostaganem qui est classé en zone II.

[RNV2013, P : 109 ; tableau A.2]

D'où on tire la pression dynamique de référence pour une structure permanente :

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$$

[RNV2013, P : 50 ; tableau 2.2]

B. Coefficient de topographie

On a $\phi < 0.05$, donc le coefficient de topographie $C_T = 1$

ϕ : est la pente du versant au vent

[RNV2013, P : 54 ; paragraphe 2.4.5]

C. Coefficient d'exposition

Ce coefficient prend en compte les effets de la rugosité du terrain par le coefficient de rugosité ($C_r(z)$) et de la topographie du site par le coefficient de topographie ($C_t(z)$).

La structure sera implantée dans une zone industrielle, catégorie de terrain III, d'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3$

- La hauteur minimale $Z_{\min} = 5\text{m}$

[RNV2013, P : 5 3 ; Tableau 2.4]

D. Coefficient dynamique C_d

Une valeur conservatrice de $C_d = 1$ peut être considérée dans plusieurs cas parmi ces derniers on cite :

- Bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15m.

[RNV2013, P : 62 ; Paragraphe 3.2]

1.2. Calcul des pressions

1.2.1. Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

$q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence donnée en fonction de la zone du vent

C_e : Coefficient d'exposition au vent

Z_e : Hauteur de référence

[RNV2013, P : 5 0 ; Tableau 2.4]

A. Hauteur de référence

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, z_e est déterminé par :

On a : Coté pignon : $H = 12\text{ m}$ et $B = 52\text{ m}$ donc $h < b$

Coté long pan : $H = 12\text{ m}$ et $B = 70\text{ m}$ donc $h < b$

Ce qui fait que la hauteur de référence $z_e = h$ et $q_p(z) = q_p(z_e)$

[RNV2013, P : 51 ; Figure 2.1]

Pour les toitures, z_e est pris égal à la hauteur totale du bâtiment

[RNV2013, P : 50 ; Paragraphe 2.3.2]

B. Coefficient d'exposition

Dans notre cas on a un site plat d'où $C_t(z) = 1$, donc le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est :

On a pour une catégorie de terrain III, pour $z = 10\text{ m}$ $C_e(z) = 1.703$ et pour $z = 15\text{ m}$

$C_e(z) = 1.973$

A l'aide de la formule d'interpolation suivante on va calculer $C_e(z)$:

$$f(x) = f(x_1) + \frac{f(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1} (x - x_1)$$

Pour les parois verticales $Z = 12\text{m}$, $C_e(z) = 1.811$

Pour la toiture $Z = 14\text{m}$, $C_e(z) = 1.919$

[RNV2013, P : 5 2 ; Tableau 2.3]

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Les résultats de la pression dynamique de pointe

Niveau	Z_e (m)	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)	$C_e(z)$	q_p (N/m ²)
Parois verticale	12	435	1.811	787.785
Toiture	14	435	1.919	834.765

1.2.2. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

- Si une face de la paroi est intérieure de la construction, l'autre extérieure ;

$$W(z_j) = q_p(z_e) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

$Q_p(z_e)$: Pression dynamique de pointe calculée à la hauteur Z_e relative à l'élément de surface j

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

[RNV2013, P : 57 ; Paragraphe 2.5.2]

1.2.3. Détermination des coefficients de pression [C_{pe} , C_{pi}]

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

1.2.3.1. Vent perpendiculaire au pignon [Sens V1] :

1.2.3.2.

a/ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : $b = 52$, $d = 70\text{m}$, $h = 14\text{m}$.

$e = \min [b, 2h] = \min [52, 28]$ Donc $e = 28$ m, $e/5 = 5,6\text{m}$

$d > e \Rightarrow$ on aura les zones A, B, C, D et E.

Les zones de pressions sont données sur la figure suivante :

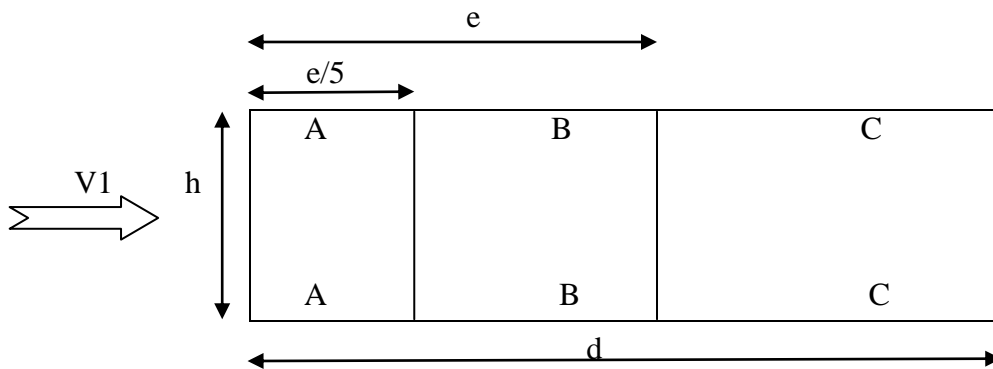


Figure II.1. Vue en élévation des zones de pression sens V1

[RNV2013, P : 80 ; Figure 5.1]

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

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

$$C_{pe} = C_{pe, 1} + (C_{pe, 10} - C_{pe, 1}) \cdot \log_{10}(5) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

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

On a toutes les surfaces $> 10\text{m}^2$; donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau II.2. C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V1

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m ²)	67.2	268.8	504	676	676
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

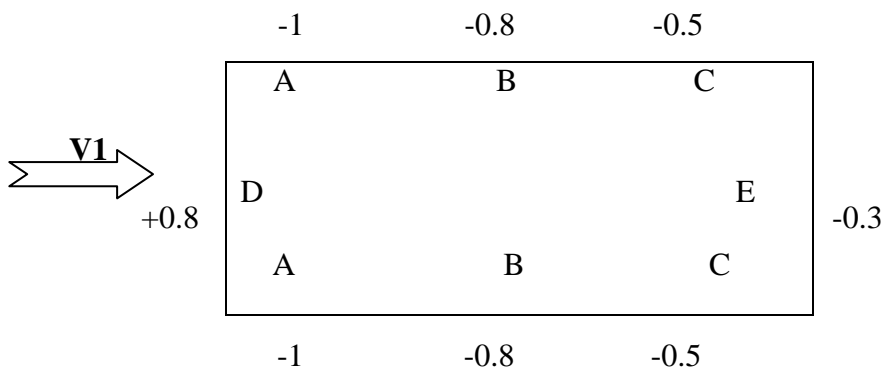


Figure II.2. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V1

➤ **Toiture**

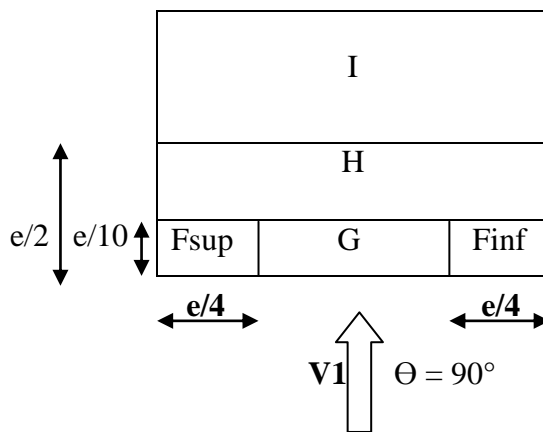
Dans notre cas, on a une toiture à versant multiple ;

Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pressions de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\Theta = 90^\circ$.

[RNV2013, P : 90 ; Paragraphe 5.1.8]

Pour chaque versant on a :

$b = 13 \text{ m}$, $d = 70 \text{ m}$, $h = 14\text{m}$, $e = \min [b, 2h]=13 \text{ m}$, $e/4= 3.25\text{m}$, $e/2= 6.5$, $e/10= 1.3$



[RNV2013, P : 83 ; Figure 5.3]

Figure II.3. Répartition des zones de pression sur la toiture sens V1

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ ($\Theta = 90^\circ$).

$$f(x) = f(x_1) + \frac{F(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1}(x - x_1)$$

Tableau II.3. C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V1

Zone	F_{sup}	F_{inf}	G	H	I
Surfaces	4.225	4.225	8.45	67.6	825.5
C_{pe}	-2.4	-2.095	-1.513	-0.675	-0.575

-0.575		
-0.675		
-2.4	-1.513	-2.095

$\mathbf{V1}$ $\Theta = 90^\circ$

Figure II.4. Valeurs de C_{pe} pour la toiture à la direction du vent $V1$

b/ Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

[RNV2013, P : 96 ; Paragraphe 2.2.2]

Notre hangar possède 27 fenêtre de dimension $(3 \times 0.8) \text{ m}^2$ et une porte de $(4 \times 5.5) \text{ m}^2$ d'un côté du long pan et de l'autre côté il a 27 fenêtre $(3 \times 0.8) \text{ m}^2$ et une porte de $(1 \times 2) \text{ m}^2$. Du côté pignon, le hangar possède 20 fenêtre $(3 \times 0.8) \text{ m}^2$ et deux portes $(4 \times 5.5) \text{ m}^2$ dans une face et dans l'autre face, il ya 20 fenêtre de même dimensions que les précédentes.

$$\mu_p = 0.686$$

Par une interpolation linéaire, on trouve

$$C_{pi} = -0.06$$

[RNV2013, P : 97 ; Figure 5.14]

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

- **Parois verticales**

Tableau II.4. Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone des parois verticales

Zone	$Q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
A	787.785	-1	-0.06	-740.518
B	787.785	-0.8	-0.06	-582.961
C	787.785	-0.5	-0.06	-346.625
D	787.785	+0.8	-0.06	677.495
E	787.785	-0.3	-0.06	-189.068

- **Toiture**

Tableau II.5. Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone de la toiture

Zone	$Q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
F_{sup}	834.765	-2.4	-0.06	-1953.35
F_{inf}	834.765	-2.095	-0.06	-1698.747
G	834.765	-1.513	-0.06	-1212.914
H	834.765	-0.675	-0.06	-513.38
I	834.765	-0.575	-0.06	-429.904

1.2.3.3. Vent perpendiculaire au long pan [Sens V2] :

a/ Coefficient de pression extérieur C_{pe}

➤ **Parois verticales**

Pour cette direction du vent on a $b= 70$ m, $h= 14$ m, $d= 52$ m

$e = \min [b, 2h] = \min [70, 28]$ Donc $e = 28$ m, $e/5= 5.6$ m

$d > e \Rightarrow$ on aura les zones A, B, C, D et E.

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur le tableau ci-dessus :

Tableau II.6. C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

Zone	A	B	C	D	E
Surfaces (m²)	67.2	268.8	288	840	840
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

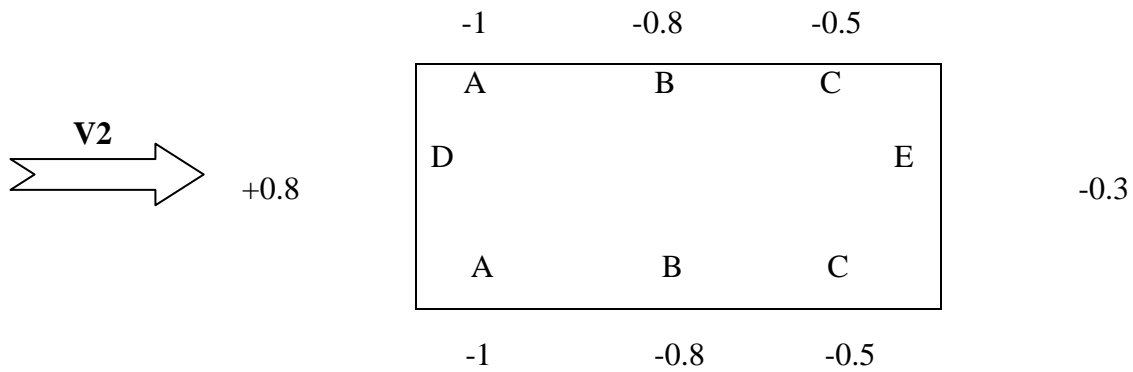


Figure II.5. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales à la direction du vent V_2

➤ **Toiture**

Dans notre cas la toiture est à multiple versant avec un angle $\alpha = 8.75^\circ$

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à un seul versant pour $\Theta = 0^\circ$. Modifiées pour leur position selon la figure 5.7.cas a.

[RNV2013, P : 90 ; Figure 5.7]

$$b = 13 \text{ m}, d = 52 \text{ m}, e = \min [b, 2h]=13 \text{ m}, e/4= 3.25, e/2= 6.5 \text{ m}, e/10= 1.3$$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ ($\Theta = 0^\circ$).

$$f(x) = f(x_1) + \frac{F(x_2) - f(x_1)}{x_2 - x_1}(x - x_1)$$

Tableau II.7. C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture sens V_2

Zone	F	G	H
Surfaces (m ²)	4.225	82.55	819
C_{pe}	-1.742	-1.05	-0.489

Dans la figure suivante les indice I, J, K représentent les les C_{pi} indiqués dans la figure 5.7.cas a. du RNV/2013. Et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

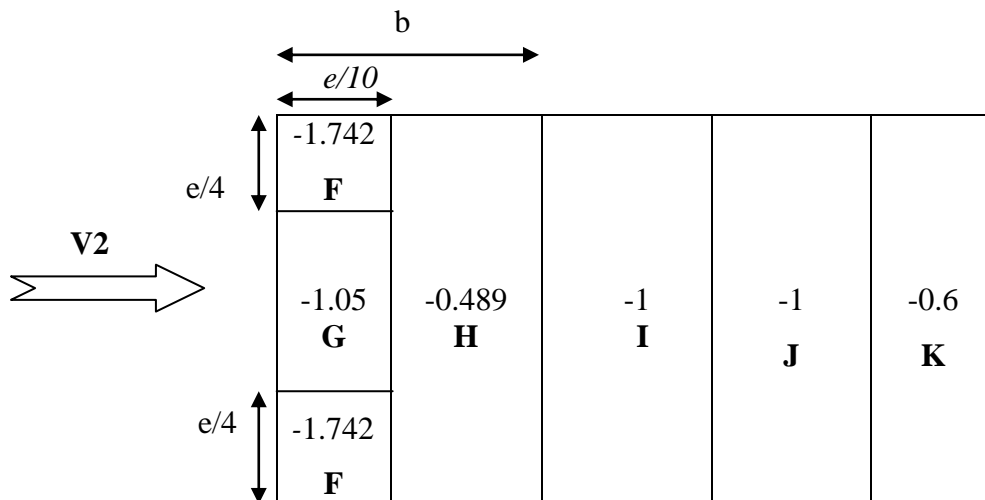


Figure II.6. Valeurs de C_{pe} pour la toiture à la direction du vent V2

b/ Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

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

[RNV2013, P : 96 ; Paragraphe 2.2.2]

$\mu_p = 0.704$

Par une interpolation linéaire, on trouve

$C_{pi} = -0.07$

Les pressions sont données par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

- **Parois verticales**

Tableau II.8. Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone des parois verticales

Zone	$Q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
A	787.785	-1	-0.07	-732.640
B	787.785	-0.8	-0.07	-575.083
C	787.785	-0.5	-0.07	-338.747
D	787.785	+0.8	-0.07	685.373
E	787.785	-0.3	-0.07	-181.191

- **Toiture**

Tableau II.9. Valeurs des $W(z_j)$ correspondant a chaque zone de la toiture

Zone	$Q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
F	834.765	-1.742	-0.07	-1395.727
F	834.765	-1.742	-0.07	-1395.727
G	834.765	-1.05	-0.07	-818.069
H	834.765	-0.489	-0.07	-349.766
I	834.765	-1	-0.07	-776.331
J	834.765	-1	-0.07	-776.331
K	834.765	-0.6	-0.07	-442.425

II.3. Etude à la neige

3.1 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 du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

3.2 Calcul des charges de neige

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

$$S = \mu * S_k \quad \text{KN/m}^2$$

[RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1]

Avec:

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

a/ Charge de neige sur le sol

Notre projet est implanté à souk ellil à sayada wilaya de Mostaganem qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ 104m. Donc S_k est donnée par la formule

$$S_k = \frac{0.04 * H + 10}{100}$$

[RNV2013, P: 21; Paragraphe 4]

$$S_k = \frac{0.04 * 104 + 10}{100} = 0.142 \text{ KN/m}^2$$

b/ Coefficient de forme de la toiture

Dans le cas de toiture à versants multiples ; des valeurs de μ sont données en fonction de l'angle α

$$\text{tg } \alpha = \frac{2}{13} = 0.153$$

$$\alpha = 8.74^\circ \quad \alpha \in [0^\circ ; 30^\circ]$$

[RNV2013, P: 25; Tableau 2]

Donc $\mu_1 = 0.8$

Et $\mu_2 = 1.033$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à

- Cas (i) : sans accumulation de neige
- Cas (ii) : avec accumulation de neige

[RNV2013, P: 27; Figure 9]

Pour le cas (i) : $\alpha_1 = \alpha_2$

La charge de neige est alors :

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k$$

$$S = 0.8 * 0.142 = 0.114 \text{ KN/m}^2$$

Pour le cas (ii) : $\alpha_1 = \alpha_2$

La charge de neige est :

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k$$

$$S = 0.8 * 0.142 = 0.114 \text{ KN/m}^2$$

Ou bien:

$$S = \mu_2 (\alpha_1) * S_k$$

$$S = 1.033 * 0.142 = 0.147 \text{ KN/m}^2$$

II.4. Conclusion:

Les résultats obtenus dans ce chapitre nous permettront de faire le pré dimensionnement des éléments dans le chapitre III.

III.1. Dimensionnement des bardages des parois verticales :

Les bardages sont destinés à couvrir et isoler la structure du milieu extérieur vis-à-vis des différentes actions comme le vent, la neige...etc.

Pour le dimensionnement du bardage, on prend la charge du vent agissant sur les parois verticales la plus défavorable avec $W = -74.05 \text{ daN/m}^2$ (sens V1 perpendiculaire au pignon).

On choisit un panneau de **40mm** d'épaisseur d'un poids de **10.78 Kg/m²** et un entraxe de **2.2m** entre les lisses. (Voir fiche technique)

III.2. Dimensionnement des couvertures de toiture :

Pour le dimensionnement de la couverture, on prend la charge du vent agissant sur la toiture la plus défavorable avec $W = -195.335 \text{ daN/m}^2$ (sens V1 perpendiculaire au pignon).

On choisit un panneau de **40 mm** d'épaisseur d'un poids de **10.78 Kg/m²** et un entraxe de **1.45m** entre les pannes. (Voir fiche technique)

III.3. Dimensionnement des pannes

III.3.1. Définition

Les pannes sont des éléments destinés à transmettre les charges et les surcharges sur la couverture au portique (traverse). Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et calculées en flexion déviée.

Les pannes sont posées avec des travées de 5m et un espacement de 1.45 m ; avec une pente de 8.75° .

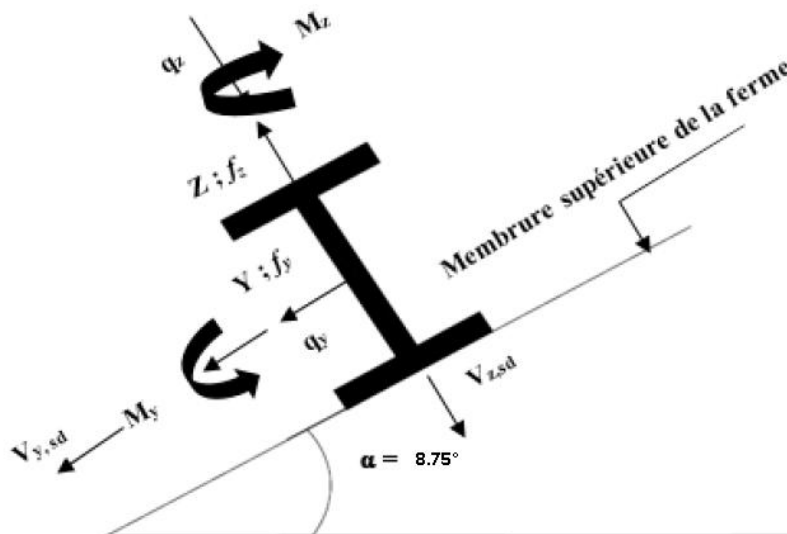


Figure III.1. Position de la panne sur le versant et repérage des axes

III.3.2. Détermination des charges

A / Charges permanentes :

Poids propre du panneau sandwich..... 10.78 Kg/m²

Poids propre des accessoires estimé..... 5 Kg/m²

Poids de la panne (IPE120) 10.4Kg/ml

$G = [(10.78 + 5) \times 1.45] + 10.4 = 33.3 \text{ Kg/ml}$

$G = 0.333 \text{ KN/ml}$

B / Surcharge d'entretien P

$$M_{\max} = \frac{p' \times l}{3} = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$p = 8 \times 100 / 3 \times 5 = 53.33 \text{ kg/ml}$$

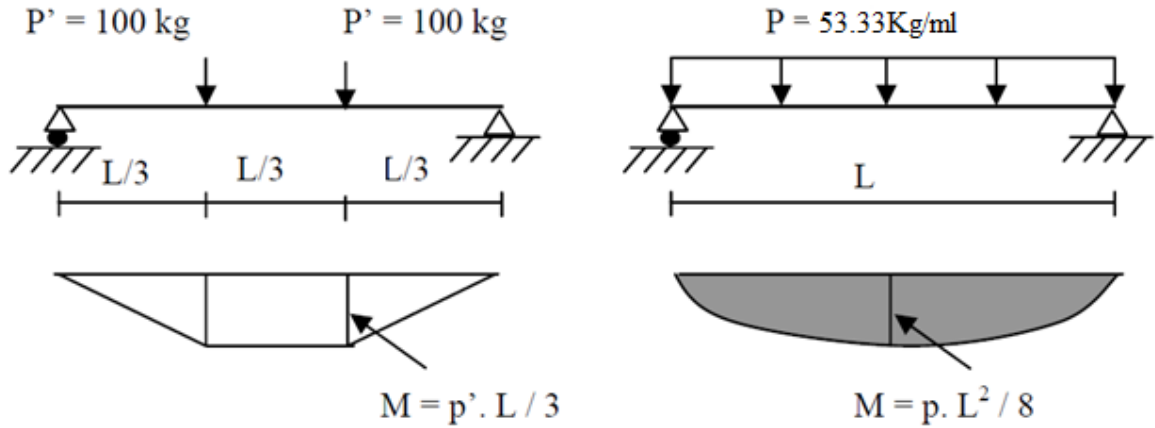


Figure III.2. Schéma statique de la charge d'entretien

c) Surcharges climatique :

- Due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable don le $C_{pi} = -0.06$ zone F tel que la charge considérée est : -1953.35 N/m^2

[Chapitre II, tableau II.5]

D'où :

$$W = (-1.953 \times 1.45) = -2.832 \text{ KN/ml}$$

- Due à la neige :

La charge de la neige maximale est $S = 0.147 \text{ KN/m}^2$

D'où :

$$S = (0.147 \times 1.45) = 0.213 \text{ KN/ml}$$

- les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.333 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -2.832 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.213 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 0.533 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Combinaison d'action:➤ **ELS**

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + P_z = G \cos \alpha + P \cos \alpha = 0.855 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = G \cos \alpha + S \cos \alpha = 0.539 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = G \cos \alpha - W = -2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G + 0.9 \times (W + S_z) = -2.03 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y:

$$\text{Comb 1} = G_y + P_y = G \sin \alpha + P \sin \alpha = 0.132 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = G \sin \alpha + S \sin \alpha = 0.083 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + S_y + P_y = G \sin \alpha + S \sin \alpha + P \sin \alpha = 0.164 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELU**

Suivant l'axe z-z

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5P_z = 1.35 \times G \cos \alpha + 1.5 \times P \cos \alpha = 1.234 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 \times G \cos \alpha + 1.5 \times S \cos \alpha = 0.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -3.915 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = 1.35G_z + 1.35(W + S_z) = -3.086 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5P_y = 1.35 \times G \sin \alpha + 1.5 \times P \sin \alpha = 0.19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times G \sin \alpha + 1.5 \times S \sin \alpha = 0.117 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 1.35 \times G \sin 8.75 = 0.068 \text{ KN/ml}$$

III.3.4 Pré dimensionnement :

On remarque que Le cas le plus défavorable est le cas ou le vent agit seul.

[Combinaison 3 a l'ELS suivant l'axe X-X]

$$Q_z = -2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 1.25 \times (2.5) = 3.125 \text{ KN/ml}$$

Par le critère de continuité on major Q_z par 1,25.

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 3.125 \times 10^{-2} \times 200 \times 500^3}{384 \times 21000} = 484.4 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 634.765 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE140

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} I_y = 541.2 \text{ cm}^4 \\ I_z = 44.9 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Ces caractéristiques sont :

$$\begin{array}{ll} h=140\text{mm.} & P = 12.9\text{kg/ml.} \\ b = 73\text{mm.} & A = 16.4\text{cm}^2. \\ t_w=4.7\text{mm.} & t_f= 6.9\text{mm} \\ I_y =541.2\text{cm}^4. & I_z =44.9\text{cm}^4 \end{array}$$

Poids propre réel : $G= (10.78+5) \times 1.45+12.9=0.357 \text{ KN/ml}$

III.3.5 : combinaison de calcul à l'ELU:

Suivant l'axe z-z:

$$1) 1.35 G_z+1.5S_z = 1.35 \times G \cos 8.75 + 1.5 \times S \cos 8.75 = 0.792 \text{ KN/ml.}$$

$$2) G_z + 1.5W = G \cos 8.75 - 1.5 \times W = -3.397 \text{ KN/ml.}$$

Suivant l'axe y-y :

$$1) 1.35G_y+1.5S_y = 1.35 \times G \sin 8.75 + 1.5 \times S \sin 8.75 = 0.122 \text{ KN/ml.}$$

$$2) 1,35G_y = 1.35 \times G \sin 8.75 = 0.07 \text{ KN/ml.}$$

III.3.6. détermination des sollicitations:

- Moment :
- Sous le vent

$$\text{Axe z-z: } M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{3.397 \times 5^2}{8} = 10.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y: } M_z = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{0.07 \times 5^2}{8} = 0.219 \text{ KN.m}$$

Sous la charge de neige :

$$\text{Axe z-z: } M_y = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{0.792 \times 5^2}{8} = 2.475 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y: } M_z = \frac{Q_y \times l^2}{8} = \frac{0.122 \times 5^2}{8} = 0.381 \text{ KN.m}$$

- Efforts tranchants
- Effort tranchant dû au vent :

$$V_Z = \frac{Q \times l}{2} = \frac{3.397 \times 5}{2}$$

$$V_Z = 8.49 \text{ KN}$$

III.3.7. Vérification de la résistance des pannes :✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier si $V_{sd} < 0,5 V_{pl}$.

$$V_{pl} = A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{IPE140} \longrightarrow A_v = 7.64 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$V_{pl} = 7.64 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 94.23 \text{ KN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl} = 47.11 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 8.49 \text{ KN} < 0.5 V_{pl} = 47.11 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

✓ **Vérification au déversement :**

- Le moment critique au déversement

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

Où :

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'appuis.

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

K et k_w : facteurs de longueur effective.

$K = k_w = 1$ (extrémités libres) section doublement symétrique $z_j = 0$.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

Z_a : cordonnée du point d'application de la charge.

Cas du vent de soulèvement : $Z_a = -\frac{h_a}{2} = -7 \text{ cm}$. (semelle supérieure tendue).

Z_s : cordonnée du centre de cisaillement $Z_s = 0$.

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 2.45 \text{ cm}^4$.

$$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_w}{I_z} = (h - t_f/2)^2 = (14 - 0.69/2)^2 = 44.28 \text{ cm}^2$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 5 \text{ m}$.

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = 11.93 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1 \quad \text{et} \quad M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = 20.75 \text{ KN.m}$$

- Cas de vent de soulèvement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{1 \times \frac{20.75}{11.93}} = 1.32 > 0.4 \Rightarrow \text{la vérification au déversement est nécessaire.}$$

- Calcul de moment résistant M_{RY} :

$$M_{RY} = X_{LT} \times \beta w \times \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

Avec X_{LT} : coefficient de réduction qui tient compte de déversement

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2}}$$

Avec

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\Phi_{LT} = 1.48 \Rightarrow X_{LT} = 0.46$$

$$M_{RY} = 0.46 \times 1 \times \frac{20.75}{1.1} = 8.67 \text{ KN.m}$$

Sous le vent de soulèvement $M_{sy} = 10.62 \text{ KN.m} > M_{RY} = 8.67 \text{ KN.m}$ ——— non vérifié

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes à mi-travée.

✓ **Vérification de la condition de résistance :**

Détermination de la classe de la section:

- Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{14/2}{0.69} = 10.14 > 10\epsilon$$

$$\epsilon = \frac{235}{F_y} = 1$$

La semelle est de classe 2

- Classe de l'âme : (Flexion simple)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{0}{4.7 \times 235} = 0$$

$$\alpha = \frac{1}{11.22} \left(\frac{11.22 + 0}{2} \right) = 0.5 \leq 1$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{11.22}{4.7} = 23.87$$

$$\frac{36\epsilon}{\alpha} = \frac{36}{0.5} = 72$$

Donc : $\frac{d}{tw} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} \Rightarrow$ classe 01

Donc la classe de la panne est 2

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{10.62}{18.87} \right]^2 + \left[\frac{0.219}{4.11} \right]^1 = 0.37 < 1 \quad \text{Condition de résistance du moment est vérifiée}$$

b) Vérification au déversement:

On recalcule M_{cr}

$$M_{cr} = 23.43$$

$M_{sy} = 10.62 \text{ KN.m} < M_{RY} = 13.20 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

✓ Vérification a l'ELS :

Le poids propre de l'IPE140 est de 12.9dN.m

$$\begin{cases} q_{ser} = G_z + W \\ q_{ser} = G_y \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} q_{ser} = 0.357 \cos 8.75 - 1.953 = -1.6 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 0.357 \sin 8.75 = 0.054 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ Calcul de la flèche

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times 1.6 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 1.14 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

III.4. Calcul des liernes :

III.4.1. Définition

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

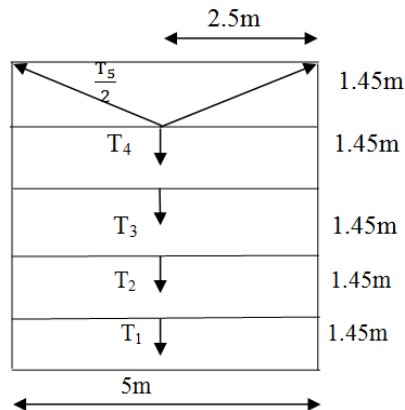


Figure III.3. Schéma des liernes

$$G = (10.78 + 5) \times 1.45 + 12.9 = 0.357 \text{ KN/ml}$$

$$Q_Y = (1.35G_y + 1.5S_y) = (1.35 \times 0.357 + 1.5 \times 0.213) \sin 8.75 = 0.122 \text{ KN/ml}$$

$$T_n = (2n - 1) \cdot \frac{R}{2}$$

Tel que :

$$R = 1.25 \times \frac{q_y \times l}{2} = 1.25 \times \frac{0.122 \times 5}{2} \Rightarrow R = 0.381 \text{ KN}$$

$$T_1 = (2 \times 1 - 1) \times \frac{0.381}{2} = 0.19 \text{ KN}$$

$$T_4 = (2 \times 4 - 1) \times \frac{0.381}{2} = 1.33 \text{ KN}$$

$$2T_5 \cos \theta = R + T_4 \text{ tel que : } \operatorname{tg} \theta = \frac{1.45}{2.5} \Rightarrow \theta = 30.11^\circ$$

$$2T_5 \cos \theta = 1.711 \text{ KN} \Rightarrow T_5 = 0.98 \text{ kN}$$

D'où l'effort max N_t est comme suit :

$$N_t^{\max} = \max(1.33 ; 0.98) \text{ KN}$$

$$N_t^{\max} = 1.33 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition de résistance à la traction :

$$N_t \leq N_{trd} = A_s \times F_y / \gamma_{m0} \quad \text{ou} \quad A_s = \frac{\pi x d^2}{4}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_t \cdot \gamma_{m0}}{F_y}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Nt \cdot \gamma_{m0}}{\pi \cdot F_y}} \Rightarrow d \geq 0.26 \text{ cm}$$

Donc on adopte des liernes de diamètre de $d = 5 \text{ mm}$.

III.5. Calcul de l'échantignolle :

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

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

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

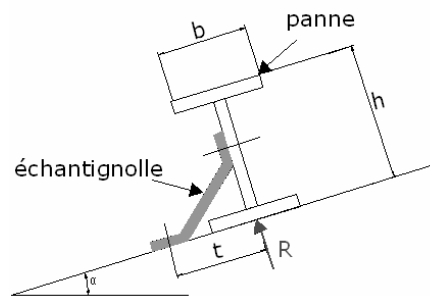


Figure III.4. Coupe transversale de l'échantignolle

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

$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm}$, on adopte $t = 10 \text{ cm}$

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement dû au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

Où :

$$M_r = R_1(z) \cdot t + R_2(y) \cdot \frac{h}{2}$$

❖ Charges et surcharges appliquées :

Charges permanentes : $G = 0.357 \text{ kN/ml}$.

Charges de vent de soulèvement : $W = -2.5 \text{ kN/ml}$.

Charge de neige : $S = 0.213 \text{ kN/ml}$.

• Détermination des sollicitations :

Sous la combinaison $1.35G + 1.5N$

$$q_z = [1.35(0.357) + 1.5(0.213)] \times \cos 8.75 = 0.8 \text{ kN/ml}$$

$$q_y = [1.35(0.357) + 1.5(0.213)] \times \sin 8.75 = 0.122 \text{ kN/ml}$$

Donc on aura :

$$R_z = \frac{0.8 \times 5}{2} = 2 \text{ kN/ml}$$

$$R_y = \frac{0.122 \times 5}{2} = 0.305 \text{ KN/ml}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(1) = (10 \times 2) + (0.305 \times 7) = 22.135 \text{ KN.cm.}$$

➤ Sous la combinaison G + 1,5W

$$q_z = (0.357 \times \cos 8.75) - 1.5 \times (2.5) = -3.39 \text{ KN/ml.}$$

$$q_y = 0.357 \times \sin 8.75 = 0.054 \text{ KN/ml}$$

Donc on aura :

$$R_z = \frac{3.39 \times 5}{2} = 8.47 \text{ KN/ml}$$

$$R_y = \frac{0.054 \times 5}{2} = 0.135 \text{ KN/ml}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(2) = (10 \times 8.47) + (0.135 \times 7) = 85.64 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \text{Max} (M_r(1), M_r(2)) = 85.64 \text{ KN.cm.}$$

❖ Condition de résistance :

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \Rightarrow M_R \leq W_{\text{ely}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{\text{ely}} \geq \frac{\gamma_{M0} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 85.64}{23.5}$$

$$W_{\text{ely}} \geq 3.64 \text{ cm}^3$$

III.3.2.4. Epaisseur de l'échantignolle :

$$\text{Pour une section rectangulaire : } W_{\text{ely}} = \frac{axe^2}{6}$$

$$W_{\text{ely}} = \frac{axe^2}{6} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 3.64}{10}} \Rightarrow e \geq 1.47$$

On adopte une échantignolle d'épaisseur $e = 3 \text{ cm}$

III.6. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou bien de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portique, soit par les potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.6.1 Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....10.78kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache..... 5kg/m².
- Poids propre de l'UAP estimé.....13.74 Kg/m.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisses (e=2.2m)

$$G = (10.78 + 5) \times 2.2 + 13.74 = 48.456 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.48 \text{ KN/m}$$

b) Charge due au vent

$$W(z_j) = -74.05 \text{ daN/m (le cas le plus défavorable, vent sur pignon)}$$

[Chapitre II, tableau II.4]

$$\Rightarrow W = 2.2 \times (-74.05) = 162.91 \text{ daN/m}$$

$$W = 1.629 \text{ KN/m}$$

Les lisses sont appuyées sur deux poteaux et sont de 6.5m de portée, elles sont soumises à la flexion bi-axiale.

c) Combinaison de charge : à l'ELU

$$q_Y^U = 1.25 \times (1.35 G) = 1.25 \times 1.35 \times 0.48 = 0.81 \text{ KN/m}$$

$$q_Z^U = 1.25 \times (1.5 W) = 1.25 \times 1.5 \times 1.629 = 3.053 \text{ KN/m}$$

d) Combinaison de charge: à l'ELS

$$q_Y^S = q_Y^U / 1.35 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$q_Z^S = q_Z^U / 1.5 = 2.035 \text{ KN/m}$$

III.6.2. Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E I_y} = \frac{5 \times 2.035 \times 10^{-2} \times (650)^4}{384 \times 21000 \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{650}{200} = 3.25 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.035 \times 10^{-2} \times (650)^4}{384 \times 21000 \times 3.25}$$

$$\text{Donc } I_y \geq 693.033 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond d'après le tableau de classification à un UAP 150 dont les caractéristiques sont :

Tableau.III.1 : Caractéristiques de l'UAP150

Profilé	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
UAP150	150	65	7	10.3	10.3	109	17.93
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
	22.84	796.06	5.90	125.27	93.25	2.02	38.91

➤ **Vérification de la condition de flèche :**

La charge G devient alors :

$$G = (10.78 + 5) \times 2.2 + 17.93 = 52.65 \text{ Kg/m}$$

$$q_Y^U = 1.25 \times (1.35 G) = 1.25 \times 1.35 \times 0.53 = 0.89 \text{ KN/m}$$

$$q_Y^S = q_Y^U / 1.35 = 0.66 \text{ KN/m}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_Z = \frac{5 \times q_Z \times L^4}{384 \times E I_Z} = \frac{5 \times 2.035 \times 10^{-2} \times (650)^4}{384 \times 21000 \times 796.06} = 2.82 < f_{adm} = 3.25 \text{ cm} \quad (\text{Vérfiée})$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y):

$$f_Y = \frac{5 \times q_Y \times L^4}{384 \times E I_Z} = \frac{5 \times 0.66 \times 10^{-2} \times (650)^4}{384 \times 21000 \times 93.25} = 7.83 > f_{adm} = 3.25 \text{ cm} \quad (\text{non vérifiée})$$

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_Y = \frac{2.05 \times q_Y \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 \times E I_Z} = \frac{2.05 \times 0.66 \times 10^{-2} \times (325)^4}{384 \times 21000 \times 93.25} = 0.2 < f_{adm} = 1.625 \text{ cm} \quad (\text{Vérfiée})$$

III.6.3. Condition de la résistance (ELU):

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

a) Vérification à la flexion bi-axiale:

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha=2$, $\beta=1$ pour les sections de classe 1

$$q_Y^U = 1.25 \times (1.35 G) = 1.25 \times 1.35 \times 0.48 = 0.81 \text{ KN/m}$$

$$q_Z^U = 1.25 \times (1.5 W) = 1.25 \times 1.5 \times 1.629 = 3.053 \text{ KN/m}$$

- Axe Z-Z :

$$M_Y = \frac{q_Z^U \times l^2}{8} = \frac{3.053 \times 6.5^2}{8} = 16.12 \text{ KN.m}$$

- Axe Y-Y :

$$M_Z = \frac{q_Y^U \times l^2}{8} = \frac{0.81 \times 6.5^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{125.27 \times 23.5}{1} 10^{-2} = 29.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.91 \times 23.5}{1} 10^{-2} = 9.14 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{16.12}{29.44} \right]^2 + \left[\frac{4.28}{9.14} \right]^1 = 0.77 < 1 \quad \rightarrow \text{Donc la résistance du moment est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158]

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{zsd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{3.035 \times 6.5}{2} = 9.86 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{11.28 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 153.04 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_{z.sd} = 9.86 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 153.04 \text{ KN}$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte l'UAP 150.

c) Vérification au déversement :

- Calcul de l'élanement réduit

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{93.25}{2.02}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{93.25}{10.3} \right)^2 \right]^{0.25}} = 15.61$$

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

$$\lambda_1 = \pi \times \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93.9 \varepsilon, \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left(\frac{15.61}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.16 < 0.4$$

Donc la vérification au déversement est inutile.

III.7. Calcul des suspentes:

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

III.7.1. Calcul de l'effort de traction dans la suspenste la plus sollicitée.

$$q_{uy}^* = 1.25 \times (1.35 \times G)$$

$$G = [(10.78 + 5) \times 3.3] + 17.93 = 0.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy}^* = 1.25 \times (1.35 \times 0.7) = 1.18 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times G)$$

$$G = [(10.78 + 5) \times 2.2] + 17.93 = 0.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times 0.53) = 0.89 \text{ KN/ml}$$

- Effort de traction dans le tronçon T1

$$T1 = q_{uy}^* \times \frac{l}{2} = 1.18 \times \frac{6.5}{2} = 3.84 \text{ KN}$$

- Effort de traction dans le tronçon T2

$$T2 = \frac{q_{uy} \times l}{2} + T1 = \frac{0.89 \times 6.5}{2} + 3.84 = 6.73 \text{ KN}$$

- Effort de traction dans le tronçon T3

$$T3 = \frac{q_{uy} \times l}{2} + T2 = 2.89 + 6.73 = 9.62 \text{ KN}$$

- Effort de traction dans le tronçon T4

$$T4 = \frac{q_{uy} \times l}{2} + T3 = 2.89 + 9.62 = 12.51 \text{ KN}$$

- Effort de traction dans les diagonales T5

$$2 \times T5 \sin \theta = T4 + \frac{q_{uy} \times l}{2} = 12.51 + 2.89 = 15.4 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \theta = \arctan \frac{2.2}{3.25} \leftrightarrow \theta = 34.09^\circ$$

$$T5 = \frac{T4 + \frac{q_{uy} \times l}{2}}{2 \sin 34.09} = \frac{15.4}{2 \sin 34.09} = 13.74 \text{ KN}$$

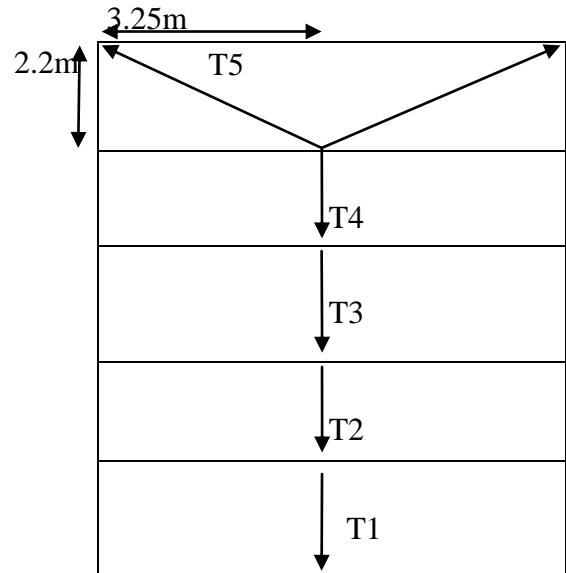


Figure III.5. Disposition des suspentes

III.7.2. Calcul de la section des suspentes :

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

Le tronçon le plus sollicité est T4

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec: } N_{pl} = A \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{fy}$$

$$A \geq \frac{13.74 \times 1}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 0.58 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.58}{3.14}} \Rightarrow \varphi \geq 0.859 \text{ cm}$$

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

III.8. Calcul des potelets :

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

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

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

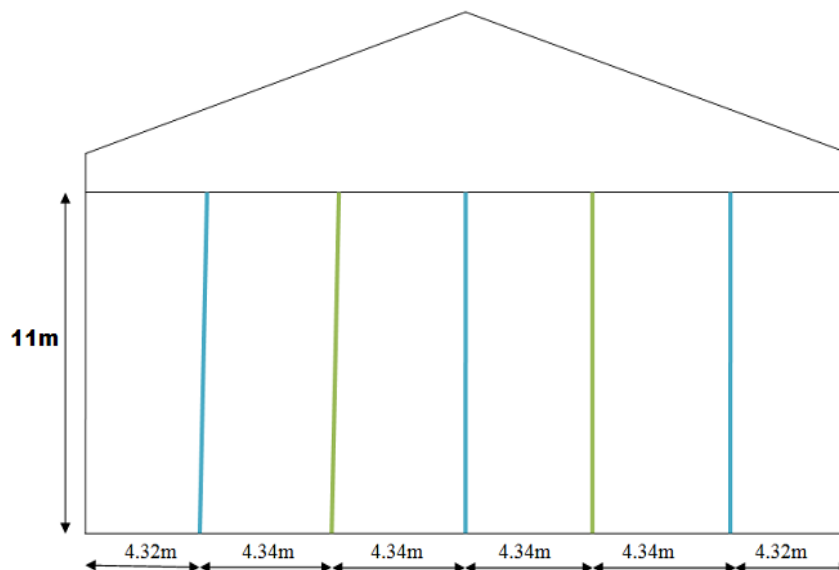


Figure III.6. Disposition des potelets

III.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

A/ Charges permanentes G :

Poids du bardage.....10.78Kg/m²

Poids propre de la lisse (UAP150).....17.93Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....5Kg/m²

Le nombre de lisses supporté par le potelet N=5 lisses

L'entraxe des potelets est de 4.34 m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 11m

B/ Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = -74.05 \text{ daN/m}^2$$

III.8.2. Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e$$

$$q_{ws} = 74.05 \times 4.34 = 321.38 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

$$Q_{ws} = 3.21 \text{ KN/ml}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\text{Et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$\text{AN : } I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q_{ws} \times h^4}{E \cdot 5.5} = \frac{5}{384} \times \frac{3.21 \times 10^{-2} \times 1100^4}{2.1 \times 10^4 \times 5.5}$$

$$\rightarrow I_y \geq 5298.25 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un HEA 220 dont $I_y = 5410 \text{ cm}^4$ et le poids/ml = 50.5 daN/ml

Les charges permanentes :

- poids de bardage → G1 = 10.78 daN/m²
- Poids des lisses → G2 = 17.93 daN/m
- poids propre du HEA 220 → G3 = 50.5 daN/m

$$G = [(G3.H) + (G2.e) + (G1.H.e)]$$

$$G = [(50.5 \cdot 11) + (17.93 \cdot 4.34) + (10.78 \cdot 11 \cdot 4.34)] = 1147 \text{ daN}$$

$$\text{Donc } \rightarrow G = 11.47 \text{ KN}$$

III.8.3. Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$N_{y,sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 11.47 = 15.48 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.5 \cdot \frac{q_w l^2}{8} = 1.5 \cdot \frac{3.21 \cdot 11^2}{8} = 72.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

a) Calcul la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 11 \text{ m}$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 2.2 \text{ m}$

Pour le HEA 220, les rayons de giration sont

$$\begin{cases} i_y = 9.17 \text{ cm} \\ I_z = 5.51 \end{cases}$$

b) Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1100}{9.17} = 119.95 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{220}{5.51} = 39.93 \end{cases}$$

c) Calcul de l'élançement critique

Acier S235

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc } \lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

d) Calcul des élançements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{119.95}{93.9} \sqrt{1} = 1.28 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{39.93}{93.9} \sqrt{1} = 0.43 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \quad \text{HEA 220 est de classe 1}$$

e) Calcul du coefficient de réduction

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3:

Pour un HEA 220 : h = 210 mm, b = 220mm, t_f = 11 mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.96 < 1.2, \text{ et } t_f = 11 < 40\text{mm.}$$

Tableau III.2. Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 220.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	b	$\alpha_y = 0,34$
z- \acute{z}	c	$\alpha_z = 0,49$

f) Calcul de Ψ_{\min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(1.28 - 0.2) + 1.28^2] = 1.5. \quad \chi_y = 0.438$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.43 - 0.2) + 0.43^2] = 0.77. \quad \chi_z = 0.709$$

$$\chi_{\min} = \min(0.438; 0.709)$$

Donc $\chi_{\min} = 0.438$

g) Calcul du facteur d'amplification

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_Y} \quad \text{et } K_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent

$$\beta_{My} = \beta_m q = 1,3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1.28(2 \times 1.3 - 4) + \frac{568.5 - 515.2}{515.2} = -1.68 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1.68) \times 15.48}{0.438 \times 64.3 \times 23.5} = 1.04 < 1.5$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_1} = \frac{568.5 \times 23.50}{1,1} = 121.45 \text{ kn.m}$$

Donc

$$\frac{N_{sd}}{X_{\min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{ply}} = 0.03 + 0.63 = 0.66 < 1 \quad \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement flexion est vérifiée.

III.8.4. Vérification de la stabilité au déversement

a/ Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$

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

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

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

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

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

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

C1, C2, facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 1.132 C2 = 0,459

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 et Kw =1

$$z_a = -\frac{h}{2} = -10.5 \text{ cm sous le vent (-) puisque l'orientation de repert est vers la semelle comprimé}$$

$z_s = 0$ section doublement symétrique EC3 figure F.1.1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -10.5 \text{ cm}$$

$$I_t = 28.46 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 193.3 \text{ cm}^6$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$G = 0.4 \cdot E$$

$$I_z = 1955 \text{ cm}^4$$

Donc

$$M_{cr} = \left(1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 1955}{(1 \times 1100)^2} \right) \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{193300}{1955} + \frac{(1 \times 1100)^2 \times 0.4 \times 28.46}{\pi^2 \times 1955} + (0.459 \times 10.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + (-0.459) \times (-10.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 91.28 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times \left(\frac{568.5 \times 23.5}{1.1} \right)}{9128}} = 1.15 > 0.4 \Rightarrow \text{Il ya risque de déversement}$$

Profilé laminé $\alpha = 0.21$ Donc $\chi_{LT} = 0.563$

La vérification à faire est

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{b,rd} = 0.563 \times 1 \times 568.5 \times \frac{23.5}{1.1} = 68.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 72.83 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 68.37 \text{ KN.m}$$

Le profilé HEA 220 n'est pas vérifié au déversement ; donc on doit augmenter la section du potelet, on prend un HEA 240

On recalcule le moment critique

$$M_{cr} = 131.07 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.93$$

$$\chi_{LT} = 0.7$$

$$M_{b,rd} = 68.37 \text{ KN.m} > M_{sdy} = 72.83 \text{ KN.m}$$

Le profilé HEA 240 est vérifié au déversement.

On adoptera donc des HEA 240 pour l'ensemble des potelets.

III.9. Calcul des fermes

III.9.1. Définition

Une ferme est un élément porteur principal de la structure qui est destiné à recevoir les pannes et le faitage. Elle est constituée par l'assemblage de plusieurs pièces dont les principales sont les entrants et les arbalétriers, d'une âme en treillis constituées d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales). Elles sont généralement articulées à leurs appuis.

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

- Cas de soulèvement : G+1.5W
- Cas de neige seule : 1.35 G + 1.5 S
- La ferme a une longueur de 26m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

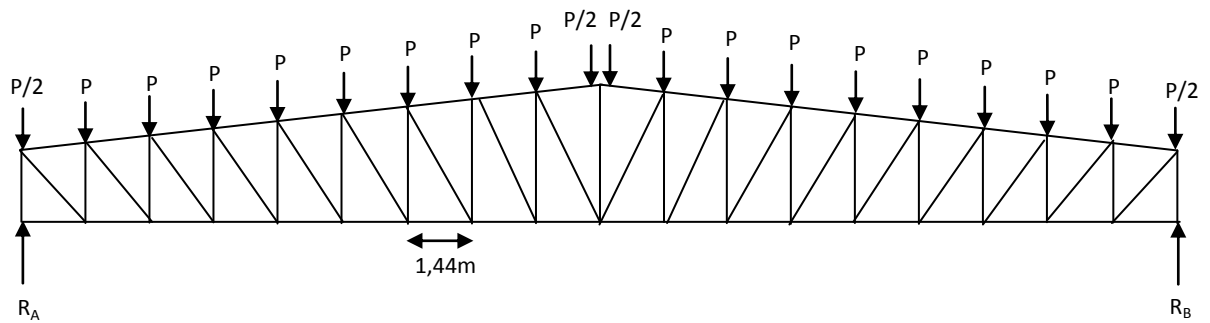


Figure III.7. Schéma représentatif de la ferme

III.9.2. Détermination des charges revenantes à la ferme

On a des fermes sous forme trapézoïdale de 26m de longueur supportant 20pannes. L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 1.45m. L'entre axe des fermes est de 5m.

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

III.9.2.1. Calcul des charges revenantes à chaque nœud

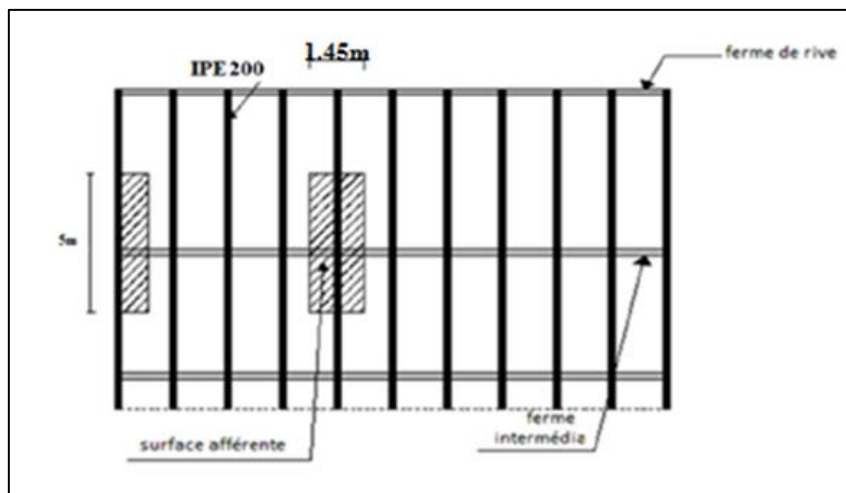


Figure III.8. Surface afférente des nœuds.

a) Nœud intermédiaires :

La surface horizontale d'influence qui revient pour le nœud intermédiaire :

$$S = 5 \times 1.45 = 7.3 \text{ m}^2$$

- Poids propres :

- La couverture + accessoires de pose..... $0,158 \times 7.3 = 1.15 \text{ KN}$
- La panne (IPE140)..... $0,158 \times 5 = 0.79 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 7.3 = 1.31 \text{ KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0,04 \times 7.3 = 0.29 \text{ KN}$
- TOTAL..... 3.54 KN

- Surcharges climatiques :

1. Surcharge du vent :

La zone la plus chargée est la zone F dont :

$$W_{zj} = -1.953 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow W = -1.953 \times 7.3 = -14.26 \text{ KN}$$

[Chapitre II, Tableau II. 5]

2. Surcharge de la neige :

$$S_{\max} = 0,147 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 0,147 \times 7.3 = 1.07 \text{ KN}$$

b) Nœud de rives :

$$S = 2.5 \times 1.45 = 3.625 \text{ m}^2$$

- Poids propres :

- La couverture + accessoires de pose..... $0.158 \times 3.625 = 0.57 \text{ KN}$
- La panne (IPE140)..... $0.158 \times 5 = 0.79 \text{ KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0.18 \times 3.625 = 0.65 \text{ KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0.04 \times 3.625 = 0.15 \text{ KN}$
- TOTAL..... 2.16 KN

- Surcharges climatiques :

1. Surcharge du vent :

La zone la plus chargée est la zone F dont :

$$W_{zj} = -1.953 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow W = -1.953 \times 3.625 = -7.08 \text{ KN} \quad [\text{Chapitre II, Tableau II. 5}]$$

2. Surcharge de la neige :

$$S_{\text{max}} = 0,147 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S = 0.147 \times 3.625 = 0.53 \text{ KN}$$

III.9.2.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges

a) Nœuds intermédiaires :

- Soulèvement :

$$F_w = G + 1.5W = 3.54 - 1.5 \times 14.26 = -17.85 \text{ KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 3.54) + (1,5 \times 1.07) = 6.38 \text{ KN}$$

b) Nœuds de rives :

- Soulèvement :

$$F_w = G + 1,5W = 2.16 - 1,5 \times 7.08 = -8.46 \text{ KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 2.16) + (1.5 \times 0.53) = 3.71 \text{ KN}$$

III.9.3. Détermination des efforts dans les barres

On va utiliser la méthode des nœuds pour trouver les efforts dans les barres.

- Cas d'une charge unitaire $P = 1 \text{ KN}$:

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre, chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré. Cet équilibre peut être mis en évidence par le schéma du nœud isolé à partir duquel nous pouvons facilement écrire les équations d'équilibre.

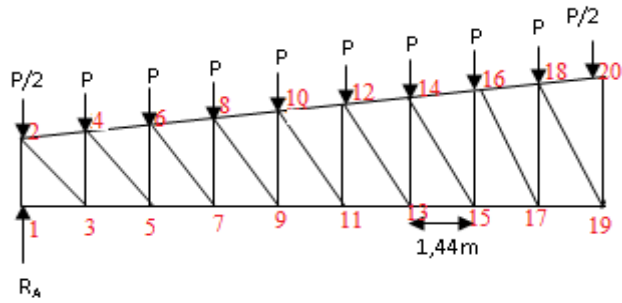


Figure III.9 : Schéma de la ferme sous la charge unitaire

III.9.3.1. Calcul des réactions :

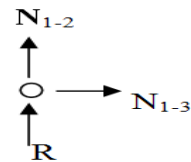
$\Sigma F_x=0$

$\Sigma F_y=0 \implies R_A=R_B=9\text{KN}$

a) Nœud 1 :

$\Sigma F_x=0 \implies N_{1-3}=0\text{KN}$

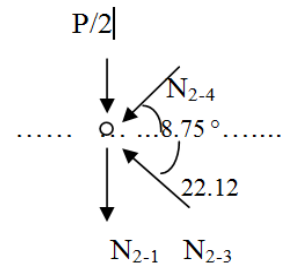
$\Sigma F_y=0 \implies N_{1-2}=-R_A=-9\text{KN}$



b) Nœud 2 :

$\Sigma F_x=0 \implies N_{2-4}=-7.46\text{KN}$

$\Sigma F_y=0 \implies N_{2-3}=8.95\text{KN}$



Tous les nœuds seront déterminés par la même méthode d'isolation des nœuds, les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Efforts normaux dans les éléments de la ferme (diagonales, montants, membrures).

Éléments	N° des barres	Effort P=1KN	G 3.54KN	W -14.26KN	S 1.07KN	G+1.5W KN	1.35G+1.5S KN
Membrures supérieures	2-4	-7.46	-26.41	106.38	-7.98	133.16	-47.42
	4-6	-11.59	-41.03	165.27	-12.4	206.88	-73.99
	6-8	-13.53	-47.89	192.94	-14.48	241.52	-86.37
	8-10	-14.58	-51.61	207.91	-15.60	260.25	-93.07

	10-12	-14.56	-51.54	207.62	-15.58	259.89	-92.95
	12-14	-16.75	-59.29	238.85	-17.92	298.98	-106.92
	14-16	-16.19	-57.31	230.87	-17.32	288.99	-103.35
	16-18	-15.09	-53.42	215.18	-16.15	269.35	-96.34
	18-20	-13.73	-48.60	195.79	-14.69	245.08	-85.65
Membrures inférieures	1-3	0	0	0	0	0	0
	3-5	7.36	26.05	-104.95	7.87	-131.37	46.97
	5-7	11.49	40.67	-163.85	12.29	-205.11	73.34
	7-9	13.68	48.43	-195.07	14.64	-244.17	87.34
	9-11	14.57	51.58	-207.76	15.58	-260.06	93
	11-13	14.59	51.65	-208.05	15.61	-260.43	93.14
	13-15	12.47	44.14	-177.82	13.34	-222.59	79.59
	15-17	11.88	40.05	-169.41	12.71	-214.06	73.13
	17-19	10.82	38.30	-154.29	11.58	-193.14	69.07
Montants	1-2	-9	-31.86	128.34	-9.63	160.65	-57.46
	3-4	-5.08	-17.98	72.44	-5.44	90.68	-32.43
	5-6	-3.48	-12.32	49.62	-3.72	62.11	-22.21
	7-8	-2.18	-7.72	31.08	-2.33	38.9	-13.92
	9-10	-1.02	-3.61	14.55	-1.09	18.22	-6.51
	11-12	0.026	0.09	-0.37	0.027	-0.46	0.12
	13-14	3.069	10.86	-43.76	3.28	-54.78	19.58
	15-16	0.94	3.33	-13.40	1	-16.77	5.99
	17-18	1.78	6.30	-25.38	1.9	-31.77	11.36
	19-20	2.58	9.13	-36.79	2.76	-46.06	16.46
Diagonales	2-3	8.95	31.68	-127.63	9.58	-159.76	57.14
	4-5	5.4	19.12	-77	5.78	-96.38	34.48
	6-7	3.09	10.94	-44.06	3.31	-55.15	19.73
	8-9	1.36	4.81	-19.39	1.46	-24.27	8.68
	10-11	0.033	0.12	-0.47	0.04	-0.58	0.22
	12-13	-3.73	-13.20	53.19	-3.99	66.58	-23.81
	14-15	-1.11	-3.93	15.83	-1.19	19.82	-7.09
	16-17	-2.07	-7.33	29.52	-2.21	36.95	-13.21
	18-19	-2.91	-10.30	41.49	-3.11	51.94	-18.57

 **Remarque :**

- La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : G+1,5W.
- Convention de signe (+) Traction et (-) compression.

III.9.4. Dimensionnement des barres

III.9.4.1. Membrures supérieures

$N_{\max} = 298.98$ KN (traction)

$N_{\max} = -106.92$ KN (compression)

Longueur de la barre $L_0=1.45\text{m}$

$L_y = 0,9L_0 = 0,9 \times 1.45 = 1.305\text{m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 1.45\text{m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1.45\text{m}$

$$I_{nec} \geq \frac{L^2 \max \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{145^2 \times 106.92}{21000 \times \pi^2} = 11\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : 2L40×40×6

$$I_z = 2[I\beta + A_c \times \Delta^2], \Delta = d + 0,5$$

$I\beta$: Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ **Vérification au flambement :**

Une seule cornière :

$$I\alpha = I\beta = 6.31\text{cm}^4; i\alpha = i\beta = 1,19\text{cm}$$

$$A_c = 4.48\text{cm}^2; d = 1.20\text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I\alpha = 12.62\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[6.31 + 4.48 \times (1.20 + 0,5)^2] = 38.51\text{cm}^4$$

$$i_y = i\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1.81\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{38.51}{8.96}} = 2.07\text{cm}$$

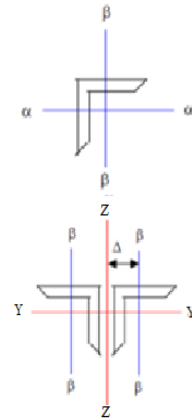
$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{130.5}{1.19} = 109.66$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{145}{2.07} = 71.07$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda = \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} 93.9\epsilon \quad \text{Et } \epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{109.66}{93.9} = 1.17 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$



$$\bar{\lambda}_z = \frac{71.07}{93.9} = 0.76 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\text{Courbe c} \Rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(1.17 - 0.2) + 1.17^2 \right] = 1.42$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]} = \frac{1}{1.42 + [1.42^2 - 1.17^2]} = 0.48$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.48 \times 1 \times 2 \times 4.48 \times \frac{23.5}{1.1} = 91.88 \text{KN}$$

$$N_{crd} = 91.88 \text{KN} < N_{sd} = 106.92 \text{KN} \quad \text{Ce n'est pas vérifié}$$

On augmente la section des cornières à : 2L45×45×5

$$\bar{\lambda}_{\max} = 1.03$$

$$\Phi = 1.23$$

$$\chi_{\min} = 0.59$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.59 \times 1 \times 2 \times 4.3 \times \frac{23.5}{1.1} = 108.4 \text{KN}$$

$$N_{crd} = 108.4 > N_{sd} = 106.92 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 298.98 \text{KN (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}: \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}: \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 4.3 \times 23.5}{1} = 202.1 \text{KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} ; P1 = 100\text{mm} ; e1 = 25\text{mm}$$

$$P1 \geq 5d0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$D_0 = 13\text{mm}$: diamètre de trous

Donc $\beta_3 = 0,7$ (tableau1)

$$A_{nette} = 2(4.3 - 0,5 \times 1,3) = 7.3\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 7.3 \times 36}{1.25} = 147.17\text{KN}$$

$$N_{sd} = 298.98\text{KN} > N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 147.17\text{KN} \quad \text{ce n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L75×75×6**

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 8.73 \times 23.5}{1} = 410.31\text{KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

$$A_{nette} = 2(8.73 - 0,6 \times 1,3) = 15.9\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 15.9 \times 36}{1.25} = 320.54\text{KN}$$

$$N_{sd} = 298.98\text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 320.54\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.9.4.2. Membrures inférieures

$$N_{\max} = 93.14\text{KN} \text{ (traction)}$$

$$N_{\max} = -260.43\text{KN} \text{ (compression)}$$

Longueur de la barre $L_0 = 1.44\text{m}$

$L_y = 0,9L_0 = 0,9 \times 1.44 = 1.296\text{m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 1.44\text{m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1.44\text{m}$$

$$I_{nec} \geq \frac{L^2_{\max} \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{144^2 \times 260.43}{21000 \times \pi^2} = 26.08\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **2L50×50×8**

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2], \Delta = d + 0,5$$

I_β : Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ **Vérification au flambement :**

Une seule cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 16.28 \text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 1.48 \text{cm}$$

$$A_c = 7.41 \text{cm}^2; d = 1.52 \text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 32.56 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[16.28 + 7.41 \times (1.52 + 0,5)^2] = 92.99 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1.48 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92.99}{14.82}} = 2.5 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{129.6}{1.48} = 87.57$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{144}{2.5} = 57.8$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda = \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} 93.9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{87.57}{93.9} = 0.93 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{57.8}{93.9} = 0.62 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Courbe c $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.93 - 0.2) + 0.93^2 \right] = 1.11$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]} = \frac{1}{1.11 + [1.11^2 - 0.93^2]} = 0.69$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.69 \times 1 \times 2 \times 7.41 \times \frac{23.5}{1.1} = 218.46 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 218.46 \text{ KN} < N_{sd} = 260.43 \text{ KN} \quad \text{Ce n'est pas vérifié}$$

On augmente la section des cornières à : 2L60×60×8

$$\bar{\lambda}_{\max} = 0.77$$

$$\Phi = 0.94$$

$$\chi_{\min} = 0.81$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.81 \times 1 \times 2 \times 9.03 \times \frac{23.5}{1.1} = 312.52 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 312.52 > N_{sd} = 260.43 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 93.14 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}: \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 9.03 \times 23.5}{1} = 424.41 \text{ KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} ; P1 = 100 \text{ mm} ; e1 = 25 \text{ mm}$$

$$P1 \geq 5d0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$D_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre de trous}$$

$$\text{Donc } \beta_3 = 0.7 \text{ (tableau 1)}$$

$$A_{\text{nette}} = 2(9.03 - 0.8 \times 1.3) = 15.98 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 15.98 \times 36}{1.25} = 322.16 \text{ KN}$$

$$N_{sd}=93.14\text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})=322.16\text{KN}$$

vérifiée

III.9.4.3. Montants

$$N_{\max} = 160.65\text{KN (traction)}$$

$$N_{\max} = -57.46\text{KN (compression)}$$

Longueur de la barre $L_0=1\text{m}$

$L_y = 0,8L_0 = 0,8 \times 1 = 0.8\text{m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 1\text{m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1\text{m}$$

$$I_{nec} \geq \frac{L^2_{\max} \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{100^2 \times 57.46}{21000 \times \pi^2} = 2.77\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : 2L30×30×4

$$I_z = 2[I\beta + A_c \times \Delta^2], \Delta = d + 0,5$$

$I\beta$: Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ Vérification au flambement :

Une seule cornière :

$$I\alpha = I\beta = 1.80\text{cm}^4; i\alpha = i\beta = 0.89\text{cm}$$

$$A_c = 2.27\text{cm}^2; d = 0.88\text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I\alpha = 3.6\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[1.80 + 2.27 \times (0.88 + 0,5)^2] = 12.25\text{cm}^4$$

$$i_y = i\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0.89\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{12.25}{4.54}} = 1.64\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{80}{0.89} = 89.88$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{100}{1.64} = 60.97$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta w)^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta w = 1$$

$$\lambda = \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} 93.9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{89.88}{93.9} = 0.96 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{60.97}{93.9} = 0.65 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Courbe c $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.96 - 0.2) + 0.96^2 \right] = 1.15$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{1.15 + \left[1.15^2 - 0.96^2 \right]^{0.5}} = 0.65$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.65 \times 1 \times 2 \times 2.27 \times \frac{23.5}{1.1} = 63.04 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 63.04 > N_{sd} = 57.46 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 160.65 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 2.27 \times 23.5}{1} = 106.69 \text{ KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} ; P_1 = 100\text{mm} ; e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 \geq 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$D_0 = 13\text{mm}$: diamètre de trous

Donc $\beta_3 = 0,7$ (tableau1)

$$A_{nette} = 2(2.27 - 0,4 \times 1,3) = 3.5\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 3.5 \times 36}{1.25} = 70.56\text{KN}$$

$$N_{sd} = 160.65\text{KN} > N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 70.56\text{KN} \quad \text{ce n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L45×45×6**

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 5.09 \times 23.5}{1} = 239.23\text{KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

$$A_{nette} = 2(5.09 - 0,6 \times 1,3) = 8.62\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 8.62 \times 36}{1.25} = 173.79\text{KN}$$

$$N_{sd} = 160.65\text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 173.79\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.9.4.4. Diagonales

$$N_{\max} = 57.14\text{KN} \text{ (traction)}$$

$$N_{\max} = -159.76\text{KN} \text{ (compression)}$$

Longueur de la barre $L_0 = 1.76\text{m}$

$L_y = 0,8L_0 = 0,8 \times 1.76 = 1.408\text{m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 1.76\text{m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1.76\text{m}$$

$$I_{nec} \geq \frac{L^2_{\max} \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{1.76^2 \times 159.76}{21000 \times \pi^2} = 23.9\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **2L50×50×6**

$$I_z = 2[I\beta + A_c \times \Delta^2], \Delta = d + 0,5$$

I_{β} : Moment d'inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ **Vérification au flambement :**

Une seule cornière :

$$I_{\alpha} = I_{\beta} = 12.84 \text{ cm}^4; i_{\alpha} = i_{\beta} = 1.50 \text{ cm}$$

$$A_c = 5.69 \text{ cm}^2; d = 1.45 \text{ cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_{\alpha} = 25.68 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[12.84 + 5.69 \times (1.45 + 0.5)^2] = 68.95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_{\alpha} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1.50 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{68.95}{11.38}} = 2.36 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{140.8}{1.50} = 93.86$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{176}{2.36} = 74.58$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda = \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} 93.9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{93.86}{93.9} = 0.999 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{174.58}{93.9} = 0.79 > 0.2 \Rightarrow \text{Il ya lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Courbe c $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(0.999 - 0.2) + 0.999^2 \right] = 1.19$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]} = \frac{1}{1.19 + [1.19^2 - 0.999^2]} = 0.62$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.62 \times 1 \times 2 \times 5.69 \times \frac{23.5}{1.1} = 150.73 \text{KN}$$

$$N_{crd} = 150.73 \text{KN} < N_{sd} = 159.76 \text{KN}$$

Ce n'est pas vérifié

On augmente la section des cornières à : 2L50×50×8

$$\bar{\lambda}_{\max} = 0.1.01$$

$$\Phi = 1.21$$

$$\chi_{\min} = 0.605$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.605 \times 1 \times 2 \times 7.41 \times \frac{23.5}{1.1} = 189.96 \text{KN}$$

$$N_{crd} = 189.96 > N_{sd} = 159.76 \text{KN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification à la traction :**

$$N_{\max} = 57.14 \text{KN (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

A / Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 7.41 \times 23.5}{1} = 348.27 \text{KN}$$

B/ Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} ; P1 = 100 \text{mm} ; e1 = 25 \text{mm}$$

$$P1 \geq 5d0 = 5 \times 13 = 65 \text{mm}$$

$$D_0 = 13 \text{mm} : \text{diamètre de trous}$$

$$\text{Donc } \beta_3 = 0,7 \text{ (tableau 1)}$$

$$A_{\text{nette}} = 2(7.41 - 0,8 \times 1,3) = 12.74 \text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 12.74 \times 36}{1.25} = 256.84 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 57.14 \text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 256.84 \text{KN}$$

vérifiée

Conclusion

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.4. *Les sections de la ferme choisies.*

Elément	Sections choisies
Membrures supérieures	2L75×75×6
Membrures inférieures	2L60×60×8
Montants	2L45×45×6
Diagonales	2L50×50×8

III.9.5. Calcul du poids réel de la ferme

- **Membrures supérieures :**

L75×75×6, $G = 6.85\text{Kg/m}$

Longueur total : 26.66m

Poids des membrures supérieures : $WMS=2G \times L=2 \times 6.85 \times 26.66=365.24\text{kg}$

- **Membrures inférieures :**

L60×60×8 $G = 7.09\text{Kg/m}$

Longueur total : 26m

Poids des membrures inférieures : $WMI=2G \times L=2 \times 7.09 \times 26=368.68\text{kg}$

- **Diagonales :**

L50×50×8 , $G = 5.82\text{Kg/m}$

Longueur total : 45.44m

Poids des diagonales : $WD=2G \times L=2 \times 5.82 \times 45.44= 528.92\text{kg}$

- **Montants :**

2L45×45×6, $G = 4\text{KN/m}$

Longueur total : 39.84m

Poids des montants : $WM=2G \times L=2 \times 4 \times 39.84=318.72\text{kg}$

✚ Poids total de la ferme :

$$W=WMS+WMI+WD+WM=1581.56\text{kg}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

$$\text{Poids total de la ferme est : } W=1581.56 \times 1,2=1897.87\text{kg}$$

$$W=1897.87\text{kg}$$

III.10. Pré dimensionnement des poteaux :**III.10.1.Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature, ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

-Un effort de compression du aux charges climatique (neige, vent).

-Un effort de flexion du aux posée horizontalement du vent pour cela et pour les raisons de sécurité on privant un **HEA** qui principe peut supporter toutes les charges qui lui sont transmise.

Notre structure comporte deux types de poteaux :

- Poteaux de rives :

De hauteur $H=11\text{m}$, les charges qui lui sont appliquées sont :

Poids de la couverture de toiture et ses accessoires, poids de la ferme et des pannes

Poids de la dalle mixte (solive, poutre principale, béton et tôle)

Poids propre du poteau.

- Poteaux intermédiaire :

De hauteur $H=6\text{m}$, les charges qui lui sont appliquées sont :

Poids de la dalle mixte (solive, poutre principale, béton et tôle)

Poids propre du poteau.

III.10.2. Poteaux de rive**III.10.2.1. Evaluation des charges et surcharge :****a)- charge permanente**

Surface d'influence : $S = 13.33 + (5/2) = 33.32 \text{ m}^2$

-Couvertures (panneaux sandwichs).....	$0.1078 \times 33.32 = 3.59 \text{ KN}$
-Accessoire de pose.....	$0.05 \times 33.32 = 1.666 \text{ KN}$
-La panne IPE 140.....	$0.129 \times 5 \times 2.5 = 1.612 \text{ KN}$
-La ferme.....	$18.18/4 = 4.545 \text{ KN}$
-Les solives IPE 160.....	$0.158 \times 2.5 \times 4 = 1.58 \text{ KN}$
-La poutre maitresse IPE 240.....	$0.307 \times (8.35/2) = 1.28 \text{ KN}$
-Poids de la tôle (cofraplu60).....	$0.085 \times (8.35/2) \times 2.5 = 0.887 \text{ KN}$
-Poids du béton.....	$0.12 \times 4.175 \times 2.5 \times 25 = 31.31 \text{ KN}$
-Poids de poteaux HEA 300 (estimée).....	$0.883 \times 11 = 9.163 \text{ KN}$
-Total.....	55.633 KN

b) sur charge climatique de neige :

$S = 0.147 \text{ KN/m}^2$

$S = 0.147 \times 33.32 = 4.89 \text{ KN}$

Donc la charge de la neige : $S = S \times \cos \alpha = 4.89 \times \cos(8.75) = 4.83 \text{ KN}$

- c) Sur charges d'exploitations :**

-charges d'entretien (P)..... $0.533 \times 13.33 = 7.1 \text{ KN}$

➤ Donc la charge d'entretien ; $P = P \cos \alpha = 7.1 \times \cos(8.75) = 7.02 \text{ KN}$

-charge d'exploitation de la dalle mixte (plancher à usage industriel $Q = 5 \text{ KN/m}^2$)

➤ $Q = 5 \times 4.175 \times 2.5 = 52.19 \text{ KN}$

III.10.2.2. Détermination de la N_{max}^1 descente de charges :

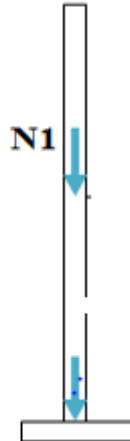


Figure III.10. La distribution des efforts pour chaque poteau.

❖ Charges permanentes :

$$G_{total} = (G_{couverture} + G_{Accessoire} + G_{panne} + G_{ferme}) \times \cos \alpha + G_{poteau} + G_{dalle\ mixte}$$

$$G_{total} = (3.59 + 1.66 + 1.975 + 4.545) \times \cos(8.75) + 9.996 + 35.057 = 56.68 \text{ KN}$$

❖ Charges d'exploitation :

$$Q_{totale} = Q_{dalle\ mixte} + Q_{d'entretien} = 52.19 + 7.02 = 59.21 \text{ KN}$$

$$S_{neige} = 4.83 \text{ KN}$$

III.10.2.3. Calcul de N_{max}^1 :

➤ A l'ELU :

$$N_{max}^1 = 1.35G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 56.68 + 1.5 \times 59.21 = 165.33 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Avec :}$$

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité.

$$\bullet \quad N_{max} \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{165.33 \times 1}{23.5} = 7.03 \text{ Cm}^2$$

- On choisit un **HEA 300**

III.10.2.4. Vérifications aux flambements:

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{\max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}}$$

A) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$l_{ky} = 0,5 \times 12 = 6\text{m}$$

$$l_{kz} = 0,5 \times 2,2 = 1,1\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{12,74} = 47,09$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{110}{7,49} = 14,68$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{47,09}{93,9} \times 1 = 0,5$$

Autour de YY' → Courbe \Rightarrow $\chi_y = 0,8842$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{14,68}{93,9} \times 1 = 0,16$$

Autour de ZZ' → Courbe \Rightarrow $\chi_z = 1$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,8842$$

$$N_{\max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 235 \times 11250 \times 0,8842}{1} = 2337,6\text{KN}$$

$$N_{\max}^1 = 165,33\text{KN} < N_{\max} = 2337,6\text{KN} \quad \Rightarrow \text{poteau vérifier au flambement}$$

Conclusion: On choisit pour les poteaux de rive un **HEA300**

III.10.3. Poteaux de rive

III.10.3.1. Evaluation des charges et surcharge :

a)- charge permanente

-Les solives IPE 160..... $0,158 \times 2,5 \times 4 = 1,58\text{KN}$

-La poutre maitresse IPE 240..... $0,307 \times 8,35 = 2,56\text{KN}$

-Poids de la tôle (cofraplu60)..... $0,085 \times 8,35 \times 2,5 = 1,77\text{KN}$

-Poids du béton..... $0,12 \times 8,35 \times 2,5 \times 25 = 62,62\text{KN}$

-Poids de poteaux HEA 300 (estimée).....0.883x6=4.998KN
 -Total73.52KN

• **c) Sur charges d'exploitations :**

-charge d'exploitation de la dalle mixte (plancher à usage industriel $Q=5\text{KN/m}^2$)

➤ $Q=5 \times 8.35 \times 2.5=104.735\text{KN}$

III.10.3.2. Détermination de la N_{max}^1 descente de charges :

❖ **Charges permanentes :**

$$G_{total} = G_{poteau} + G_{dalle\ mixte}$$

$$G_{total} = 4.998 + 68.53 = 73.52\text{ KN}$$

❖ **Charges d'exploitation :**

$$Q_{totale} = Q_{dalle\ mixte} = 104.735\text{KN}$$

III.10.3.3. Calcul de N_{max}^1 :

➤ **A l'ELU :**

$$N_{max}^1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 73.52 + 1.5 \times 104.735 = 255.77\text{KN}$$

$$N_{max}^1 = 255.77\text{KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ Avec :}$$

N_{max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité.

$$\bullet \quad N_{max} \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{255.77 \times 1}{23.5} = 10.88\text{Cm}^2$$

On choisit un **HEA 300**

III.10.3.4. Vérifications aux flambements:

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{\max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}}$$

A) Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$l_{ky} = 0,7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0,7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{420}{12.74} = 32.96$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{420}{7.49} = 56.07$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{32.96}{93,9} \times 1 = 0,35$$

Autour de YY' → Courbe b $\implies \chi_y = 0.9451$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{56.07}{93,9} \times 1 = 0.6$$

Autour de ZZ' → Courbe c $\implies \chi_z = 0.7854$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.7854$$

$$N_{\max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{\min}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \times 235 \times 11250 \times 0.7854}{1} = 2076.4 \text{ KN}$$

$$N_{\max}^1 = 255.77 \text{ KN} < N_{\max} = 2076.4 \text{ KN} \implies \text{ poteau vérifier au flambement}$$

Conclusion: On choisit pour les poteaux de rive un **HEA300**

III.11. Escalier

III.11.1. Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

III.11.2. Palier :

Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

III.11.3 Volée :

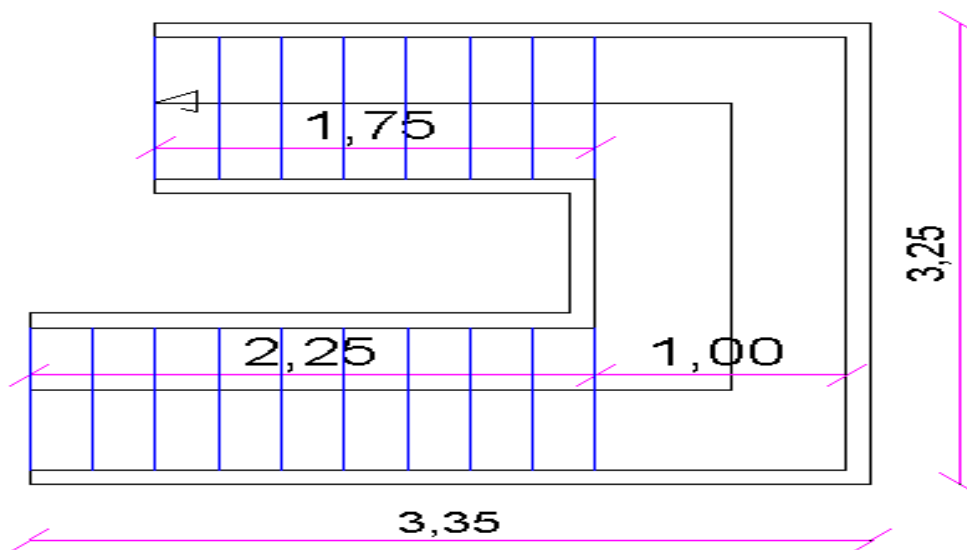
Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

III.11.3.1. Limon :

Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

III.11.3.2. Garde-corps :

Il est utilisé pour assurer la sécurité.



FigureIII-1. Présentation en plan de l'escalier

Le choix de dimension ce fait selon la formule de RONDELET

- $h=17\text{cm}$: hauteur de marche.
- $g=30\text{cm}$: largeur de marche.
- $a=1,0\text{m}$: longueur de marche.
- $H= 6\text{m}$: hauteur de l'étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{600}{17} = 35 \text{ marche}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

III.11.3.3. La vérification selon Blondel :

Blondel Il faut vérifier que : $600 \leq g + 2.h \leq 660$

→ $600 < 300 + 2.170 = 640 < 660$ la condition est vérifiée.

III.11.4. Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche)

III.11.4.1. Évaluations des charges:

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

III.11.4.2. Détermination de la section de la cornière :

a) Les charges permanentes : (sauf $P_{\text{profilé}}$)

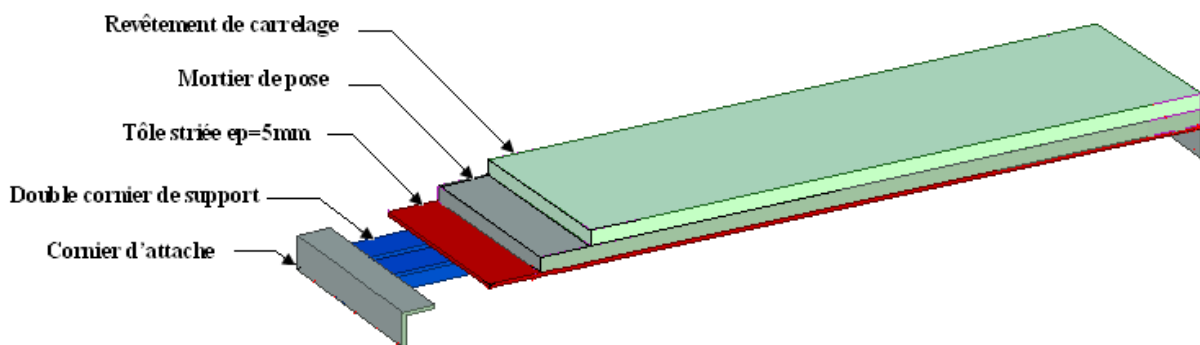


Figure III-2. Les constituants de marche

$$\text{Tôle striée ep=5mm} \quad \rightarrow G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose} \quad \rightarrow G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Revêtement de carrelage} \quad \rightarrow G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot g = (45 + 40 + 40) \cdot 0,30 = 37,5 \text{ daN/m} \quad \rightarrow G = 0,37 \text{ KN/m}$$

b) Les charges d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \cdot g = 250 \cdot 0,30 = 75 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 0,75 \text{ KN/m}$$

c) Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = 0.37 + 0.75 = 1.12 \text{ KN/m}$$

On a une poutre posé sur deux appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5.250q_s l^3}{384E} = \frac{5.250.1.12.10^{-2}.100^3}{384.2.1.10^4} = 1,73 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 1,73 \text{ cm}^4$$

On adoptera deux cornière à aile égale 30×30×3

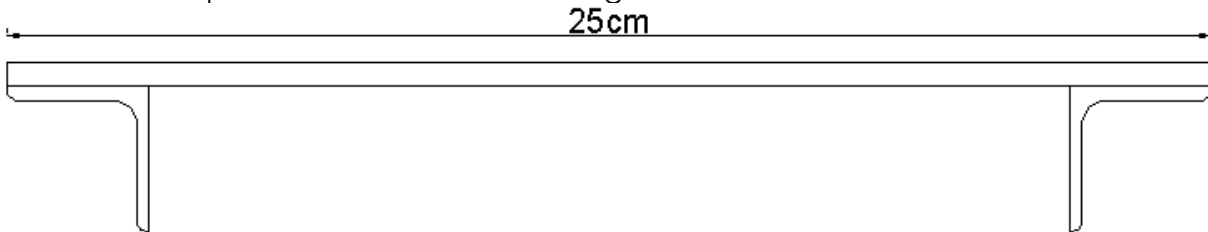


Figure III-3. Section composée des 2 cornières et la tôle

$$\begin{cases} I_y = 5.346 \text{ cm}^4 \\ v' = 3.05 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{déter min er avec Autocad}$$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{v'} = \frac{5.346}{3.05} = 1.755 \text{ cm}^3$$

III.11.4.3. Évaluations des charges:

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée ep=5mm $\rightarrow G1=45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G2=40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G3=40 \text{ daN/m}^2$
- 2 Cornier 30×30×3 $\rightarrow G4=2,72 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \cdot g + G_4 = (45 + 40 + 40) \cdot 0,30 + 2,72 = 39,82 \text{ daN/m}$$

$$G = 0,39 \text{ KN/m}$$

b) Les charges d'exploitation :

$$P = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = P \cdot g = 250 \cdot 0,30 = 75 \text{ daN/m} \quad \rightarrow Q = 0,75 \text{ KN/m}$$

c) Combinaison des charges:

❖ **À L'ELU:**

$$q_u = \Sigma \gamma G \cdot G + \gamma Q \cdot Q = 1,35 \cdot 0,39 + 1,5 \cdot 0,75 = 1,65 \text{ KN/m}$$

❖ **À L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 0,39 + 0,75 = 1,14 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification de la flèche:(ELS)**

$$f_z = \frac{5q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{100}{250} = 0,33 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1,14 \times 10^{-2} \times 100^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5,346} = 0,13 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,33 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

➤ **Vérification à la résistance: (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y.sd} \leq M_{el.yrd}$$

$$\text{Avec : } M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,65 \cdot 1^2}{8} = 0,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{el.yrd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,755 \cdot 23,5}{1} = 0,41 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } \gamma_{m0} = 1$$

$$\text{Donc : } M_{y.sd} = 0,21 \text{ KN.m} < M_{el.yRd} = 0,41 \text{ KN.m}$$

→ Donc la condition de la résistance est vérifiée

III.11.5. Dimensionnement de limon :

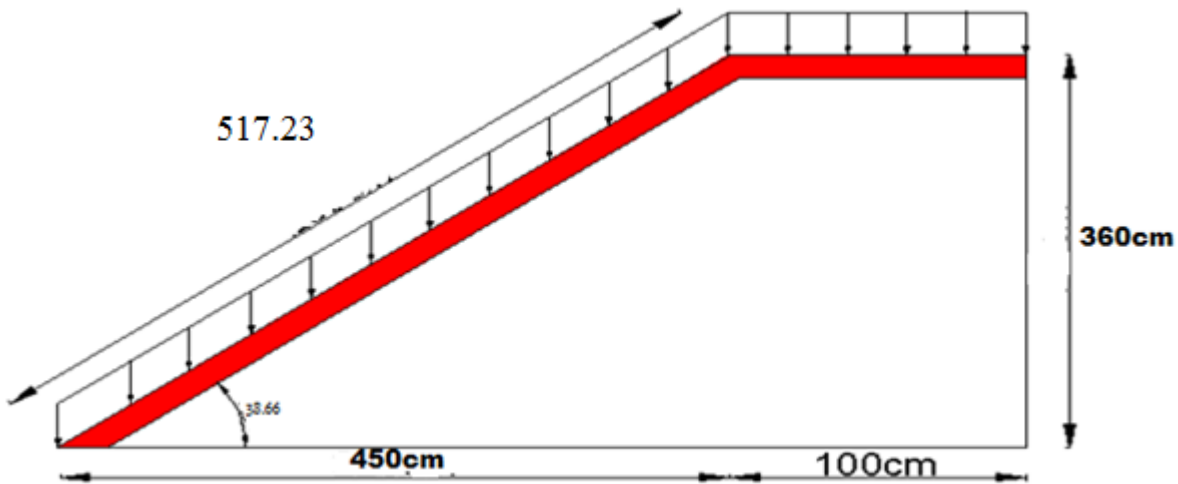


Figure III-4. La distribution des charges sur un limon

➤ Remarque importante :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile UPN minimum a adopté :

Dans le triangle ABC :

$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \Rightarrow x = h \cdot \cos \alpha = 17 \cdot \cos 29.54^\circ = 14.79 \text{ cm}$$

→ donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

III.11.5.1. Évaluation des charges

➤ Sur la volée

a) Les charges permanentes

- Tôle striée ep=5mm $\rightarrow G_1=45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G_2=40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40 \text{ daN/m}^2$
- 2 Corniers aile égale 30×30×3 $\rightarrow G_4=6,12 \text{ daN/m}$

- Cornière de support γ 40×40×5 $\rightarrow G_5=2,97\text{daN/m}$
- Garde de corps $\rightarrow G_6=15\text{daN/m}^2$

$$G=(G_1+G_2+G_3+G_6).g+2.G_5+G_4.N^a/L=(45+40+40+15).1+2.2,97+6,12.8.(1/2,83)$$

$$\rightarrow G=1.63 \text{ KN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G'=G/2=0.82 \text{ KN/m}$$

b) Charge d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P. g=250.1=250\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=2.5 \text{ KN/m}$$

La charge d'exploitation qui revient a chaque limon est :

$$Q'=Q/2=1.25 \text{ KN/m}$$

➤ Sur le palier

a) Les charges permanentes :

- Tôle striée $e_p=7\text{mm}$ $\rightarrow G_1=58.5\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose $\rightarrow G_2=40\text{daN/m}^2$
- Revêtement de carrelage $\rightarrow G_3=40\text{daN/m}^2$
- Dalle en béton 8cm $\rightarrow G_4=200\text{daN/m}^2$

$$G=(G_1+G_2+G_3+G_4).d=(58,5+40+40+200).1.25=423,125\text{daN/m}$$

$$\rightarrow G=4.23\text{KN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G'=G/2=2.21 \text{ KN/m}$$

d : est l'entre-axe de limon de palier.

b) Charge d'exploitation :

$$P=250\text{daN/m}^2$$

$$Q=P. d=250.1.25=312,5\text{daN/m} \quad \rightarrow Q=3.13 \text{ KN/m}$$

La charge d'exploitation qui revient à chaque limon est : $Q'=Q/2=1.56 \text{ KN/m}$

III.11.5.2. Combinaison des charges :

➤ Sur la volée

a) À l'ELU

$$q_{uv} = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 0,82 + 1,5 \cdot 1,25 = 2,98 \text{ KN/m}$$

b) À l'ELS

$$Q_{sv} = G + Q = 0,82 + 1,25 = 2,07 \text{ KN/m}$$

➤ Sur le palier

a) À l'ELU

$$q_{up} = \Sigma \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot 2,21 + 1,5 \cdot 1,56 = 5,33 \text{ KN/m}$$

b) À l'ELS:

$$q_{sp} = G + Q = 2,21 + 1,56 = 3,77 \text{ KN/m}$$

III.11.5.3. Vérification de la flèche:(ELS)

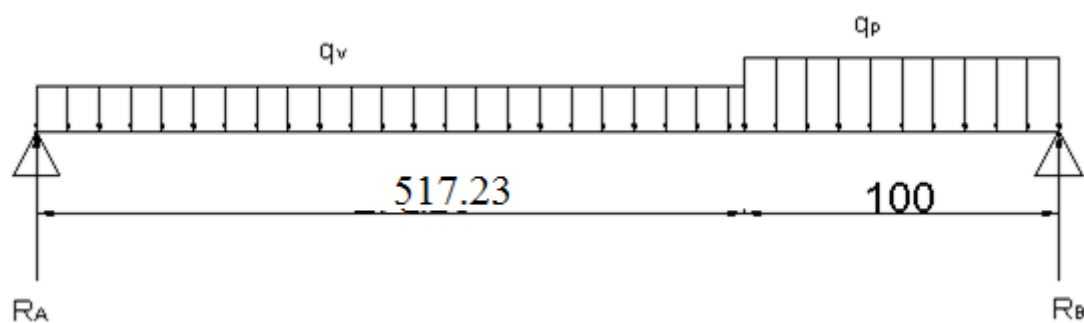


Figure III-5. Schémas statique représentant les charges sur le limon

$$f_y = \frac{q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\text{Avec : } q_s = (q_{sv} \times l_v + q_{sp} \times l_p) / L = (206,62 \times 4.5 + 377.5 \times 1) / 5.5 = 2.38 \text{ KN}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.38 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 925} = 1.45 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{ cm}$$

→ donc la flèche est vérifiée

III.11.5.4. Vérification à la résistance: (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

$$q_u = (q_{uv} \times l_v + q_{up} \times l_p) / L = (377,5 \times 4.5 + 206,62 \times 1) / 5.5 = 3.46 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{3.46 \times 5.5^2}{12} = 8.72 \text{ KN.m} \quad \text{Donc } \rightarrow M_{sd} = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{138 \times 23,5}{1} = 3243 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl.Rd} = 32.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{y.sd} = 8.72 \text{ KN.m} < M_{ely.rd} = 32.43 \text{ KN.m}$$

→ Donc la condition à la résistance est vérifiée

III.11.5.5. Vérification à l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{8.72 \times 5.5}{2} = 23.98 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 23.98$$

$$V_{rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 12.6 \frac{2350}{1 \cdot \sqrt{3}} = 17095.37 \text{ daN}$$

$$\rightarrow V_{pl,rd} = 170.95 \text{ KN}$$

Donc la condition sera :

$$V_{sd} = 23.98 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 170.95 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

IV. Etude du plancher mixte :

IV.1. Définition :

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treille d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives qui reposent sur des poutres principales et ces dernières sont connecter a la dalle par des connecteurs de différent type.

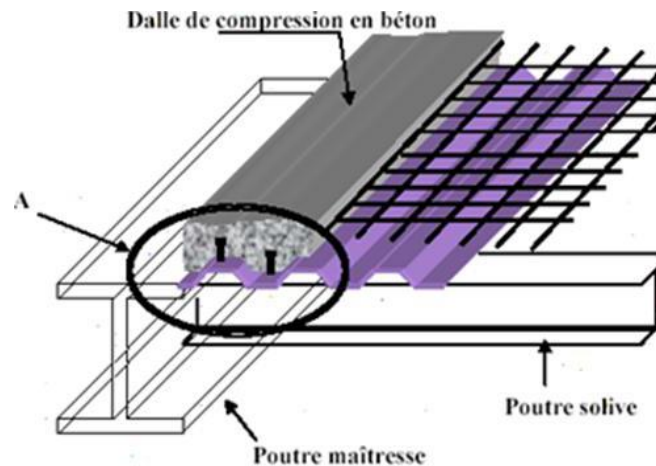


Figure IV .1 : *Plancher mixte acier-béton.*

IV.2. Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase final

a) Phase de construction : Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvrier).

b) Phase finale : Le béton ayant durci, donc le profilé et la dalle travaillant ensemble.

- Les charges de la phase finale sont:
- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

IV.3. Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10\text{cm}$.
 - L'épaisseur de la tôle Cofraplus 60 = 4cm
 - Entraxe des solives : 1.73m
 - Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $\rightarrow E_a = 21 \times 10^4\text{MPa}$
 - Le module d'élasticité longitudinale $\rightarrow E_b = 14000\text{MPa}$.
 - Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15$
 - Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissibles des matériaux :
- Acier S₂₃₅ $\Rightarrow f_y = 235\text{MPa}$
 - Pour le béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$

IV.3.1. Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

Tableau IV.1. *Evaluation des charges de plancher*

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en Epoxy	0.5 → 0.8	0.03	3.615
	Tôle type cofraplus 60	4	0.085	
	Dalle en béton armé	10	3.5	
Charge d'exploitation	/	/		5

IV.3.2. Vérification des solives:**IV.3.2.1. Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1.00 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.73 m

- **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times e_{solive} = (1.35 \times (2.5 + 0.085) + 1.5 \times 1) \times 1.73$$

$$q_u = 8.63 \text{ KN/m}$$

- **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G + Q) \times e_{solive} = (2.5 + 0.085 + 1) \times 1.73$$

$$q_s = 6.2 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 6.2 \times 10^{-2} \times (250)^4}{384 \times 21000 \times 1.25} = 120.13 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 120.13 \text{ cm}^4$ soit un **IPE100** avec $I_y = 171 \text{ cm}^4$

b) vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I \Rightarrow section de classe 1

On prenant compte du poids du profilé : $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$

$$q_u = 8.63 + 0.081 = 8.71 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 6.2 + 0.081 = 6.28 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{9 \times q_u \times (l)^2}{128} = \frac{9 \times 8.71 \times (2.5)^2}{128} = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{39.41 \times 23.5}{1.1} = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 3.82 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 8.42 \text{ KN.m}$$

Condition de Résistance Vérifiée

C) Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m1}}$

Où : V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$$A_{vz} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{23.5 \times 5.08}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.65 \text{ KN}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max} = V_{sd} = \frac{5 \times q_u \times L}{8} = \frac{5 \times 8.71 \times 2.5}{8} = 13.61 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 13.61 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 62.65 \text{ KN}$$

l'effort tranchant est vérifié

$$V_{sd} = 13.61 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 31.32 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

IV.3.2.2. Phase finale :

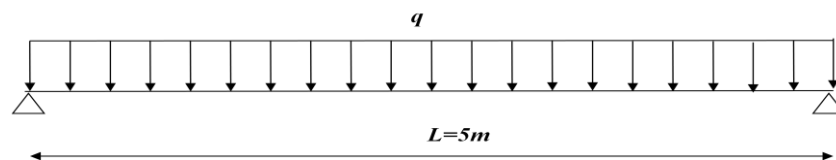


Figure IV .2. Schéma statique de la solive

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

Surcharge d'exploitation (usage industrielle)..... $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Poids propre de la tôle $G_t = 0.085 \text{ KN/m}^2$.

Revêtement en Epoxy..... $G_r = 0.03 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1.73m.

- **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35G_b + 1.35G_t + 1.35G_r + 1.5Q) \times e_{solive}$$

$$q_u = (1.35 \times 3.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.35 \times 0.03 + 1.5 \times 5) \times 1.73$$

$$q_u = 21.42 \text{KN/m}$$

- **A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + G_r + Q) \times e_{solive}$$

$$q_s = (3.5 + 0.085 + 0.03 + 5) \times 1.73$$

$$q_s = 14.9 \text{KN/m}$$

En tenant compte du poids du profilé :

$$q_u' = q_u + G_{profilé} = 21.42 + 0.081 = 21.5 \text{KN/m}$$

b) Vérification de la résistance a l'ELU

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M^{+}_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21.5 \times 5^2}{8} = 67.18 \text{KN.m}$$

Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_o}{8} \text{ Avec } l : \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad b : \text{ Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_o}{8} = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{m} \\ b = 0.865 \text{m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1.73 \text{m}$$

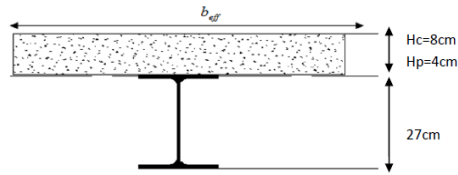


Figure IV.3 Largeur de la dalle effective.

- Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{10.4 \times 23.5}{1.1} = 222.18 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1730 \times 100 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 2450.83 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{222.18 \times 10^3}{1730 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 0.91 \text{ cm}$$

$$M^+_{pl,d} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 222.18 \times \left(\frac{10}{2} + 4 + 10 - \frac{0.91}{2} \right) \times 10^{-2} = 41.2 \text{ KN.m}$$

$$M^+_{pl} = 41.2 \text{ KN.m}$$

$M^+_{p} = 41.2 \text{ KN.m} < M_{sd} = 67.18 \text{ KN.m} \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée alors on augmente la section à un **IPE 140** et on trouve :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 350.36 \text{ KN}$$

$$F_c = 2450.83 \text{ KN}$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{350.36 \times 10^3}{1730 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 1.43 \text{ cm}$$

$$M^+_{pl,d} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 350.36 \times \left(\frac{14}{2} + 4 + 10 - \frac{1.43}{2} \right) \times 10^{-2} = 71.07 \text{ KN.m}$$

$$M^+_{pl} = 71.07 \text{ KN.m}$$

$M^+_{p} = 71.07 \text{ KN.m} > M_{sd} = 67.18 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la condition de résistance est vérifiée

C) Vérification de la flèche en service

$$q_s = 14.9 + 0.129 = 15.029 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec

$$f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m}$$

Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$f = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} - d = \frac{14 + 10 + 4}{2} - 12.7 = 1.3 \text{ cm}$$

$$D = \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \times s} = \frac{173 \times (10 + 4)}{15} \times \frac{(10 + 4) + 14}{2 \times 177.86} = 12.7 \text{ cm}$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} = 16.4 + \frac{173 \times (10 + 4)}{15} = 177.86 \text{ cm}$$

$$I_m = 541.2 + 16.4 \times (12.7)^2 + \frac{173 \times (10 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{173 \times (10 + 4)}{15} \times (1.3)^2$$

$$I_m = 6096.52 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m} = 0.95 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2.5 \text{ cm} > f_{cal} = 0.77 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

d) Calcul des contraintes:**d.1) Contraintes dues au moment fléchissant :**

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{14}{2} + 12.7 = 19.7 \text{ cm}$$

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{67.18 \times 10^6 \times 197}{6096.52 \times 10^4} = -217.1 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_i - (h_c + h_p)] = \frac{67.18 \times 10^6}{6096.52 \times 10^4} \times [19.7 - (10 + 4)] \times 10 = 62.81 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{14}{2} + (10 + 4) - 12.7 = 8.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = \frac{67.18 \times 10^6 \times 83}{15 \times 6096.52 \times 10^4} = 6.09 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{67.18 \times 10^6}{15 \times 6096.52 \times 10^4} \times [8.3 - (10 + 4)] \times 10 = -4.18 \text{ MPa}$$

d.2) Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{14 + 10 + 4}{2} = 14 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{541.2}{16.4 \times 15} = 2.2 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 173 \times (10 + 4) = 2422 \text{ cm}^2$$

$$K = 0.25$$

Avec

$$E_a = 2.1 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2.2 = 9.2 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 9.2 + 10 + 4 = 23.2 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = k \times y_1 = 0.25 \times 9.2 = 2.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = k \times (h_a - y_1) = 0.25 \times (14 - 9.2) = -1.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_1)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}) - (0.25 \times 9.2)}{15} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_2)}{\eta} = \frac{(2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}) - (0.25 \times 23.2)}{15} = -0.1 \text{ MPa}$$

f.3) Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 62.81 + 2.3 = 65.11 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -217.1 - 1.2 = -218.3 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 6.09 + 0.12 = 6.12 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -4.18 - 0.1 = -4.28 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.4. Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\emptyset 18$.

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min = \begin{cases} 0.8 \times \frac{f_u \times \pi d^2}{\gamma_r \times 4} \\ 0.29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{cases}$$

$$P_{Rd} = \begin{cases} 0.8 \times \frac{400 \times \pi \times 18^2}{1.25 \times 4} \times 10^{-3} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65.638 \text{ KN} \end{cases}$$

$P_{Rd} = 65,144\text{KN}$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18\text{mm} \leq 20\text{mm} \\ h_p = 40\text{mm} \leq 85\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,144 = 65,144\text{KN}$$

✓ Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0,85 \times b_{\text{eff}} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{16,4 \times 23,5}{1,1} ; 0,85 \times 1,73 \times \frac{(10+4) \times 25}{1,5} \times 10 \right)$$

$$V_{lf} = 350,36\text{KN}$$

✓ Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{350,36}{65,144} = 5,37 \text{ goujon, on prend 6 goujon}$$

Soit 6 goujon sur longueur $L/2 = 500/2 = 250\text{cm} \Rightarrow 12$ goujon sur 5m

✓ Espacement

$$e = 500/11 = 45,45\text{cm}$$

IV.4.1. Vérification des soudures

a = la gorge

$$a < \min(d, t_f) = \min(18 ; 9,8)$$

On prend $a = 7\text{mm}$

l = longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = 3,14 \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier 235} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{array} \right.$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{\text{wrd}} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M_w} \times \sqrt{3}} = 7 \times 56.549 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 91.41 \text{ KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{\text{sd}} = \frac{V l f}{N} = \frac{350.36}{12} = 29.19 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{\text{sd}} \leq F_{\text{wrd}} \Rightarrow 29.19 \text{ KN} \leq 91.41 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.5. Calcul de la poutre maîtresse:

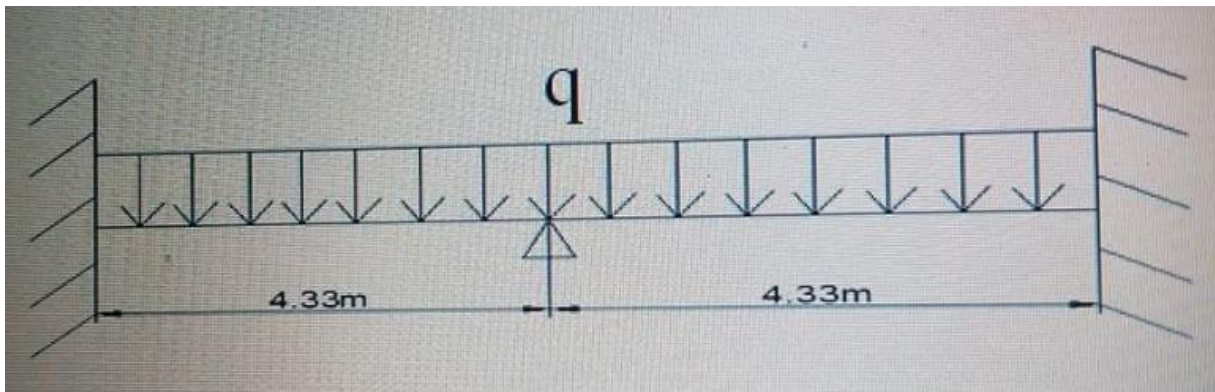


Figure IV.4. Schéma statique de la poutre maîtresse

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

➤ **Caractéristiques du plancher :**

Portée du sommier : **L = 8.66m**

Entre axe des sommiers : **e_{sommier} = 5 m**

Entre axe des solives : $e_{solive}=1.73m$

Charges permanentes du plancher : $G = 3.615KN/m^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1KN/m^2$

Poids de la solive : $G_{solive}= 0.081KN/m$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive}= G_{solive} \cdot e_{sommier}=0.081 \times 5 = 0.405 \text{ KN}$$

IV.5.1. Vérification des poutres maitresses (sommiers) :

IV.5.1.1. Phase de construction :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 5m$

$$G_{IPE 100} = 0.104 \text{ KN/m}$$

$$G = (G \times e_{sommier} + G_{solive} \times n) = (3.615 \times 5) + (0.081 \times 5) = 18.48 \text{ KN/m}$$

$$Q = Q \times e_{sommier} = 1 \times 5 = 5 \text{ KN/m}$$

a) Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 18.48 + 1.5 \times 5) = 32.44 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (18.48 + 5) = 23.48 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{Q_z x l^4}{185 x E I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{23.48 \times 10^{-2} \times (433)^4}{185 \times 21000 \times 2.087} = 981.29 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 981.29 \text{ cm}^4$ on prend un **IPE 180** avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

b) vérification de la condition de résistance :

On a des profilés en I \Rightarrow section de classe 1

$$\text{On prenant compte du poids du profilé : } M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$q_u' = q_u + G_{profilé} = 32.44 + 0.188 = 32.62 \text{ KN/m}$$

$$q_s' = (18.48 + 0.188) + 5 = 23.66 \text{ KN/m.}$$

$$M_{\max}=M_{sd}=\frac{qu \cdot x^2}{8}=\frac{32.62 \times (4.33)^2}{8}=76.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd}=\frac{Wply \cdot Fy}{\gamma_{m1}}=\frac{166.4 \times 23.5}{1.1}=35.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}=76.44 \text{ KN.m} > M_{rd}=35.55 \text{ KN.m}$$

Condition de Résistance Non Vérifiée on augmente la section à un **IPE 240**

$$M_{rd}=\frac{Wply \cdot Fy}{\gamma_{m1}}=\frac{366.6 \times 23.5}{1.1}=78.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}=71.14 \text{ KN.m} < M_{rd}=78.32 \text{ KN.m} \quad \text{Condition de Résistance Vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant:

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{rd}=\frac{fy \cdot Avz}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Où :

V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$$A_{vz}=19.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd}=\frac{23.5 \times 19.14}{\sqrt{3} \times 1.1}=236.08 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{\max}=V_{sd}=\frac{qu \cdot xL}{2}=\frac{32.62 \times 4.33}{2}=70.62 \text{ KN}$$

$$V_{sd}=70.62 \text{ KN} \leq V_{plrd}=236.08 \text{ KN} \quad \text{Condition de l'effort tranchant est vérifiée}$$

$$V_{sd}=70.62 \leq 0.5 \times V_{plrd}=118.04 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

IV.5.1.2. Phase finale

L'entre axe des solives est : $e_{solive}=5 \text{ m}$

$$G=3.615 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE140}=0.129 \text{ KN/m}$$

$$G=(3.615 \times 5) + (0.129 \times 5)=18.72 \text{ KN/m}$$

$$Q=5 \times 5=25 \text{ KN/m}$$

a) Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = (1.35 \times 18.72 + 1.5 \times 25) = 62.77 \text{ KN/m}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q) = (18.72 + 25) = 43.72 \text{ KN/m}$$

b) Vérification de la résistance à L'ELU

$$q_u' = q_u + G_{\text{profilé}} = 62.77 + 0.307 = 63.077 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M^+_{pl,Rd}$$

Largeur de la dalle effective :

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} \frac{2 \times L_o}{8} & \text{Avec } l : \text{ Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & b : \text{ Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} \frac{2 \times L_o}{8} = \frac{2 \times 8.35}{8} = 2.165 \text{ m} \\ b_i = 2.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 4.33 \text{ m}$$

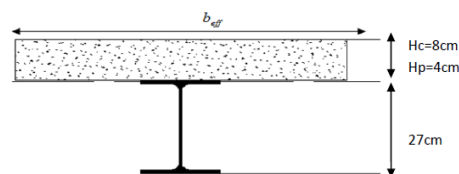


Figure IV.5. Largeur de la dalle effective.

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{63.077 \times 8.66^2}{24} = 197.1 \text{ KN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{ma}} \times f_y = \frac{39.1 \times 23.5}{1.1} = 835.32 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4330 \times 100 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 6134.17 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans la dalle d'épaisseur h_c

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_c}} = \frac{835.32 \times 10^3}{4330 \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5}} = 1.36$$

$$M^+_{pl} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 835.32 \times \left(\frac{24}{2} + 4 + 10 - \frac{1.36}{2} \right) \times 10^{-2} = 211.5 \text{ KN.m}$$

$$M^+_{pl} = 211.5 \text{ KN.m}$$

$M^+_{pl} = 211.5 \text{ KN.m} > M_{sd} = 197.1 \text{ KN.m} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance

c) Vérification de la flèche en service

$$q_s = 43.72 + 0.307 = 44.027 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{866}{200} = 4.33 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m}$$

Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{\text{eff}} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{\text{eff}} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$f = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} - d = \frac{24 + 10 + 4}{2} - 17.32 = 1.68 \text{ cm}$$

$$d = \frac{b_{\text{eff}} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2 \times s} = \frac{433 \times (10 + 4)}{15} \times \frac{(10 + 4) + 24}{2 \times 443.23} = 17.32 \text{ cm}$$

$$S = A_a + \frac{b_{\text{eff}} \times (h_c + h_p)}{\eta} = 39.1 + \frac{433 \times (10 + 4)}{15} = 443.23 \text{ cm}^2$$

$$I_m = 3892 + 39.1 \times 17.32^2 + \frac{433 \times (10 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{433 \times (10 + 4)}{15} \times 1.68^2$$

$$I_m = 23362.77 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_m} = \frac{44.027 \times 10^{-2} \times 866^4}{384 \times 21000 \times 23362.77} = 1.31 \text{ cm}$$

$f_{adm} = 4.33 \text{ cm} > f_{cal} = 1.31 \text{ cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

F) Calcul des contraintes:

f.1) Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{24}{2} + 17.32 = 29.32 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = \frac{197.1 \times 10^6 \times 293.2}{23362.77 \times 10^4} = -247.35$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_i - (h_c + h_p)] = 129.24 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{24}{2} + (10 + 4) - 17.32 = 8.68 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 4.88 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -2.99 \text{ MPa}$$

f.2) Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{24 + 10 + 4}{2} = 19 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = 5.23 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \times (h_c + h_p) = 433 \times (10 + 4) = 6062 \text{ cm}^2$$

$$K = 0.17 \text{ Avec } E_a = 2.1 \times 10^4 \text{ MPa} \quad \varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = 17.23 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 17.23 + 10 + 4 = 31.23 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = k \times y_1 = 0.17 \times 17.23 = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = k \times (h_a - y_1) = -1.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_1)}{\eta} = 0.084 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (k \times y_2)}{\eta} = -0.07 \text{ MPa}$$

f.3) Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 129.24 + 2.93 = 132.17 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma_{ai} = -247.35 - 1.15 = -248.5 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma_{bs} = -2.99 - 0.07 = -3.69 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma_{bi} = 4.88 + 0.084 = 4.964 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

IV.6. Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des \u00e9l\u00e9ments m\u00e9talliques soud\u00e9s sur la semelle sup\u00e9rieure de la solive. Ils ont pour r\u00f4le d'assurer la liaison et l'adh\u00e9rence entre la dalle du b\u00e9ton et la solive.

On choisit des connecteurs de diam\u00e8tre $\varnothing 18$.

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

B\u00e9ton de classe C 25/30 $\Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La r\u00e9sistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min = \begin{cases} 0.8 \cdot \frac{f_u \cdot \pi d^2}{\gamma_r \cdot 4} \\ 0.29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{cases}$$

$$P_{Rd} = \min = \begin{cases} 0.8 \cdot \frac{400 \cdot \pi \cdot 18^2}{1.25 \cdot 4} \cdot 10^{-3} = 65.144 \text{ KN} \\ 0.29 \cdot \frac{1 \cdot 18^2}{1.25} \cdot \sqrt{25 \times 30500} = 65.638 \text{ KN} \end{cases}$$

$P_{Rd} = 65,144 \text{ KN}$ (R\u00e9sistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \cdot 65.144 = 65,444 \text{ KN}$$

- ✓ Effort de cisaillement V_{lf} :

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0.85 \times b^+_{\text{eff}} \times \frac{(h_c + h_p) F_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

$$V_{lf} = \min \left(\frac{39.1 \times 23.5}{1.1} ; 0.85 \times 4.33 \times \frac{(8+4) \times 25}{1.5} \times 10 \right)$$

$$V_{lf} = 835.32 \text{ KN}$$

- ✓ Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} = \frac{835.32}{65.144} = 12.82 \text{ goujon, on prend 13 goujon}$$

Soit 13 goujon sur longueur $L/2 = 866/2 = 433 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ goujon sur } 8.66 \text{ m}$

- ✓ Espacement

$$e = 866/25 = 34.64 \text{ cm}$$

IV.6.1. Vérification des soudures

a = la gorge

$$a < \min(d, t_f) = \min(18 ; 13.5)$$

On prend $a = 12 \text{ mm}$

l = longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = 3.14 \times 18 = 56.549 \text{ mm}$$

$$\text{Acier 235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

- L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 12 \times 56.549 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 156.71 \text{ KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{Vl_f}{n} = 835.32/26 = 32.12 \text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 32.12 \text{KN} \leq 156.71 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.7. Conclusion

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivants :

Solive :

Phase de construction —————> **IPE100**

Phase finale —————> **IPE140**

Des goudons connecteurs de diamètre **18mm**

Nombre de goujon est **12** pour L=5m

Espacement **e = 45.45cm**

Poutre maitresse :

Phase de construction —————> **IPE240**

Phase finale —————> **IPE240**

Des goudons connecteurs de diamètre **18mm**

Nombre de goujon est **26** pour L=8.66m

Espacement **e = 33.64cm**

V.1. Introduction

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

V.2. Contreventements de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

V.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :

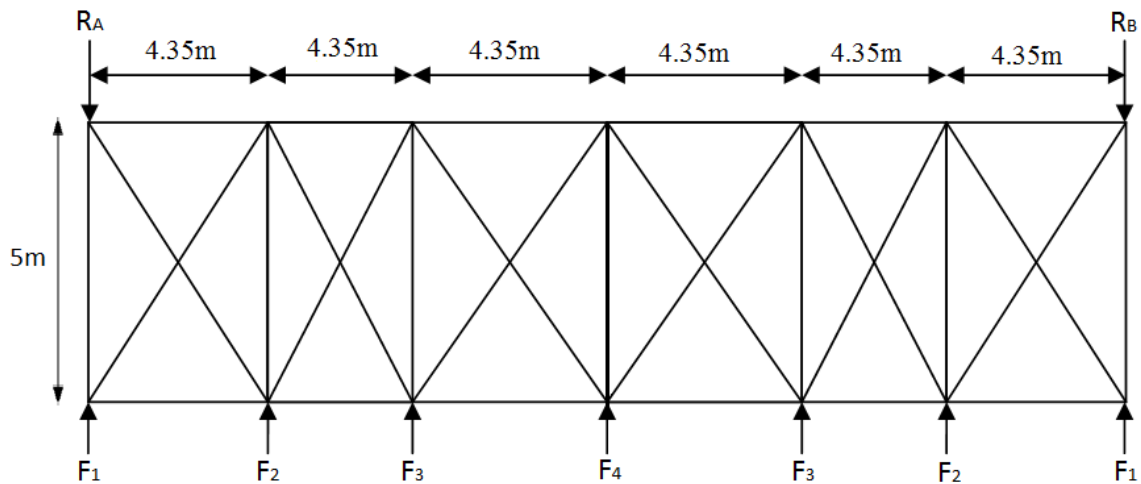
Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

V.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :**Figure V. 1:** Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

$$F_{\text{rive}} = 1.5[(W^{\text{max}} \times S_i) + F_r/n]$$

$$F_{\text{int}} = 1.25[1.5[(W^{\text{max}} \times S_i) + F_r/n]]$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$$

N : nombre de nœuds

e_i : Entre axes.

h_i : Hauteur de chaque poteaux.

La force d'entraînement F_r est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement $F_r = 124.627$ (voir chapitre II)

Notre projet comporte deux poutres au vent ce qui fait pour chacune d'entre elle ; on a $N=7$ noeuds.

$$\frac{F_r}{N} = \frac{124.627}{14} = 8.9 \text{ KN}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de W^{\max} est donnée comme suit :

$$W^{\max} = 0.74 \text{KN/m}^2 \text{ (voir tableau II.4).}$$

1) Evaluation des efforts horizontaux :

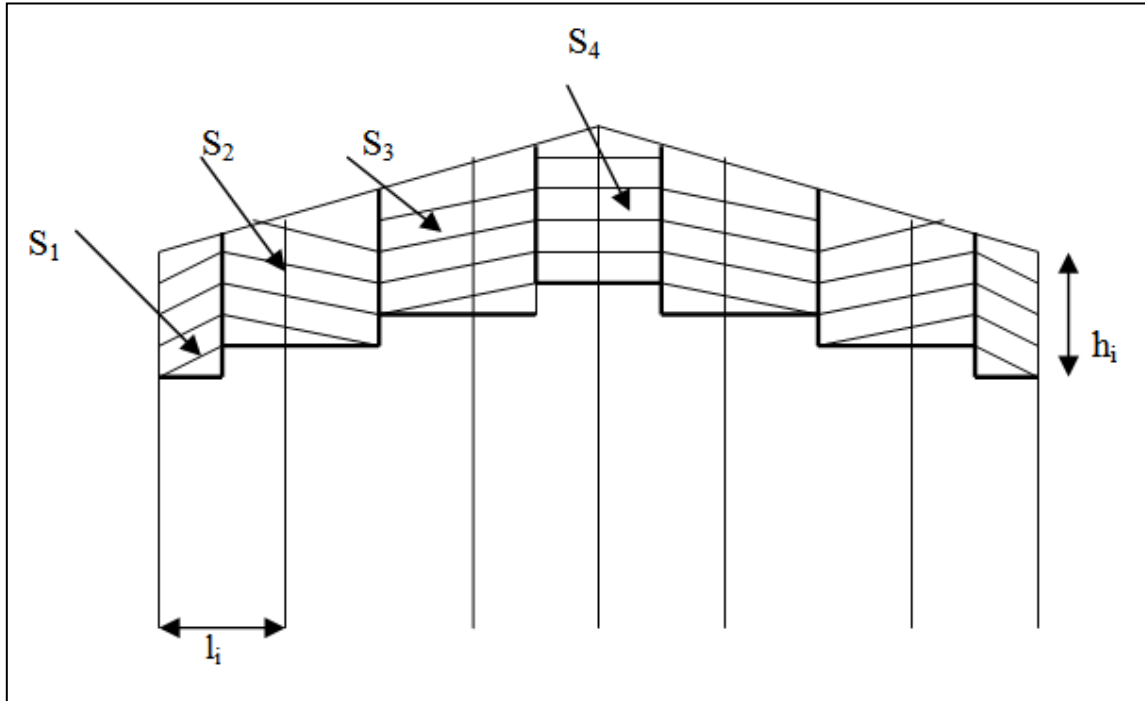


Figure V.2. Les surfaces afférentes

a) Calcul des surfaces :

$$S1 = \frac{12}{2} \times \frac{4.35}{2} + \frac{(0.33 \times \frac{4.35}{2})}{2} = 13.38 \text{m}^2$$

$$S2 = \frac{12.33}{2} \times 4.35 + \frac{(0.66 \times 4.35)}{2} = 28.27 \text{m}^2$$

$$S3 = \frac{12.99}{2} \times 4.35 + \frac{(0.66 \times 4.35)}{2} = 29.69 \text{m}^2$$

$$S4 = 2 \left[\frac{13.65}{2} \times \frac{4.35}{2} + \frac{(0.33 \times \frac{4.35}{2})}{2} \right] = 30.38 \text{m}^2$$

b) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.

c) Calcul des efforts :

$$F1 = 1.5 (0.74 \times 13.38 + 8.9) = 28.20 \text{ KN}$$

$$F2 = 1.25 [1.5 (0.74 \times 28.27 + 8.9)] = 55.9 \text{ KN}$$

$$F3 = 1.25 [1.5 (0.74 \times 29.69 + 8.9)] = 57.88 \text{ KN}$$

$$F4 = 1.25 [1.5 (0.74 \times 30.38 + 8.9)] = 58.84 \text{ KN}$$

d) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{2F1 + 2F2 + 2F3 + F4}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{2 \times 28.20 + 2 \times 55.9 + 2 \times 57.88 + 58.84}{2}$$

$$R_a = R_b = 171.4 \text{ KN}$$

En négligeant les diagonales comprimées le schéma statique de la poutre au vent devient :

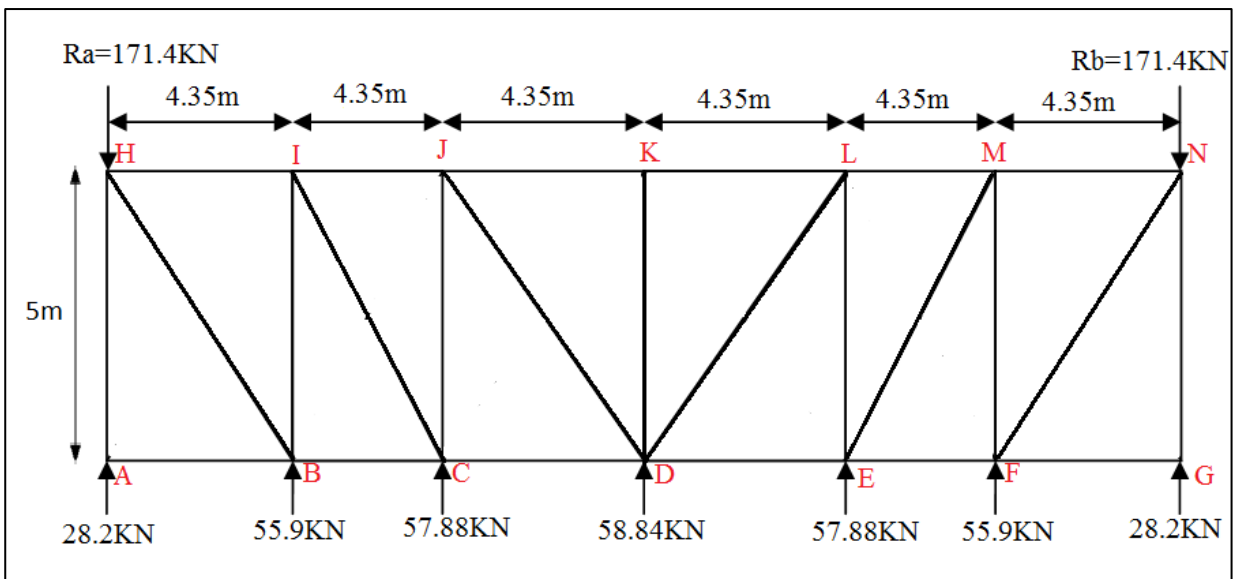


Figure V.3. Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

e) Section de la diagonale :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

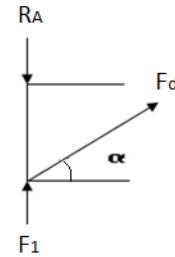


Figure V.4. Isolation du nœud 1.

- $\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4.35}{5} \right) \Rightarrow \alpha = 41.02^\circ$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_a + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_a - F_1}{\cos \alpha} = \frac{171.4 - 28.2}{\cos 41.02^\circ}$$

$$F_d = 190 \text{ KN}$$

f) Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{190 \times 1}{23.5} = 8.08 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **60x60x8** ($A = 9.03 \text{ cm}^2$).

2. Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L60x60x8** ($A = 9.03 \text{ cm}^2$), avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm.

Section nette : $A_{nette} = 9.03 - 0.8 \times 1.3 = 7.99 \text{ cm}^2$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 7.99 \times 36}{1.25} \Rightarrow N_u = 207.1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 190 \text{ KN} < N_u = 207.1 \text{ KN}$$

Une cornière isolée de **L60x60x8** ($A = 9.03 \text{ cm}^2$), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

3. Vérification de la section à la résistance :

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}; N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

4. Vérification de la panne intermédiaire :

➤ Flexion déviée (calcul des pannes) :

G = 0.386KN/m(voir chapitre III calcul des pannes)

S = 0.213 KN/m

➤ Compression :

V = F3= 57.88 KN

➤ Combinaisons de charges :

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5S$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

Donc :

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.386 + 1.5 \times 0.213 = 0.84\text{KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 0.83\text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{0.83 \times 5^2}{8} = 2.59\text{KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0.127\text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.127 \times (5/2)^2}{8} = 0.1\text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 78.13\text{KN}$$

Caractéristiques géométriques de l'IPE160 sont :

$-I_y = 869.3 \text{ cm}^4$	$-h = 160\text{mm}$	$-d = 127.2 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 106.7\text{cm}^3$
$-I_z = 68.31\text{cm}^4$	$-b = 82 \text{ mm}$	$-r = 9 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 16.66\text{cm}^3$
$-A = 20.1\text{cm}^2$	$-t_w = 5\text{mm}$	$-A_{vz} = 9.66\text{cm}^2$	$-W_{ply} = 123.9\text{cm}^3$
$-G = 15.8 \text{ kg/m}$	$-t_f = 7.4\text{mm}$	$-W_{plz} = 28.1\text{cm}^3$	

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1} = 472.35 \text{ KN}$$

A. Incidence de l'effort normal :

$$0,25N_{pl,rd} = 0,25 \times 472,35 = 180,09 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20,1 - (2 \times 8,2 \times 0,74) = 7,964 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times 7,964 \times \frac{23,5}{1} = 93,58 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 78,13 \text{ KN} < \min(93,58 ; 180,09) \text{ KN} \rightarrow$ Il y'a pas interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

Ou : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left[\frac{2,59}{29,11} \right]^2 + \left[\frac{0,1}{6,6} \right]^1 = 0,02 < 1$$

Vérifiée

b) Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

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

5. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

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 du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

➤ Combinaisons à l'ELU :

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = F_3$$

Avec :

$$G = 0.386 \text{ KN/m} \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -2.83 \text{ KN/m} \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$1.5V = 1.5F_3 = 86.82 \text{ KN} \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg$$

➤ Charge de flexion :

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5W_z = 0.386 \cos 8.75^\circ - 1.5 \times 2.83 = -3.86 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{3.86 \times 5^2}{8} = 12.06 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.386 \times \sin 8.75^\circ = 0.08 \text{ KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.08 \times (5/2)^2}{8} = 0.06 \text{ KN.m}$$

➤ Charge de compression :

$$N_{sd} = 1.5F_3 = 86.82 \text{ KN}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

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

EC03. (5. 52. Art. 5. 5. 4.)

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\lambda_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times \left(2\beta_{M,y,z} - 4\right) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}}\right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme equivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,rd} = 472.35 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 6.6 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

Avec : $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

a.1) Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{6.58} = 75.98 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{75.98}{93.9} = 0.8 \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

(Axe de flambement y - y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.8 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_y = 0.7957$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.8 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) \Rightarrow \mu_y = -0.98 < 0.9 \quad \text{OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.98 \times 86.82}{0.7957 \times 20.1 \times 23.5} = 0.77 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{250}{1.84} = 135.86$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{135.86}{93.9} = 1.45$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (b)} \\ \bar{\lambda}_z = 1.45 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_z = 0.362$$

$$\mu_z = 1.45 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{28.10 - 16.66}{16.66} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.34 < 0.9 \text{ Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.34 \times 86.82}{0.362 \times 20.1 \times 23.5} = 0.32 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

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

$$\frac{86.82}{0.362 \times 472.35} + \frac{0.77 \times 12.06}{29.11} + \frac{0.32 \times 0.06}{6.6} = 0.829 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03(5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

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

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

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

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profilés laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{Lz}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{Lz}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{250}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{250}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 97.24$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.03 > 0.4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.03 - 0.2) + 1.03^2] = 1.12$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.12 + [1.12^2 - 1.03^2]^{0.5}} = 0.64$$

Calcul de coefficient K_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0.15$$

$\beta_{M,LT} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.45 \times 1.3 - 0.15 = 0.132 < 0.9 \quad \text{OK}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.132 \times 86.82}{0.362 \times 20.1 \times 23.5} = 0.933 < 1 \quad \text{OK}$$

La vérification :

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

$$\frac{86.82}{0.362 \times 472.35} + \frac{0.933 \times 12.06}{0.64 \times 29.11} + \frac{0.32 \times 0.06}{6.6} = 0.917 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Le profilé **IPE160** est adéquat comme panne de toiture.

V.3. Calcul de la palée de stabilité en long pans :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon 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.

3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures

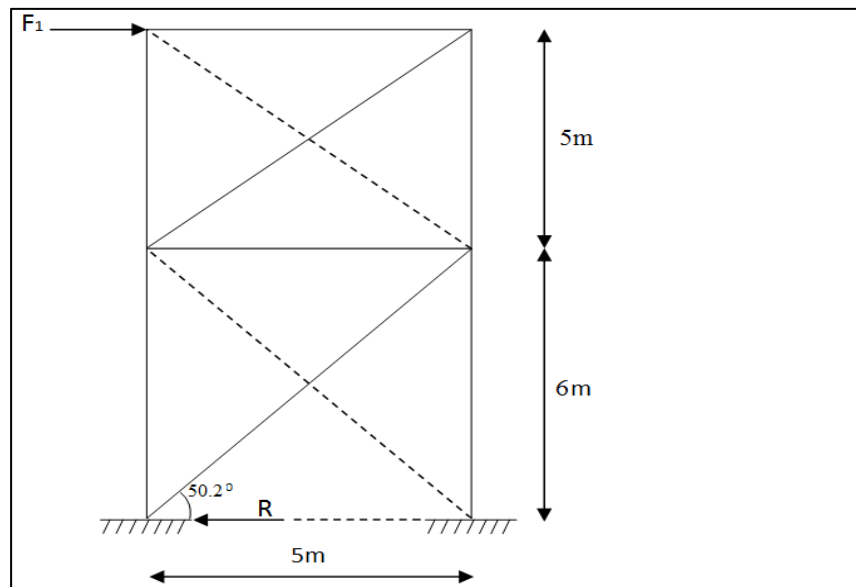


Figure V.5. Palée de stabilité long pan

$$\operatorname{tg} \alpha = 6/5 = 1 \Rightarrow \alpha = 50.2^\circ$$

$$\Rightarrow N = \frac{R}{\cos \alpha} = \frac{171.4}{\cos 45} = 267.77 \text{ KN}$$

3.2. Section de la diagonale :

3.2.1. Calcul de la section brute A :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{267.77 \times 1}{23.5} = 11.39 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L70x70x9** ($A = 11.88 \text{ cm}^2$).

3.3. Vérification à la résistance ultime de la section :

On opte pour une cornière isolée de **L70X70X9** avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

$$A_{\text{net}} = A_1 + \varepsilon + A_2$$

$$A_1 = [(7 \times 0.9) - (1.3 \times 0.9)] = 5.13 \text{cm}^2$$

$$A_2 = (7 - 0.9) \times 0.6 = 5.49 \text{cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.737$$

$$A_{\text{net}} = 5.13 + 0.737 + 5.49 = 11.36 \text{cm}^2$$

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

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{u,Rd}} = \frac{0.9 \times 11.36 \times 36}{1.25} = 294.45 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 267.77 \text{KN} \leq N_{\text{u,Rd}} = 294.45 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on opte une cornière L70X70X9.

V.4. Pré-dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

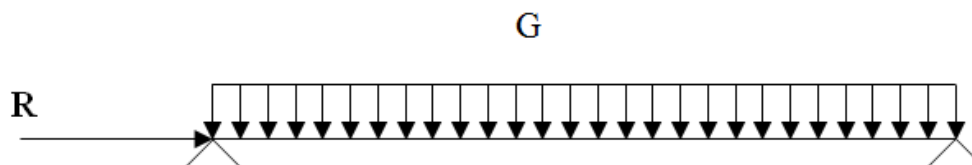


Figure V.6: Schéma statique de la poutre sablière.

$$F_1 = 28.2 \text{Kn}$$

$$R = R_A = R_B = 171.4 \text{KN}$$

$$N^{\text{MAX}} = R - F_1 = 143.2 \text{KN}$$

$$N_{\text{Pl}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{\text{Max}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\text{sd}} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{143.2}{23.5} = 6.09 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type **IPE 140**..... $A=16.4\text{cm}^2$

Vérification via à vis de l'instabilité :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal χ_{\min} :

les élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{500}{5.75} = 87.1$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

Les élancements réduits sont :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{87.1}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.927 > 0.2$$

D'où :

La vérification au flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suit :

Calcul des sollicitations :

$$M_{sdy} = 1.5 \times \frac{q \times l^2}{8} = 1.5 \times \frac{0.129 \times 11^2}{8} = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$N_{SD} = R = 171.4 \text{ KN}$$

Calcul de N_{plyRd} et M_{plrd} :

$$N_{plyRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16.4 \times 23.5}{1} = 385.4 \text{ KN}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.91 > 1.2 \\ t_f = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{la courbe (a) selon l'axe } y-y'$$

D'où :

$$\kappa_y = 0.7339$$

Calcul de μ_y :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_y = 0,927 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{88,34 - 77,32}{77,32} \right) = -1,16 < 0,9$$

Calcul de k_y :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{1,16 \times 143,2}{0,7339 \times 16,4 \times 23,5} = 1,58 < 1,5 \quad \text{non vérifiée}$$

Donc on va prendre $k_y = 1,5$

La vérification se fait comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{171,4}{0,7339 \times 385,4} + \frac{1,5 \times 2,93}{20,75} = 0,82 \leq 1 \quad \text{vérifiée}$$

On opte pour un IPE 140.

VI.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marquées la mémoire des générations.

Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

VI.2 Analyse de la structure :**VI.2.1 Type d'analyse**

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques :**
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- **Les chargements dynamiques :**
 - Les effets sismiques

VI.2.2 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différents et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2.2.1 La méthode statique équivalente :

Les codes parasismiques modernes autorisent à conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux **directions perpendiculaires successives**.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir des résultats **conservatifs** (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle **mode fondamental** de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

VI.2.2.2 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.2.2.3 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

[RPA 99, P 35, tableau 4.1]

Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un groupe d'usage 2 ($H=14m < 17m$)

Nous trouverons : $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site $\rightarrow (T_2 = 0,5)$

[RPA 99, P 45, tableau 4.7]

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

[RPA 99, P 35, paragraphe 4.2.3]

ξ : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage.

[RPA 99, P 35, tableau 4.2]

Dans notre cas : portique en acier de remplissage léger, $\xi = 4\%$ $\rightarrow \eta = 1,08$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

[RPA 99, P 42, paragraphe 4.2.4]

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, ($C_T=0.085$)

[RPA 99, P 42, tableau 4.6]

$$T = 0.085(14)^{3/4} = 0.61$$

$T_2 = 0,5s$, donc : $T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D = 2,36$

[RPA 99, P32, équation 4.2]

R : coefficient de comportement global de la structure

[RPA 99, P 38, tableau 4.3]

Dans le sens longitudinal et transversal :

L'ossature est contreventée par palées triangulées en X : (**R=4**).

Q : facteur de qualité, il est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituants

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

[RPA 99, P39, équation 4.4]

Avec :

P_q : pénalité à retenir selon le critère q (satisfaite ou non)

q : critère de qualité.

Les critères de qualité à vérifier sont :

Tableau VI.1. Pénalités de vérifications

Les critères	Selon X	Selon Y
Condition minimale sur les files de contreventement	$P_q = 0.05$	$P_q = 0.05$
La redondance en plan	$P_q = 0$	$P_q = 0$
La régularité en plan	$P_q = 0$	$P_q = 0$
Régularité en élévation	$P_q = 0.$	$P_q = 0$
Contrôle de qualité des matériaux	$P_q = 0.05$	$P_q = 0.05$
Contrôle de qualité de l'exécution	$P_q = 0$	$P_q = 0$
Q	$1 + (0.1)=1.1$	$1 + (0.1) =1.1$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i \quad , \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

[RPA 99, P41, équation 4.5]

Avec :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération: ($\beta = 0,5$)

[RPA 99, P 41, tableau 4.5]

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

$$W_G = 4282.78 \text{ KN}$$

$$W_Q = 9101.35 \text{ KN}$$

Et : $W = \sum W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $\rightarrow W_T = 13384.13 \text{ KN}$

VI.2.2.4 Force sismique totale :

On note que l'axe des (X) est parallèle au pignon et l'axe des (Y) est perpendiculaire au pignon

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.36 \times 1.2}{4} \times 13384.13 = 1421.39 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0.15 \times 2.36 \times 1.2}{4} \times 13384.13 = 1421.39 \text{ KN}$$

VI.2.2.5 Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q_x = 1.1 \quad Q_y = 1.1 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

VI.2.2.6 Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.2.2.7 Résultat de calcul :

a) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

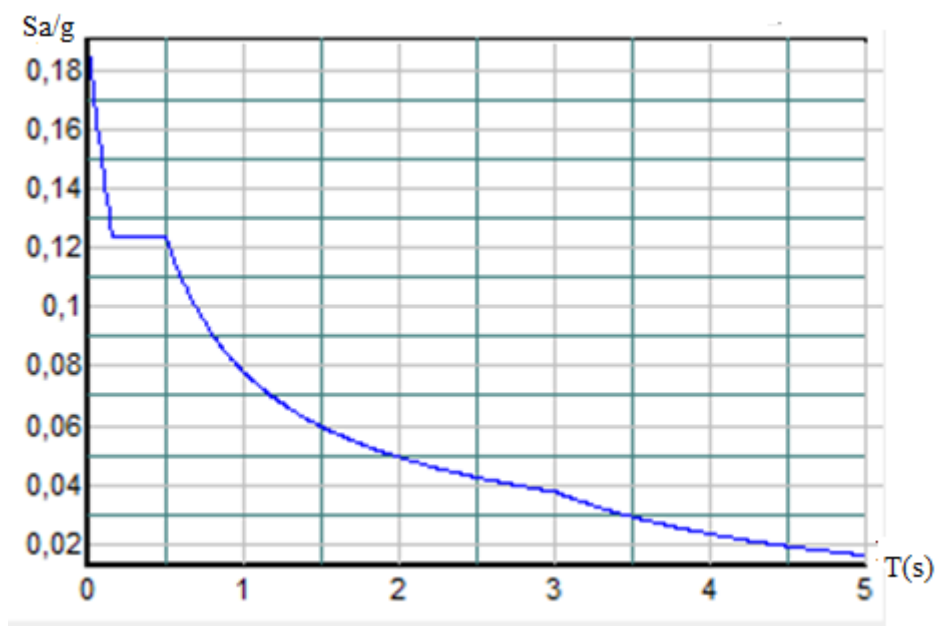


Figure VI.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X

b) Pourcentage de participation de masse :

Tableau VI.2. Pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	2,63	0,38	76,67	0,08	0,0	76,67	0,08
7/ 2	2,67	0,37	76,73	89,21	0,0	0,06	89,14
7/ 3	4,76	0,21	78,11	89,21	0,0	1,38	0,00
7/ 4	5,92	0,17	78,34	89,21	0,0	0,23	0,00
7/ 5	6,05	0,17	98,08	89,21	0,0	19,74	0,00
7/ 6	8,44	0,12	98,08	99,40	0,0	0,00	10,19
7/ 7	8,72	0,11	98,28	99,41	0,0	0,19	0,01
7/ 8	11,19	0,09	99,83	99,41	0,0	1,56	0,00
7/ 9	13,22	0,08	99,84	99,41	0,0	0,01	0,00
7/ 10	15,28	0,07	99,85	99,41	0,0	0,01	0,00

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (X) pour le premier mode.
- Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

c) Les réponses modales de la structure :

Déformation modale :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

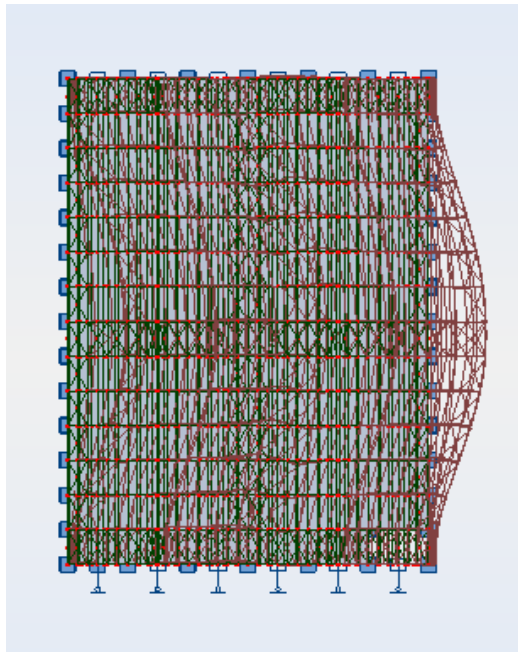
Mode 1 : Translation suivant X-X, période T=0.38 taux de participation de la masse 76.67%

Figure VI.2 : Mode de déformation (1).

Mode2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,37$ s, taux de participation de la masse 76.73%

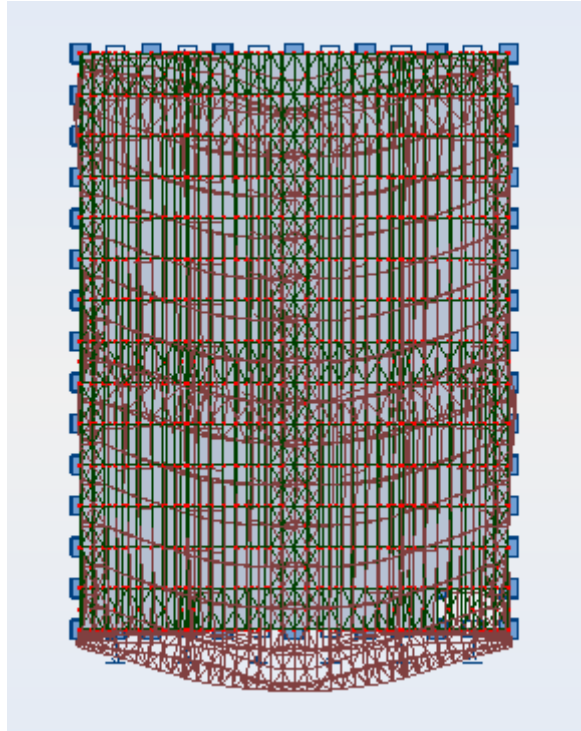


Figure VI.3 : Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,21$ s,

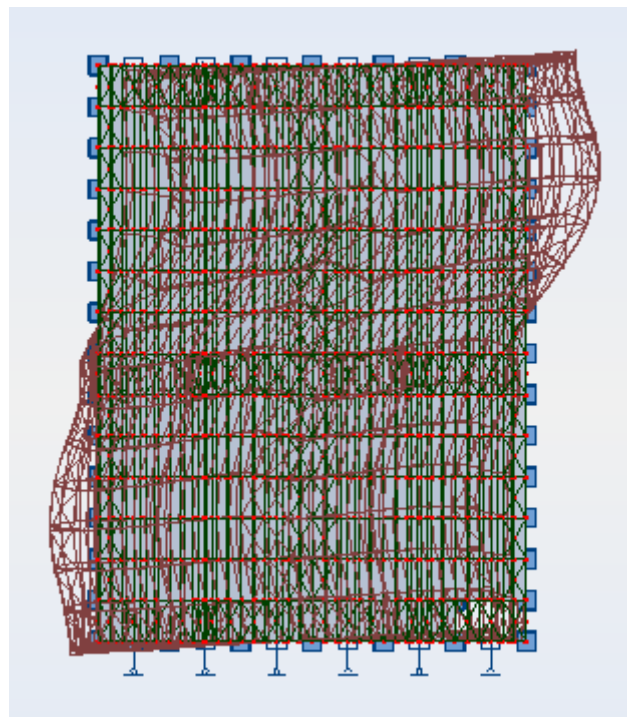


Figure VI.4 : Mode de déformation (3).

VI.2.2.8 Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

✓ **Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

V: Action du vent.

- V1 Vent \perp au pignon.
- V2 Vent \perp au long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Combinaisons de calcul

Combinaisons à l'État limite ultime	Combinaisons à l'État limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + V1	G + Q + E _X
1.35 (G + Q + N)	G + V2	G + Q - E _X
1.35 (G + Q + V ₁)	G + Q	G + Q - E _Y
1.35 (G + Q + V ₂)	G + N	G + Q + E _Y
1.35G+1.5Q+V1	G+0,9(Q+V ₁)	0.8G + E _X
1.35G+1.5Q+V2	G+0,9(Q+V ₂)	0.8G - E _X
		0.8G - E _Y
		0.8G + E _Y

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

VI.2.2.9 Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1421.39	1137.11	223.06	CNV
Sens yy	1421.39	1137.11	223.06	CNV

CNV : condition non vérifiée

Dans ce cas il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$$\frac{0.8V}{V_T} = 6.37$$

VI.2.2.10 Vérification des déplacements :

➤ 1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} & \text{avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Où h : hauteur du poteau

Déplacement verticale :

$$\left\{ \frac{L}{200} \right. \quad \text{Avec L la longueur de la travée}$$

Tableau VI.5. Déplacement max en situation durable

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+N)	0.9	0.3
Suivant Y	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+N)	1.8	0,5
Suivant Z	1.35 (G+Q+V1)	1.35 (G+Q+N)	0.1	0.1

$$\frac{h}{150} = \frac{1100}{150} = 7.33\text{cm}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{1100}{125} = 7.33\text{cm}$$

$$\frac{l}{200} = \frac{2600}{200} = 13\text{cm}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles, donc les déplacements sont vérifiés.

➤ **2^{ème} Cas : situation accidentelle :**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seules (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau VI.6. Déplacement relatif des niveaux

	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture (h=14m)	3	0.3	12	1.2

$$\frac{h}{100} = \frac{1400}{100} = 14\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 16 cm, donc ils sont vérifiés.

VI.2.2.11 Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre

$$\text{par le facteur : } \frac{1}{1 - \theta_k}$$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VI.7. *Effet P-Δ*

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	θ_k
14	12	13384.13	1421.39	14	0.857	0.08

$\theta_k = 0.08 < 0,1$ donc les effets P-Δ peuvent être négligés.

➤ **Sens Y-Y :**

Tableau VI.8. *Effet P-Δ suivant Y-Y*

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
14	1.2	13384.13	1421.39	14	0.0857	0.008

$\theta_k = 0,008 < 0,1$ donc les effets P-Δ peuvent être négligés.

VII.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaitée et de vérifier que les contraintes et les déformations restent au-dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97" et à l'aide du logiciel ROBOT qui détermine la réaction d'appuis pour chaque cas de charge ; on passe à la vérification des cas les plus défavorables.

VII.2. Vérification des poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et dans notre cas : le poteau le plus sollicité est le N°2534 de hauteur $H=11\text{m}$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

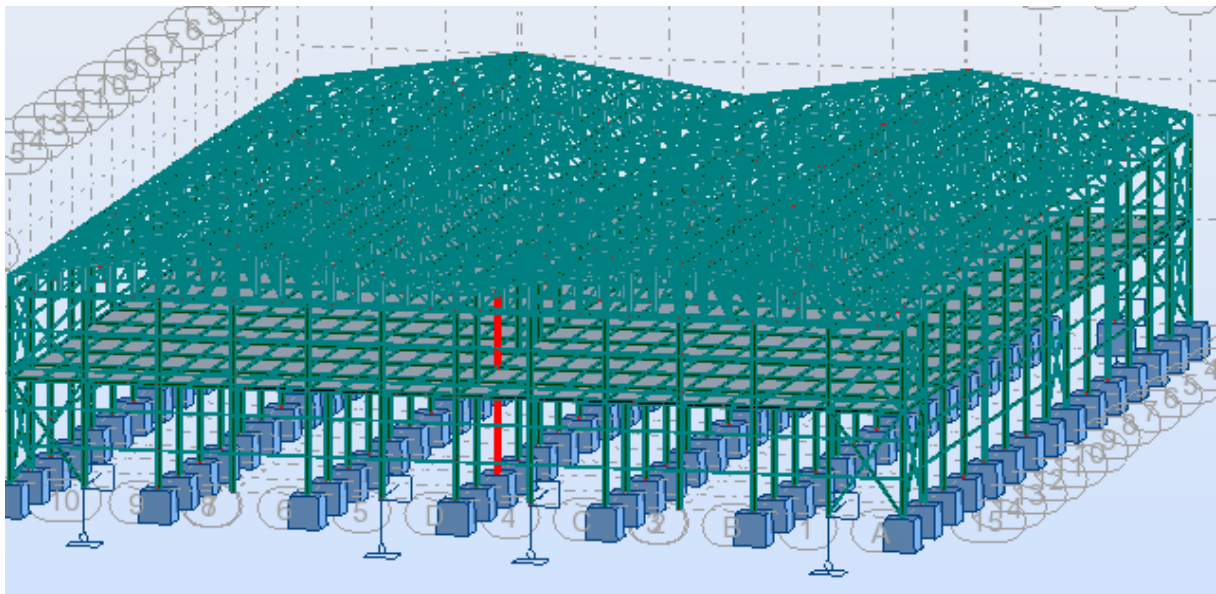


Figure VII.1. Illustration du poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

Combinaison	h (m)	N (kN)	M_y (KN.m)	M_z (kN.m)	V_z (kN)
1.35(G+Q+V1)	11	385.75	-1.10	-0.65	0.54

1. Vérification à la résistance :**Classe de la section :**

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 300 / 2 \cdot 14 = 10.71 > 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie)**

$$d / t_w = 208 / 8.5 = 24.47 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : les poteaux de section **HEA 300** sont de classe **02**.

2. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$V_{sd} = 0.54 \text{ Kn}$ (Note de calcul sur la pièce 2534 du Robot sous la combinaison 1.35(G+Q+VI))

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{23.5 \times 37.28}{\sqrt{3} \times 1} = 505.80 \text{ Kn} > V_{sd}$$

$V_{sd} < 0.5 V_{plRd} \rightarrow$ Pas de réduction du moment plastique.

3. Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 385.75 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112.53 \times 23.5}{1} = 2644 \text{ Kn}$$

$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$

a) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 661 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 112.53 - 2 \times 30 \times 1.4 = 33.69 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 395.85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{plrd}, 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min (661 \text{ KN}; 395.85 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 385.75 \text{ KN} < 395.85 \text{ KN}$$

vérifié

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

4. Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$M_{sd} = 1.10 \text{ kn.m}$ (Note de calcul sur la pièce **2534** du Robot sous la combinaison $1.35(G+Q+V1)$)

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383.27 \cdot 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 325.06 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow \text{ok}$

5. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

➤ Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

a) Calcul de χ_{\min} :

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

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

- Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0.5 \cdot 1100 / 12.74 = 43.17$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.45 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 290/300 = 0.96 < 1,2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y \longrightarrow courbe de flambement b ; $\alpha = 0.34$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0.625$$

- Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)

$$\lambda_z = I_{Kz} / i_z = 0.5 \cdot 1100 / 7.49 = 73.43$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.78 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 290/300 = 0.96 < 1,2$$

$t_f = 14\text{mm} < 100\text{mm}$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement c ; $\alpha = 0.49$ (tableau 3).

$X_z = 0.662$

Donc : $\chi_{\min} = 0.625$

b) Calcul du moment critique :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} = 2986,36 \text{KN.m}$$

Avec:

$$K_w = 1 \quad K = 1 \quad C_1 = 3.348 \quad C_2 = 0 \quad Z_g = 14,5\text{cm} \quad \frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 190,44\text{cm}^2$$

$$I_t = 85,17\text{cm}^4 \quad I_z = 6310,5\text{cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 0.32 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

c) Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.45 (2 \cdot 1.3 - 4) + 0.1 = -0.53$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1.12$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.78 (2 \cdot 1.3 - 4) + 0.53 = -0.562$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1.11$$

$$N_{sd} = 385.75 \text{Kn}$$

$$M_{y,Sd} = -1.1 \text{Kn.m}$$

$$M_{z,Sd} = -0.65 \text{Kn.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 112.53 \cdot 23.5 / 1 = 2644.45 \text{Kn}$$

$$M_{ply,Rd} = 1383 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 325 \text{Kn.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 150.68 \text{Kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{385.75}{0.625 \cdot 2644.45} + \frac{1.12 \cdot 1.1}{325} + \frac{1.11 \cdot 0.65}{150.68} = 0.24 < 1$$

Vérification avec le logiciel robot :

Tableau VII.1. Vérification de la palée de stabilité par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau						
2534 澆 卞n	HEA 300	S 235	86.34	146.90	0.51	11 1.35(G+Q+V1)

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des familles*

FAMILLE: 1 poteau

PIECE: 2534 澆 卞n

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.55 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35(G+Q+V1) (2+3+4)*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=75.30 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1383.40 cm ³	Wplz=641.18 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 385.75 kN	My,Ed = -1.10 kN*m	Mz,Ed = -0.65 kN*m	Vy,Ed = -0.14 kN
Nc,Rd = 2644.41 kN	My,Ed,max = 1.60 kN*m	Mz,Ed,max = 1.41 kN*m	Vy,T,Rd = 1286.85 kN
Nb,Rd = 779.04 kN	My,c,Rd = 325.10 kN*m	Mz,c,Rd = 150.68 kN*m	Vz,Ed = 0.54 kN
	MN,y,Rd = 317.98 kN*m	MN,z,Rd = 150.68 kN*m	Vz,T,Rd = 505.77 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 11.00 m	Lam_y = 0.92
Lcr,y = 11.00 m	Xy = 0.65
Lamy = 86.34	kzy = 0.50



en z:

Lz = 11.00 m	Lam_z = 1.56
Lcr,z = 11.00 m	Xz = 0.29
Lamz = 146.90	kzz = 0.88

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 86.34 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 146.90 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Conclusion :

Le profilé choisi **HEA 300** est adéquat comme poteau

VII.3 : Vérification des éléments de la ferme

Les vérifications à faire sont :

VII.3.1 : Vérification à la traction :

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

EC03 Art.5.4.3.1

VII.3.2 : Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

EC03 Art. 5.5.1.1

VII.3.3 : Condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

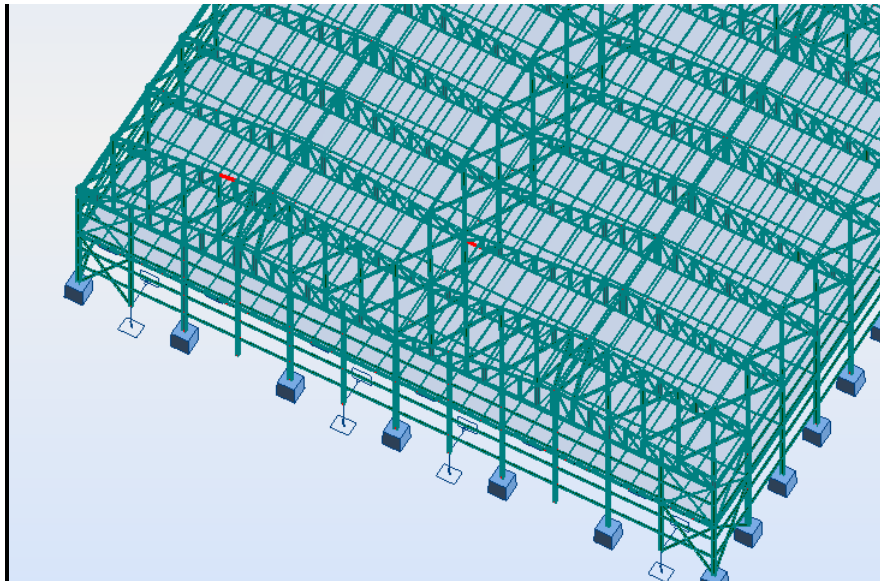


Figure VII.2 : *Les membrures supérieures et membrures inférieures les plus sollicitées.*

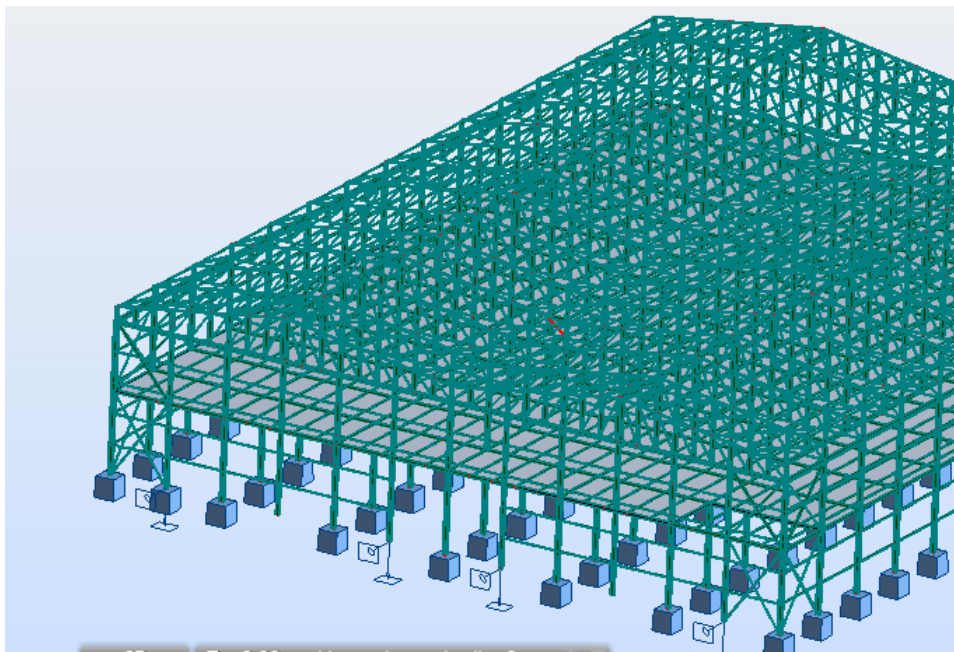


Figure VII.3 : *La diagonale de la ferme la plus sollicitée.*

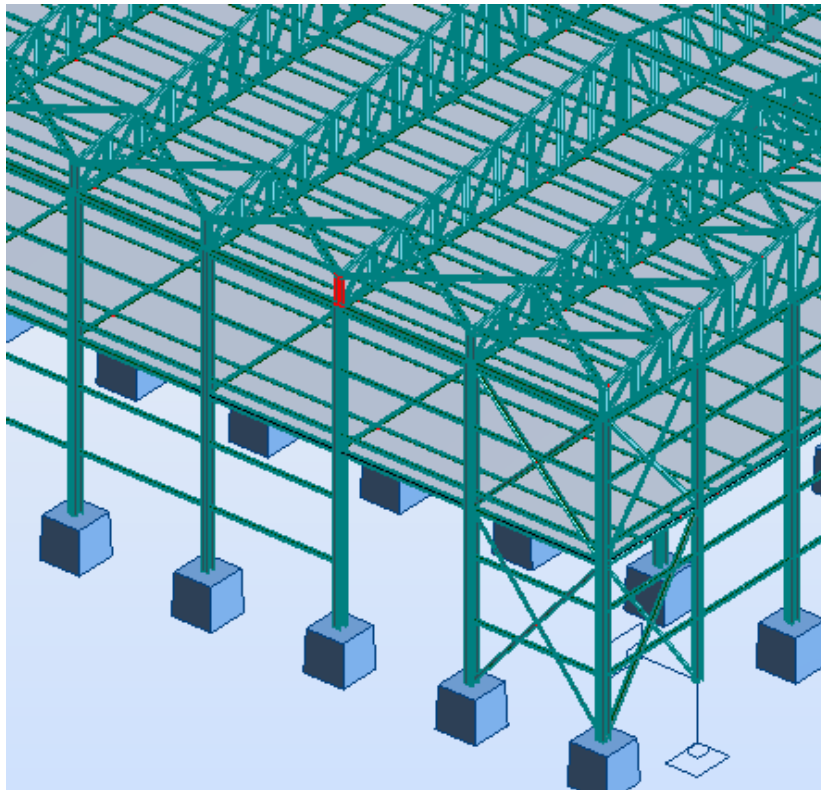


Figure VII.4 : *Le montant de la ferme les plus sollicités.*

a) Membres inférieures :

➤ **Traction :**

$$N_{sd} = 339 \text{ KN}$$

$$A_c = 23.2 \text{ cm}^2.$$

$$N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 23.2 \times 10^{-4} \times \frac{235 \times 10^3}{1} = 1090.4 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 339 \text{ KN} < N_{rd} = 1090.4 \text{ KN}$$

➤ **Flambement :**

$$N_{sd} = 339 \text{ KN}$$

$$A_c = 23.2 \text{ cm}^2.$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 312.9 = 625.8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2] = 2[312.9 + 23.2 \times 3.82^2] = 1311.64 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \quad \text{Avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = \pi \times \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{625.8}{46.4}} = 3.67 \quad \text{Et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1311.64}{46.4}} = 5.32$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{145}{3.67} = 39.51 \quad \text{Et} \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{145}{5.32} = 27.26$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{39.51}{93.9} = 0.42$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{27.26}{93.9} = 0.29$$

• Calcul de χ_{min} :

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.642$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.564$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0.88$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0.95$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.88$$

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{M1}$$

EC3 Art 5.5.1.1

$$N_{c,rd} = 0.88 \times 1 \times 46.4 \times 10^{-4} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 872.32 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 339 \text{ KN} \leq N_{c,rd} = 872.32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultats de la vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2. Vérification des éléments de la ferme.

Eléments	Cas	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd}	Observations
Membrures supérieures	Compression	339	872.32	0.39	Vérifié
	Traction	339	1090.4	0.31	Vérifié
Membrures Inferieures	Compression	289.69	556.31	0.52	Vérifié
	Traction	289.69	728.5	0.40	Vérifié
Diagonales	Compression	386.71	483.46	0.8	Vérifié
	Traction	386.71	728.5	0.53	Vérifié
Montants	Compression	12.74	2618.37	0.004	Vérifié
	Traction	12.74	2909.3	0.004	Vérifié

VII.4 : Vérification des contreventements :

VII.4.1 : contreventements horizontaux :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

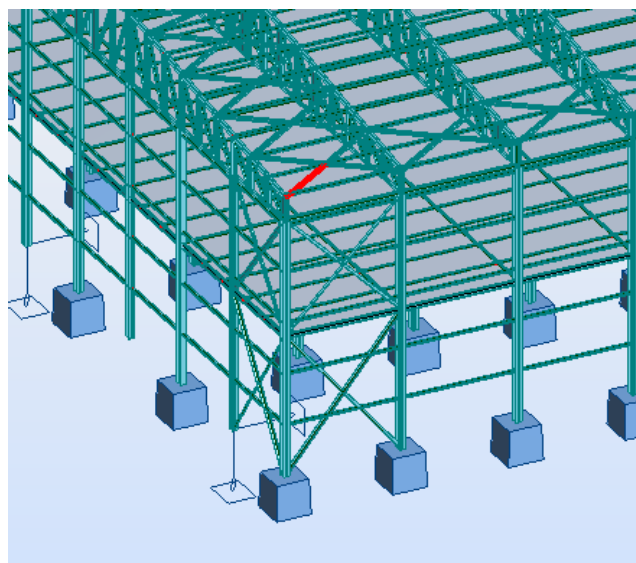


Figure VII.5 : La diagonale du contreventement horizontal la plus sollicitée.

Vérification à la traction :

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

$$N_{sd} = 8.62 \text{ KN}$$

$$A_c = 13.9 \text{ cm}^4$$

$$N_{rd} = 27.8 \times 10^{-4} \times \frac{235 \times 10^3}{1} = 653.3 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.62 \leq N_{rd} = 653.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

a) Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{sd} = 8.62 \text{ KN}$$

$$Lk = 660/2 = 330 \text{ cm} \quad (\text{Assemblage articulé au milieu de la barre})$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 104.4 = 208.8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[I_{\beta} + A_c \times \Delta^2] = 2[104.4 + 13.9 \times 3.01^2] = 460.67 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_{\alpha} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{208.8}{27.8}} = 2.74 \quad \text{Et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{460.67}{27.8}} = 4.07$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{330}{2.74} = 120.43 \quad \text{Et} \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{330}{4.07} = 81.08$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{120.43}{93.9} = 1.28 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{81.08}{93.9} = 0.86$$

• Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1.58$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + 0.49(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.03$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}} = 0.40$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{1/2}} = 0.62$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.40$$

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{M1} \quad \text{EC3 Art5.5.1.1}$$

$$N_{c,rd} = 0.40 \times 1 \times 27.8 \times 10^{-4} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} = 237.56 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 8.62 \text{ KN} \leq M_{c,rd} = 237.56 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les efforts maximums obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Vérification des éléments de contreventement horizontaux

Eléments	Cas	N _{Sd} (KN)	N _{Rd} (KN)	N _{Sd} /N _{Rd}	Observations
Contreventements horizontaux	Traction	8.62	653.3	0.01	Vérifiés
	Compression	8.62	237.56	0.03	Vérifiés

VII.4.2 : contreventements verticaux :

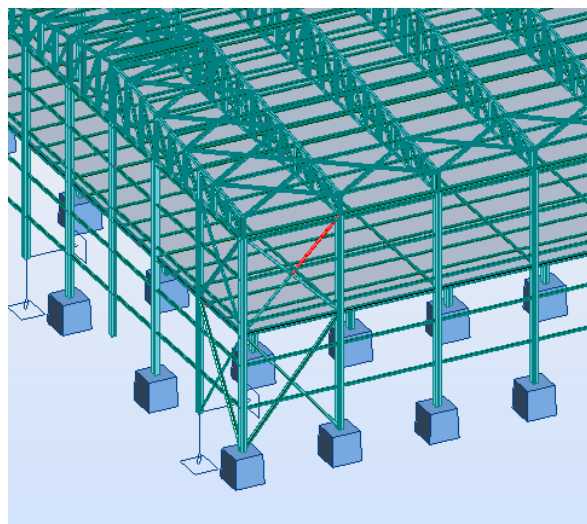


Figure VII.6: La diagonale du contreventement vertical la plus sollicitée.

Même vérification pour les diagonales de contreventement verticales :

Tableau VII.4. Vérification des éléments de contreventement verticaux.

Eléments	Cas	N _{Sd} (KN)	N _{Rd} (KN)	N _{Sd} /N _{Rd}	Observations
Contreventements verticaux	Traction	25.03	1410	0.02	Vérifiés
	Compression	25.03	653.72	0.04	Vérifiés

VII.5 : Vérification par logiciel ROBOT 2015 :

- ✓ Vérification de la membrure inférieure de la ferme:

Tableau VII.5. Vérification de membrure inférieure par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
3760	OK 2 CAE 100x8	S 235	43.01	35.58	0.92	11 1.35(G+Q+V1)

- ✓ Vérification de la membrure supérieure de la ferme :

Tableau VII.6. Vérification de membrure supérieure par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
4245	OK 2 CAE 120x10	S 235	35.69	29.46	0.42	11 1.35(G+Q+V1)

- ✓ Vérification des diagonales de la ferme:

Tableau VII.7. Vérification des diagonales par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
1213 Barre_1213	OK 2 CAE 90x9	S 235	55.81	51.09	0.72	11 1.35(G+Q+V1)

- ✓ Vérification des montants de la ferme :

Tableau VII.8. Vérification des montants par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
5806 澆n	OK 2 CAE 180x18	S 235	14.57	13.35	0.94	11 1.35(G+Q+V1)

- ✓ Vérification des diagonales de la poutre au vent :

Tableau VII.9. Vérification des diagonales de la poutre au vent par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
1357	OK 2 CAE 90x8	S 235	105.55	36.24	0.37	11 1.35(G+Q+V1)

✓ Vérification de la palée de stabilité :

Tableau VII.10. Vérification de la palée de stabilité par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
34	OK CAE 130x12	S 235	89.07	89.07	0.18	11 1.35(G+Q+V1)

✓ Vérification des potelets:

Tableau VII.11. Vérification des potelets par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 potelet						
164 Poteau_164	OK HEA 260	S 235	100.24	169.24	0.16	11 1.35(G+Q+V1)

✓ Vérification des pannes:

Tableau VII.12. Vérification des pannes par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 panne						
191 Poutre_191	OK IPE 120	S 235	101.95	345.49	0.97	11 1.35(G+Q+V1)

✓ Vérification des poutres principales:

Tableau VII.13. Vérification des poutres principales par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 pp						
229 Poutre_229	OK IPE 240	S 235	86.82	321.60	0.18	11 1.35(G+Q+V1)

✓ Vérification des poutres secondaires:

Tableau VII.14. Vérification des poutres secondaires par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 ps						
73 Poutre_73	OK IPE 200	S 235	60.54	223.65	0.10	24 G+Q-Ey

✓ Vérification des solives:

Tableau VII.15. Vérification des solives par ROBOT

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 solive						
191 Poutre_191	OK IPE 120	S 235	101.95	345.49	0.97	11 1.35(G+Q+V1)

Tableau VII.16. *Nouvelles sections des éléments*

<i>Eléments</i>	<i>Sections choisit</i>
Membrures supérieures	<i>2 CAE (120*120*10)</i>
Membrure inférieures	<i>2 CAE (100*100*8)</i>
montants	<i>2 CAE (180*180*18)</i>
Diagonales	<i>2 CAE (90*90*9)</i>
Contreventement horizontal	<i>2 CAE (90*90*8)</i>
Contreventement vertical	<i>CAE (130*130*12)</i>
poteaux	<i>HEA 300</i>
Potelets	<i>HEA 260</i>
pannes	<i>IPE 120</i>
Poutres principales	<i>IPE 240</i>
Poutres secondaires	<i>IPE 200</i>
Solives	<i>IPE 120</i>

VIII.1 : Introduction :

Les caractéristiques essentielles des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction.

Les liaisons ont ainsi un double rôle : permettra la construction d'une structure spatiale et assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure.

L'assemblage sert à réunir ensemble de d'un ou plusieurs pièces en assurent la bonne transmission des efforts.

VIII.2 : Les principes de l'assemblage :

- L'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et le plus efficace.
- Respecter la convergence des axes de barre.
- Respecter pour la réalisation de l'assemblage les hypothèses de calcul (articulation, encastrement).
- Assurer l'étanchéité da l'assemblage lorsqu'une possibilité d'évacuation.
- Réduire le plus possible l'assemblage des éléments de charpente sur le chantier (difficulté de la mise en œuvre, intempéries).
- Il est recommandé d'exécuter en atelier le plus d'éléments de charpente finis, en tenant compte toutefois des impératifs de transport et mise en œuvre.

VIII.3 : Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site.

Tableau VIII.1. *Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.*

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage :

Le principe de soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. Dans le domaine de la construction métallique, la continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

Il existe trois types des cordons de soudure qui reliant les pièces qui sont :

- cordons latéraux : cordons sont parallèle à la direction de l'effort.
- Cordons frontaux : cordons sont perpendiculaire à la direction de l'effort.
- Cordons obliques : cordons faisant un angle α avec la direction de l'effort.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage et le boulonnage par boulons HR .

❖ Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1.25$ [chap.6.1.2 –eurocode3]

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1.50$

❖ Coefficient de frottement :**[EC03 Chap6 Art.6.5.8.3]**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Tableau VIII.2. Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenaillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenaillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

VIII.4 : Rôle des assemblages :

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

VIII.5 : Assemblage des éléments de la ferme:

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets.

Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs, ils sont cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquin âge (c'est-à-dire les lignes des rivées d'attache).cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les même raisons d'opérer ainsi dans les fermes soudée, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires. Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités: ces joints de liaison sont appelés nœuds. La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre la composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonné). Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégale parfois renforcées par des plat, des sections tubulaire (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en I, H ou T. L'assemblage des différentes barres aux nœuds se fait soit par un assemblage boulonné ou soudée à l'aide de cordons de soudures, jamais les deux moyens ensemble.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.3. Efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	339	289.69	386.71	12.74
Section	2L (120×120×10)	2L (100×100×8)	2L (90×90×9)	2L (180×180×18)

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VIII.5.1 : Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, on suppose l'épaisseur de gousset est $e = 10\text{mm}$.

VIII.5.2 : Pré dimensionnement de la gorge: EC3 Art 6.6.5.2

La gorge de soudure doit vérifier les critères de la mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \text{ avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 18\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 18\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 9\text{mm} \Rightarrow a = 6\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

[EC3 Art 6.6.5.3]

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{m0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \times \left(1 + \frac{d}{d'}\right)}$$

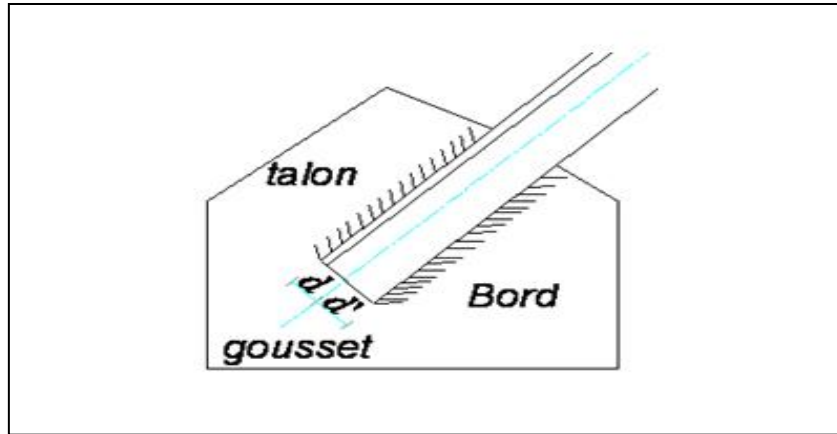


Figure VIII.1. Longueurs des soudures.

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$.

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$.

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ Mpa.

a : Gorge de la soudure $a = 6$ mm.

d : Distance du centre de gravité au talon.

d' : Distance du centre de gravité au bord.

b) Assemblage montant gousset :

L'effort de traction dans le montant est $N=12.74$ KN.

L'effort de traction dans le montant est parallèle à la gorge de soudure, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

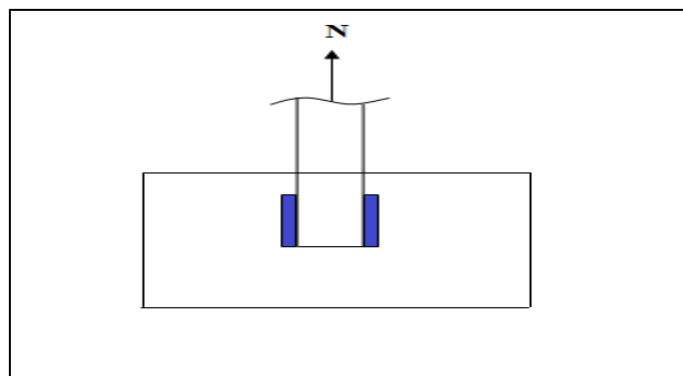


Figure VIII.2. Détail assemblage Gousset- montant.

c) Assemblage membrure- gousset :

L'effort de traction dans la membrure supérieure est $N=339\text{KN}$.

L'effort de traction dans la membrure inférieure est $N=289.69\text{KN}$.

L'effort de traction dans les membrures est parallèle à la gorge, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

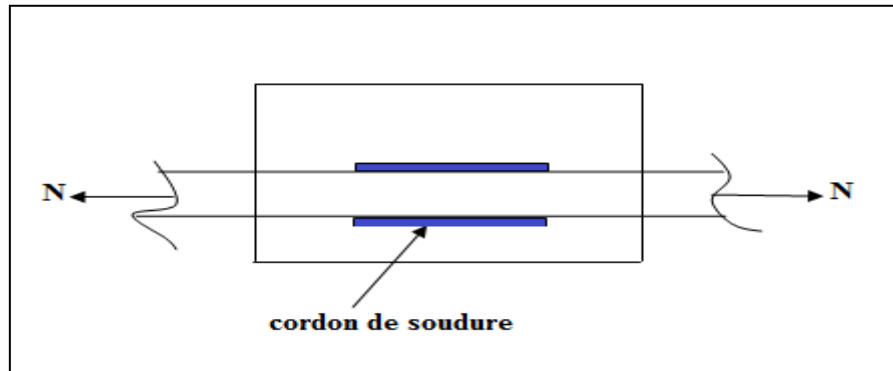


Figure VIII.3. *Détail assemblage Gousset- membrures.*

d) Assemblage diagonale- gousset :

L'effort de traction dans la diagonale est $N=136.12\text{KN}$.

L'effort de traction dans les membrures est parallèle à la gorge, donc le cordon de soudure est un cordon latéral.

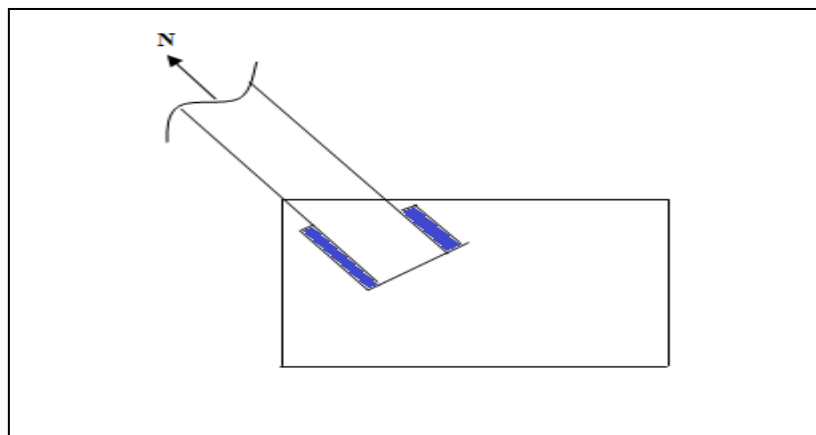


Figure VIII.4. *Détail assemblage Gousset- membrures.*

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4. Dimension des cordons de soudure.

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrures supérieure	2L (120×120×10)	8.69	3.31	9.8	3.8	6
Membrures inférieure	2L (100×100×8)	7.26	2.74	8.43	3.18	6
Montants	2L (180×180×18)	12.9	5.1	11.11	4.39	6
Diagonales	2L (90×90×10)	6.42	2.58	0.36	0.21	6

e) Assemblage poteau – ferme : (HEA300 – 2L (90×90×10)) :

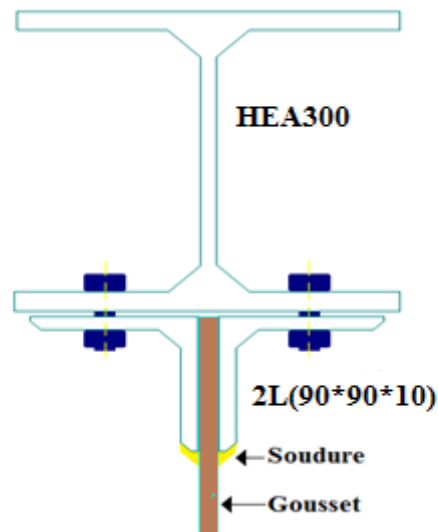


Figure VII.5 : Détail assemblage ferme – poteau.

Disposition des boulons :

L'assemblage sera sollicité par un moment M , et un effort tranchant V .

❖ L'ELU : cas (1,35(G+Q+S))

$$\begin{cases} M_U = 89.36 \text{ KN.m} \\ V_U = 60.20 \text{ KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 4 rangés de boulon M20 $\rightarrow d_0 = 22\text{mm}$

Cornière **2L (90×90×10)**, $t = 10\text{mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 24\text{mm} \leq e_1 \leq 120\text{mm} \\ 44\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \end{cases} \quad \text{[EC3 tableau 6.5.1.8]}$$

Soit $e_1 = 4\text{ cm}$ et $P_1 = 5\text{ cm}$

Les 3 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_3 d_i^2}$$

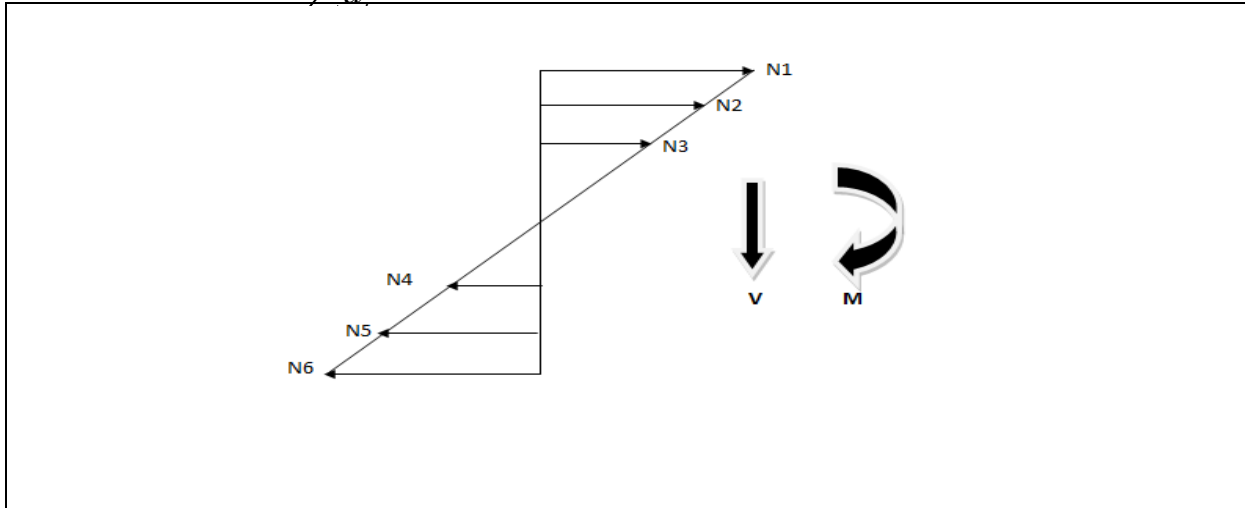


Figure VII.6 : *distribution des efforts.*

d_i : la distance des boulons tendus au sommet du montant

$$d_1 = 42 - 4 = 38\text{cm}$$

$$d_2 = 38 - 5 = 33\text{cm}$$

$$d_3 = 33 - 5 = 28\text{cm}$$

$$\sum_i^n d_i^2 = \sum_{i=1}^3 0.38^2 + 0.33^2 + 0.28^2 = 0.3317\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{89.36 \times 0.38}{0.3317} = 102.37\text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{89.36 \times 0.33}{0.3317} = 88.90\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{89.36 \times 0.28}{0.3317} = 75.43\text{ KN}$$

Vérifications nécessaires :**a) Vérification à la traction :**

$$F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{n} = \frac{102.37}{12} = 8.53 \text{ KN.}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 254}{1.5} = 121.9 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 8.53 \text{ KN} \leq F_{t,rd} = 121.9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n.p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{60.20}{12 \times 1} = 5.02 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot p (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

f_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

γ_{ms} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1.25$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

p : nombre de plan de contacte p=1

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0.3$ surface brossée

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{160.63}{2} = 80.32 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 80.32 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times 245 \times 800 = 137.2 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (137.2 - 0.8 \times 80.32)}{1.25} = 17.51 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5.02 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 17.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification supplémentaire :

a) Assemblages longs:

La longueur de l'assemblage est :

$$L = 420 - (2 \times 40) = 340 \text{ mm}$$

$$15 \times d = 15 \times 20 = 300 \text{ mm}$$

$$L = 340 \text{ mm} > 15 \times d = 300 \text{ mm.}$$

Donc l'assemblage est long il faut réduire l'effort tranchant résistant $F_{v,rd}$ par un coefficient réducteur β_{Lf} .

➤ Calcul du coefficient réducteur β_{Lf} : EC3 Art 6.5.10

La résistance au cisaillement $F_{v,rd}$ doit être minorée par un coefficient β_{Lf} si la distance L_j entre les centres des éléments d'attache situés aux extrémités, mesurés dans la direction de transmission des efforts est supérieure à $15d$, d étant le diamètre nominal des boulons.

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) \text{ Avec } 0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1$$

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{340 - 15 \times 13}{200 \times 13} \right) = 0.94$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \beta \times A_s \times \frac{f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 84.3 \times 0.94 \times \frac{235}{1.25} = 37.24 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5.02 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 37.63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{prd}$$

Avec : t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête du vice.

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon.

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 32.4 \text{ mm}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$B_{prd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 32.4 \times 10 \times 360}{1.5} = 146.5 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 80.32 \text{ KN} \leq B_{p,rd} = 146. \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c-1) Vérification de la pression diamétrale sur la cornière:

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$t_p = 10 \text{ mm (épaisseur de la cornière)}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{40}{66}, \frac{50}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1 \right) = 0.51$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.51 \times 32.4 \times 10 \times \frac{360}{1.25} = 118.97 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5.02 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 118.97 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale sur la cornière.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

c-2) Vérification de la pression diamétrale sur le poteau:

Il faut vérifier que :

L'épaisseur de l'âme du poteau est ; $t_w = 8.5 \text{ mm}$.

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{bu}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{40}{66}, \frac{50}{66} - \frac{1}{4}, \frac{800}{360}, 1\right) = 0.51$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.51 \times 32.4 \times 8.5 \times \frac{360}{1.25} = 101.13 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 5.02 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 101.13 \text{ KN}$ **vérifiée**

Il n'y a pas risque de rupture par pression diamétrale sur le poteau.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

VIII.6 : Assemblage des deux éléments de la ferme:

VIII.6.1 : Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en quatre éléments, les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera divisé au milieu.

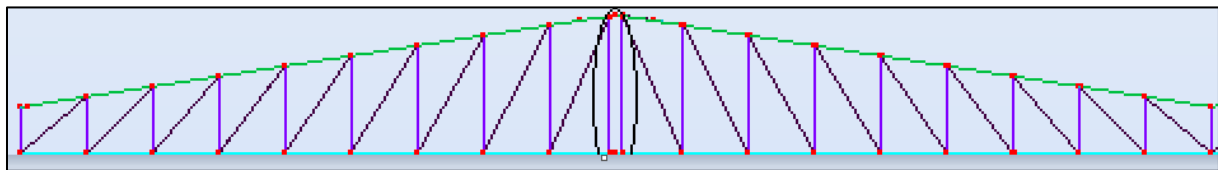


Figure VIII.7. Assemblage des deux éléments de la ferme.

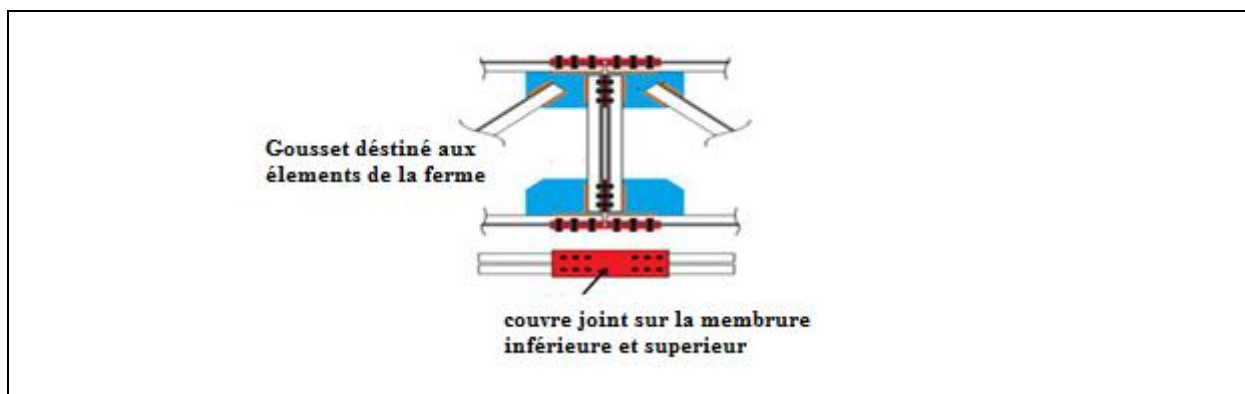


Figure VIII.8. Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite a un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{cases} \quad \text{EC3 tableau 6.5.1.8}$$

Soit $e_1 = 40 \text{ mm}$ $P_1 = 60 \text{ mm}$

VIII.6.2 : Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

- **Calcul de G :**

Poids de la ferme : 66.95kN

Poids des pannes : $20 \times 0,104 \times 5\text{m} = 10.4 \text{ kN}$

Poids de la couverture + accessoires d'attache : $0,157 \times 26\text{m} \times 5\text{m} = 20.41 \text{ kN}$

$G = 97.79 \text{ kN}$ donc $P_G = 97.79/26 = 3.76\text{kN/m}$

- **Calcul de S:**

$S = 0.147\text{KN/m}^2 \Rightarrow PS = 3.82 \text{ kN/m}$

- **Calcul de W:**

$W = -1.953\text{kN/m}^2 \Rightarrow PW = -1.953 \times 5 = -9.77 \text{ kN/m}$

1^{er} cas : G + 1.5 W

$P_u = 3.76 + 1.5 \times (-9.77) = -10.89\text{kN/m}$.

$$M_{\max} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{10.89 \times 26^2}{8} = 920.2\text{KN.m}$$

2^{eme} cas : 1,35G+1,5S.

$P_u = 10.81 \text{ KN/m}$

$$M_{\max} = \frac{10.81 \times 26^2}{8} = 913.45\text{KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G+1.5W.

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{920.2}{2} = 460.1\text{KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V, sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{460.1}{12 \times 2} = 19.16\text{KN}$$

VIII.6.3 : Vérifications :**a) Assemblage trop long**

Longueur du couvre joint : 340 mm.

Longueur de l'assemblage : $L = 380 - 2 \times 40 = 300\text{mm}$.

$d = 15 \times 13 = 195\text{mm}$.

$L = 300\text{mm} > 195\text{mm}$

Donc l'assemblage est long.

- **Calcul du coefficient réducteur β_{Lf} :**

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) \text{ Avec } 0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1$$

$$\beta_{Lf} = 1 - \left(\frac{300 - 15 \times 13}{200 \times 13} \right) = 0.95$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times \beta \times A_S \times \frac{f_y}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,rd} = 2.5 \times 84.3 \times 0.95 \times \frac{235}{1.25} = 37.63\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 19.16\text{KN} \leq F_{v,rd} = 37.63\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

D'où :

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{40}{39}, \frac{60}{39} - \frac{1}{4}, \frac{600}{360}, 1 \right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 0.9 \times \frac{60}{1.25} = 129.6\text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 19.16 \leq F_{b,rd} = 129.6\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

c) Rupture de la section nette :

$$N_{u,rd} = 0.9 \times A_{nette} \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 13) \times 8 = 616 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1715 - (13 \times 8) - 616 = 995 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 616}{3 \times 616 + 995} = 0.65$$

$$A_{nette} = 2(616 + 0.65 \times 995) = 2525.5 \text{ mm}^2$$

VIII.7. Assemblage poutre principale- poteau :

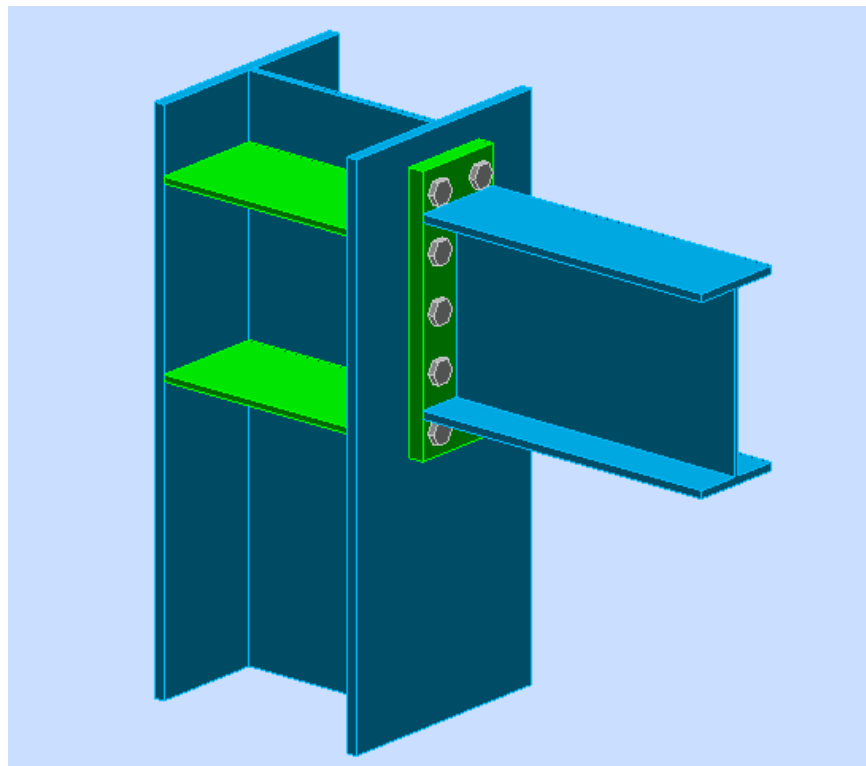


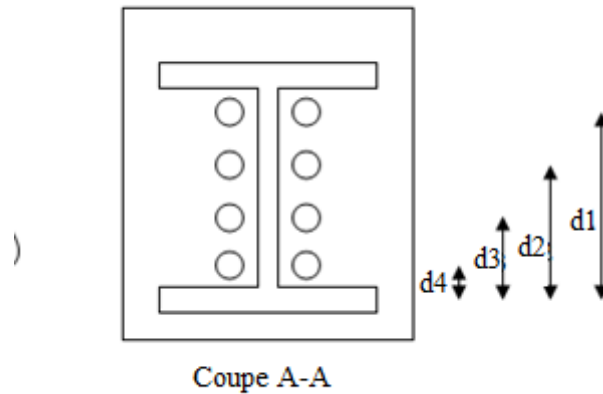
Figure VIII.9. Schémas d'assemblage poutre principale- poteau.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons M14 de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 26.70 \text{ KN.m} \\ V = 14.54 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : } 1,35(G+Q+V1)$$



On prend :

$$d_2 = 18 \text{ cm.}$$

$$d_3 = 11 \text{ cm.}$$

$$d_4 = 6 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{26.7 \times 0,18}{0,048} = 100.13 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = 61.19 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = 37.39 \text{ KN.}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq \eta \times F_p$$

η : Nombre de boulon par rangée ($\eta=2$).

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{\eta \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{100.13}{2 \times 0.7 \times 80} = 0.89 \text{ cm}^2 = 89 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de type M14 $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$.

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times \eta \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 115 \times 800 = 128.8 \text{ KN.}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128.8 \times 0.106}{0.24} = 56.89 \text{ kN.m}$$

$M_R = 56.89 \text{ KN.m} > M = 26.7 \text{ KN.m.} \rightarrow$ Vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$V = 14.54 \text{ KN.}$ (Sur 6 boulons).

$$F_{v,sd} = \frac{V}{6} = 2.43 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 115 \times 800 = 64.4 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{64.4 - 0.8 \times \frac{100.13}{2}}{1.25} = 5.84 \text{ KN} > F_{v,sd} = 2.43 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

🔗 **Assemblage Platine – Poutre :** Elle se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

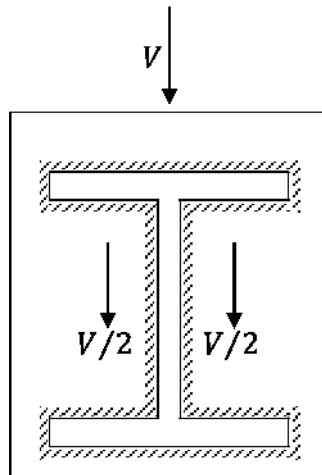


Figure VIII.10. Assemblages platine -poutre principale.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 26.70 \text{ KN.m} \\ V = 14.54 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 10 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 3, 1 \cdot \rightarrow a = 3 \text{ mm.}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 5, 35 \rightarrow a = 4 \text{ mm.}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- ❖ **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V}{2}$

$$\frac{V}{2} = \frac{14.54}{2} = 7.27 \text{ KN.}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 240 - 2 \cdot 9.2 = 221.6 \text{ mm.}$

- ❖ **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = h - 2 \cdot t_w = 240 - 2 \cdot 6.2 = 227.6 \text{ mm}$

Chaque cordon reprend $F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{26.7}{240 - 9.2} \times 10^3 = 115.68 \text{ KN.}$

➤ **Vérification :**

❖ **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,Rd}$$

Avec :

$F_{w,Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{M_w} = 1.25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 7.27 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 3 \times 221,6 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 138,18 \text{ KN} > V/2 = 7,27 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

❖ **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_f \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} = 4 \times 221,6 \times \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 184,24 \text{ KN} > F = 182,82 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,16

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,16

VIII.8. Assemblage poutre secondaire-poteau :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant $V_{sd}=1.13$ kN et un moment $M_{sd}=2.84$ KN.m obtenue avec la combinaison G+Q+Ey.

Les boulons sont de classe 4.8 caractérisé par : $F_{ub} = 400$ MPa; $F_{yb} = 320$ MPa

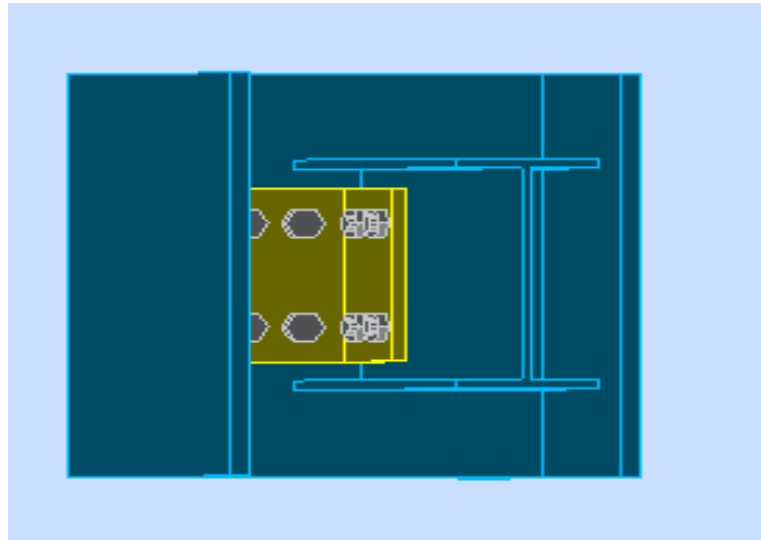


Figure VIII.11. Assemblage par double cornière.

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,5A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times f_{ub}} \quad ; \gamma_{Mb} = 1,25 \quad \text{boulon 4.8 non ductile}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{1.13}{8} = 0,15 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{0,28 \times 1,25 \times 10^3}{0,5 \times 400} = 0.93 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de **M 14** de **classe 4.8** $\Rightarrow A_s = 115 \text{ mm}^2$.

On choisit une double cornière de (100 × 100 × 10)

↪ **Coté cornière poteau**

On choisit des boulons de type **M 14** avec $A_s = 115 \text{ mm}^2$ et une cornière (100X100X10).

↪ **Disposition géométrique**

$$M14 \Rightarrow d_0 = 15 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 90\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 120 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 63\text{mm}$$

[EC3 ; Article 6.5.1.8]

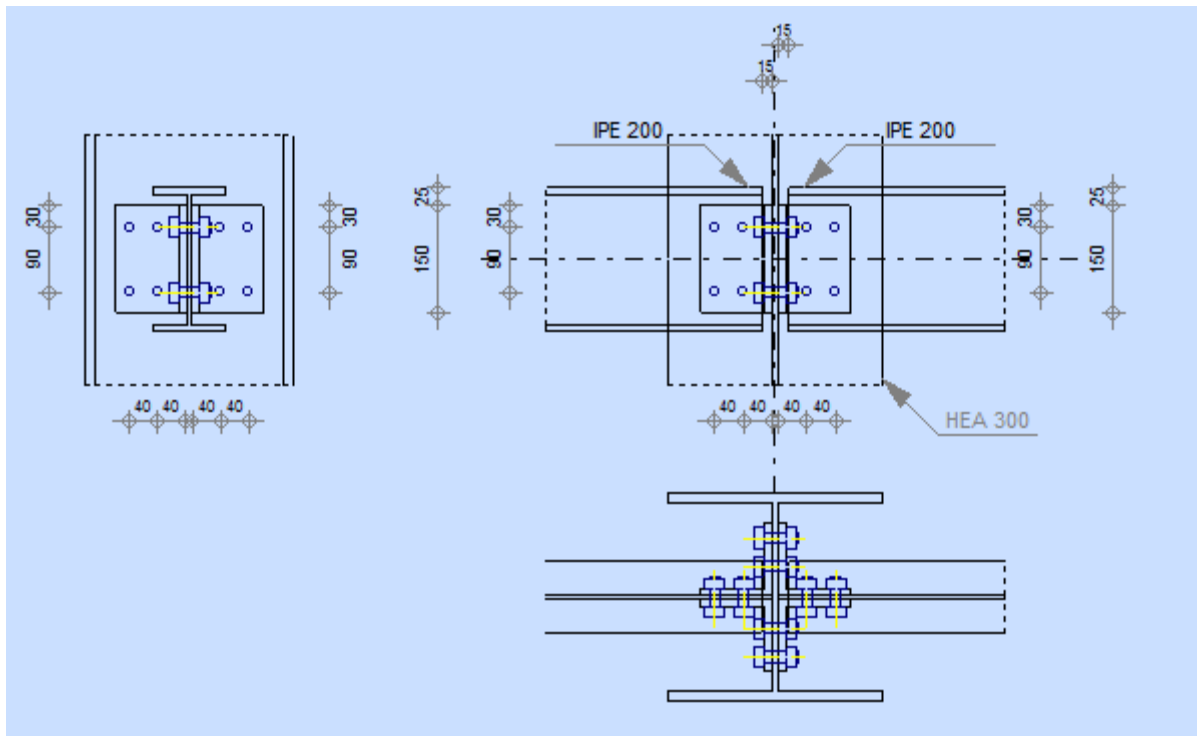


Figure VIII.12. Disposition des boulons.

Vérification nécessaires :

↪ **Assemblage trop long**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_1 = (4 - 1) \times 90 = 270 \text{ mm}$$

$15d = 210 \text{ mm} < L = 270 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$

↪ **La pression diamétrale**

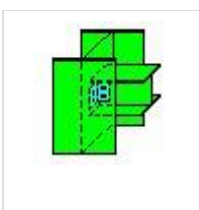
On doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,67 ; 1,75 ; 0,89 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,67$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,67 \times \frac{360 \times 14 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 67,54 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 0,15 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 67,54 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,54

VIII.9. Assemblage solive - poutre principales :

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$V=0.1$ KN.

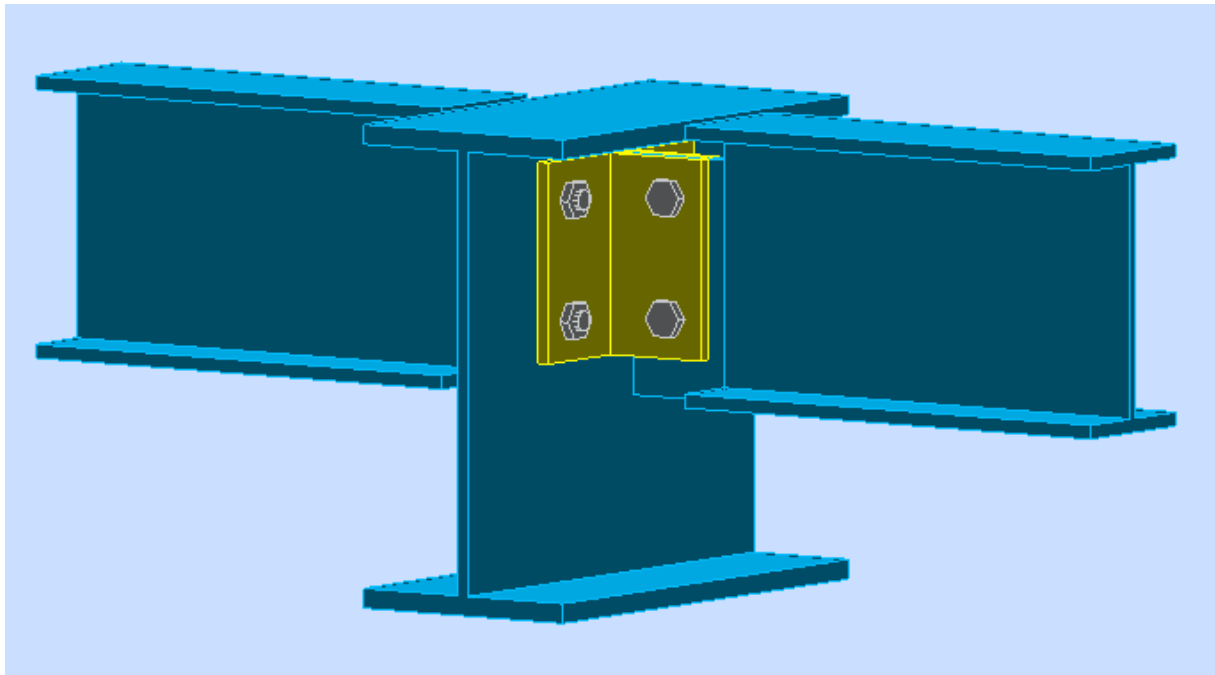


Figure VIII.13. Assemblage solive-poutre principale.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de Classe 4.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 4.8} \begin{cases} f_u = 360 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

a. Coté solive :

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1}$$

$$F_{p,Cd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2}$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint.

$F_{p.Cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage).

n : Nombre d'interface de frottement.

μ : Coefficient de frottement.

K_s : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

n_b : Nombre des boulons.

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot f_{ub}} = \frac{0,1 \times 1,25}{1 \times 2 \times 2 \times 0,3 \times 0,7 \times 0,4} = 0,38 \text{ mm}^2.$$

On adopte des boulons de type M10 $\Rightarrow A_s = 58 \text{ mm}^2$.

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M10, donc on prend une cornière L 60 X 60 X 6

➤ **Disposition géométrique :**

$$3 \cdot d_0 \leq P_1 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 11 \leq P_2 \leq 14 \cdot 6 \Rightarrow 33 \leq P_2 \leq 84 \Rightarrow \text{Soit } P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1.5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1.5 \cdot 11 \leq e_2 \leq 12 \cdot 6 \Rightarrow 16,5 \leq e_2 \leq 72 \Rightarrow \text{Soit } e_2 = 42 \text{ mm.}$$

$$1.2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1.2 \cdot 11 \leq e_1 \leq 12 \cdot 6 \Rightarrow 13,2 \leq e_1 \leq 72 \Rightarrow \text{Soit } e_1 = 20 \text{ mm}$$

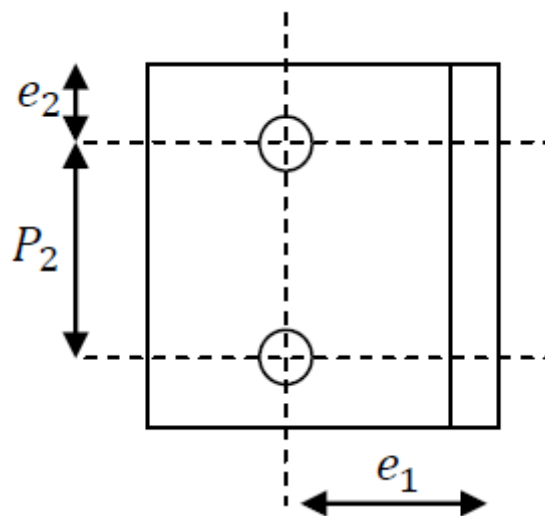


Figure VIII.14. Disposition constructive des boulons.

➤ **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 4.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_2}) \cdot F_p \cdot C_d$$

Il faut vérifier la condition suivante :

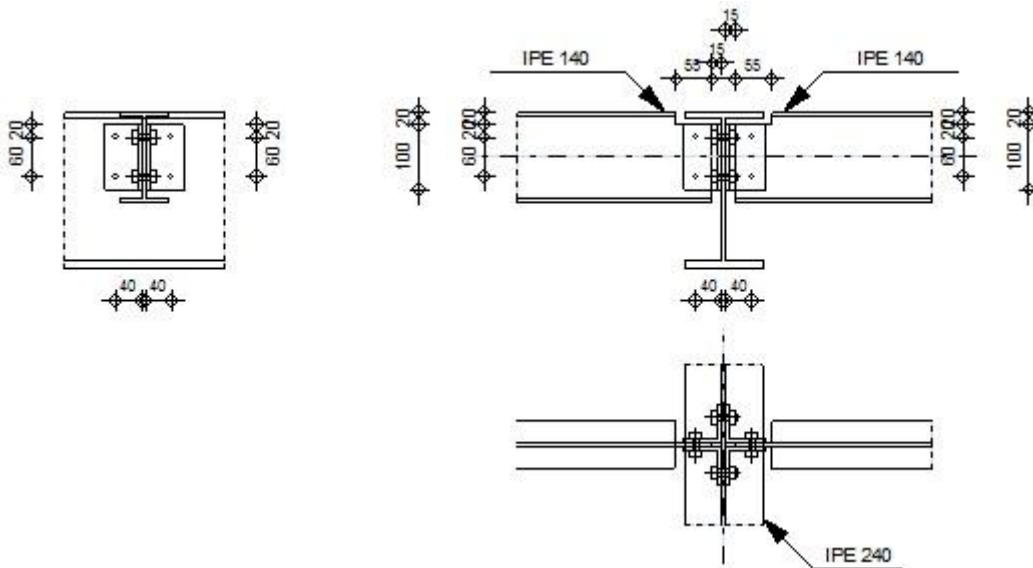
$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ KN.}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3}{1,25} 16,24 = 7,79 \text{ KN} > 0,05 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Vérification avec logiciel ROBOT

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,14

VIII.10. Assemblage des éléments de contreventements :

✚ Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t, sd} = 33,3$ KN.

➤ Assemblage gousset-nœud du portique :

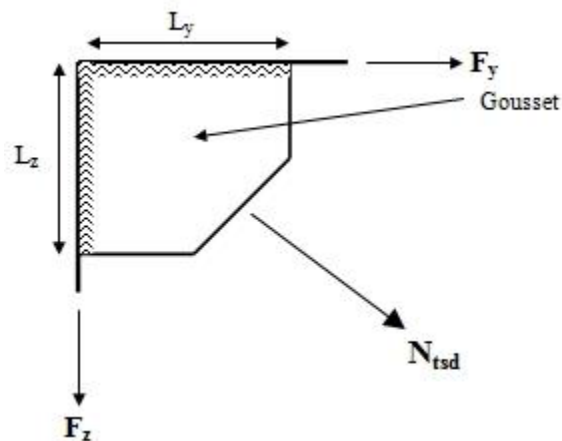


Figure VIII.15. Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

✓ Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau VIII.5. L'épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

F (KN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

$N_{pl, sd} = 33.3$ KN, donc on prend: $e = 10$ mm.

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{max}$$

t_{max} : Épaisseur maximale des pièces assemblées

$$t_{max} = t(\text{HEA } 300) = 8.5\text{mm}.$$

Donc on prend : $a = 4$ mm.

La longueur du cordon de soudure est donnée par : $L \geq \frac{N \cdot \gamma_{M_w} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot F_u} \dots \dots (*)$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$\alpha = 49.1^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{sd} \cdot \cos \alpha = 21.80 \text{ KN.}$$

$$F_z = N_{sd} \cdot \sin \alpha = 25.17 \text{ KN.}$$

A partir de l'équation (**), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 13,11 \text{ cm} \\ L_z \geq 30,27 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 20 \text{ cm} \\ L_z = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :**

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 4.8 et on dispose trois boulons dans chaque rangée.

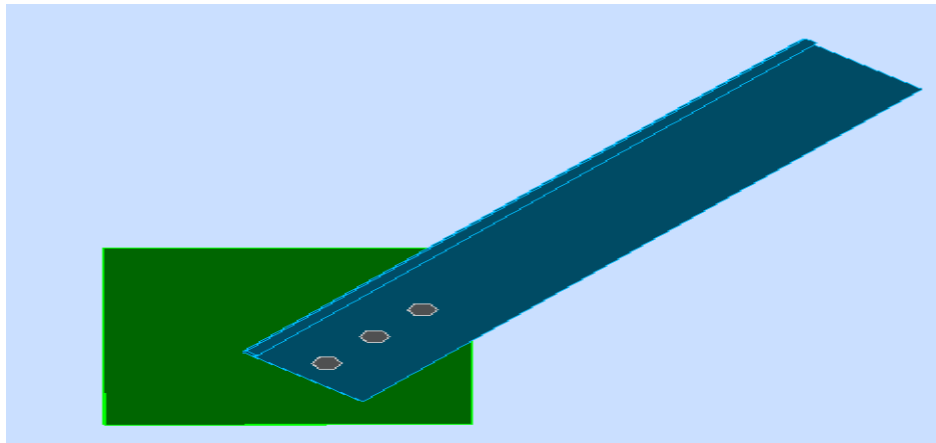


Figure VIII.16. Assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec :

p : Nombre de plan de cisaillement.

n : Nombre de boulons.

$$F_{v,sd} = \frac{33.3}{6} = 5.55 \text{ KN.}$$

- Dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = 0.6 \frac{A_s \cdot F_{ub}}{\gamma_{M_2}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} \cdot \gamma_{M_2}}{0.6 \cdot F_{ub}}$$

$$A_s \geq 36,13 \text{ mm}^2.$$

On choisit des boulons de types M12 avec : $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$.

- Disposition géométrique :

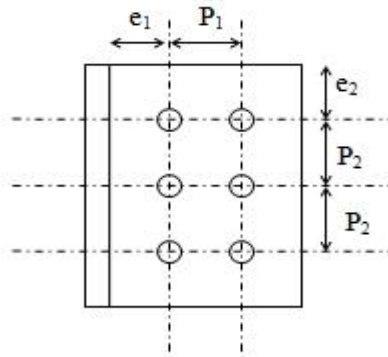


Figure VIII.17. Disposition géométrique.

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq \min(14 \cdot t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow \text{Soit } P_1 = P_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1.5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq \min(12 \cdot t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow \text{Soit } e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq \min(12 \cdot t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow \text{Soit } e_1 = 65 \text{ mm}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long :**

$$l = (n - 1)P_2 = (3-1) \cdot 60 = 120 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \cdot 12 = 180 \text{ mm}$$

$l < 15d \Rightarrow$ L'assemblage n'est pas long.

- **Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :**

Cornière :

On doit vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \frac{\alpha \times F_u \times d \times t_p}{\gamma_{M_2}}$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot \frac{1.360 \cdot 12 \cdot 12}{1.25} = 103,67 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} < F_{b,Rd} = 103,67 \text{ KN.}$$

Gousset:

$$F_{b,Rd} = 2.5 \frac{\alpha \times F_u \times d \times t}{\gamma_{M_2}} = 2.5 \frac{1.360 \cdot 8 \cdot 12}{1.25} = 69,11 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{33.3}{6} = 5,55 \text{ KN} < F_{b,Rd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

– **Vérification de la section nette de la cornière :**

On vérifie que :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mc}}$$

$$A_{net} = 26,58 = \text{cm}^2.$$

$$F_{t,sd} = 33.3 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 612,37 \text{ KN}. \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015</p> <p>Calcul de l'assemblage au gousset</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	 <p>Ratio 0,63</p>
---	---	--

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,63

➤ **Assemblage de contreventement en x au gousset central :**

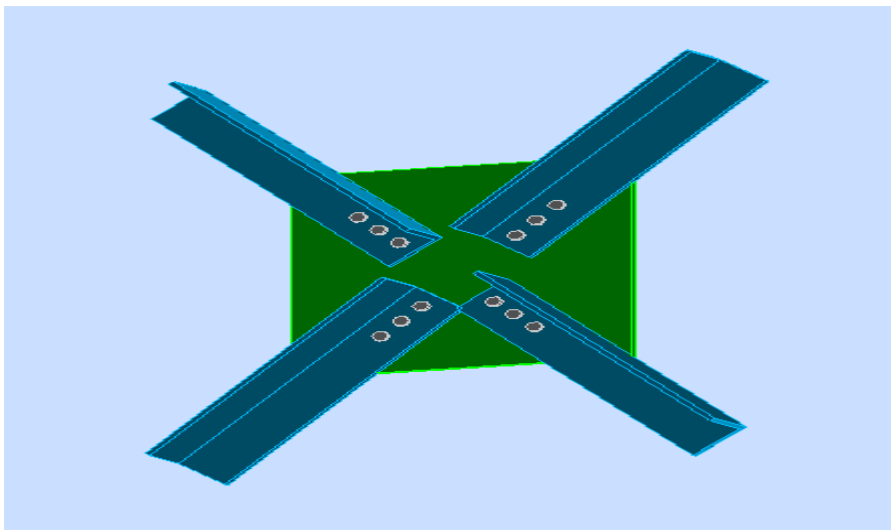


Figure VIII.18. *Assemblage contreventement en X –gousset centrale.*

Vérification par logiciel robot

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015	
	Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,65

VIII.11. Calcul des pieds de poteau :

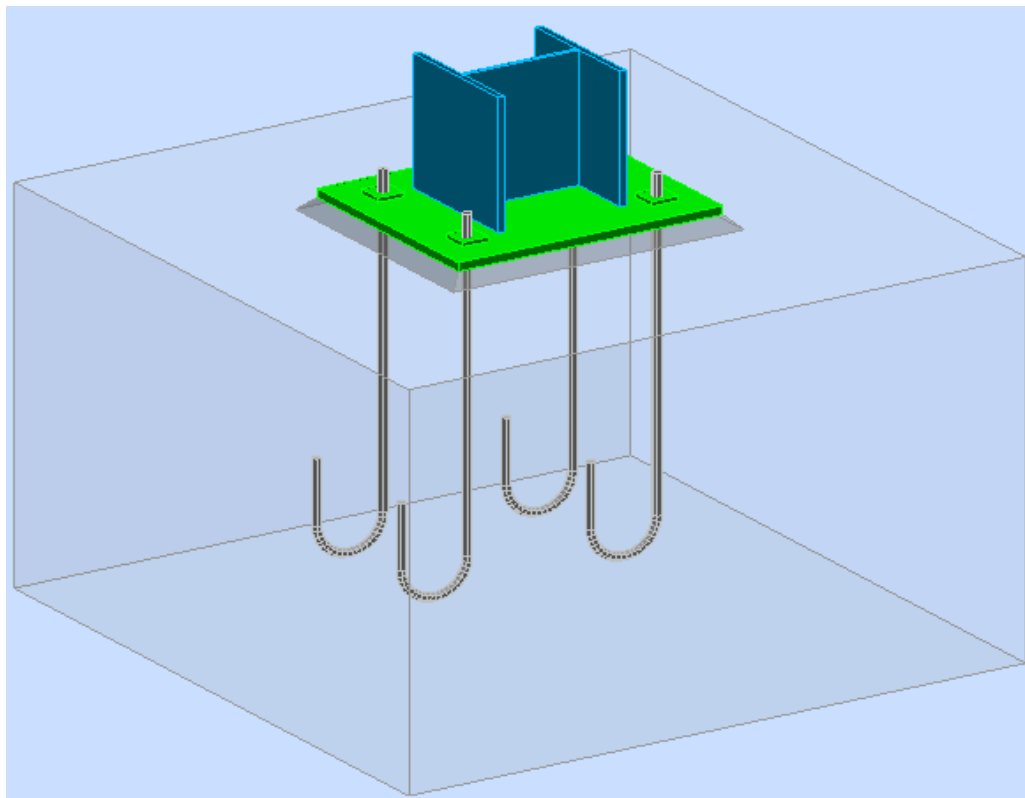


Figure VIII.19. *Assemblage pieds de poteaux*

1-Introduction :

L'assemblage d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges d'ancrage.

2-La platine d'extrémité :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

6-3-3-les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou courbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastree dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

6-3-4-Hypothèse :

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastree dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à 350 kg/ m³ ; $f_{c28} = 25$ MPA

-Choix des cordons de soudures

Poteau HEA 300 (h=290 mm; b=300 mm; $t_f = 14$ mm; $t_w = 8,5$ mm)

- **Cordon de semelle :**

$a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 14 = 9,8$ mm on prend $a_s = 10$ mm

- Cordon d'âme:

$a_d = 0.7t_w = 0.7 \times 8,5 = 5.95$ mm on prend $a_d = 6$ mm

-La largeur minimale de la platine h_p min :

$h_p \text{ min} = 2a_s + h_c = 2 \times 10 + 290 = 310$ on prend $h = 600$ mm et $b = 500$ mm

➤ Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

($N_t = 72,33$ KN) Obtenue sous la combinaison 0,8G+.E_y

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{72,33}{3,14 \cdot 23,5}} = 9,90 \text{ mm}$$

On prend : $\phi = 20 \text{ mm}$

Soit des tiges d'ancrages de **20 mm** de diamètre.

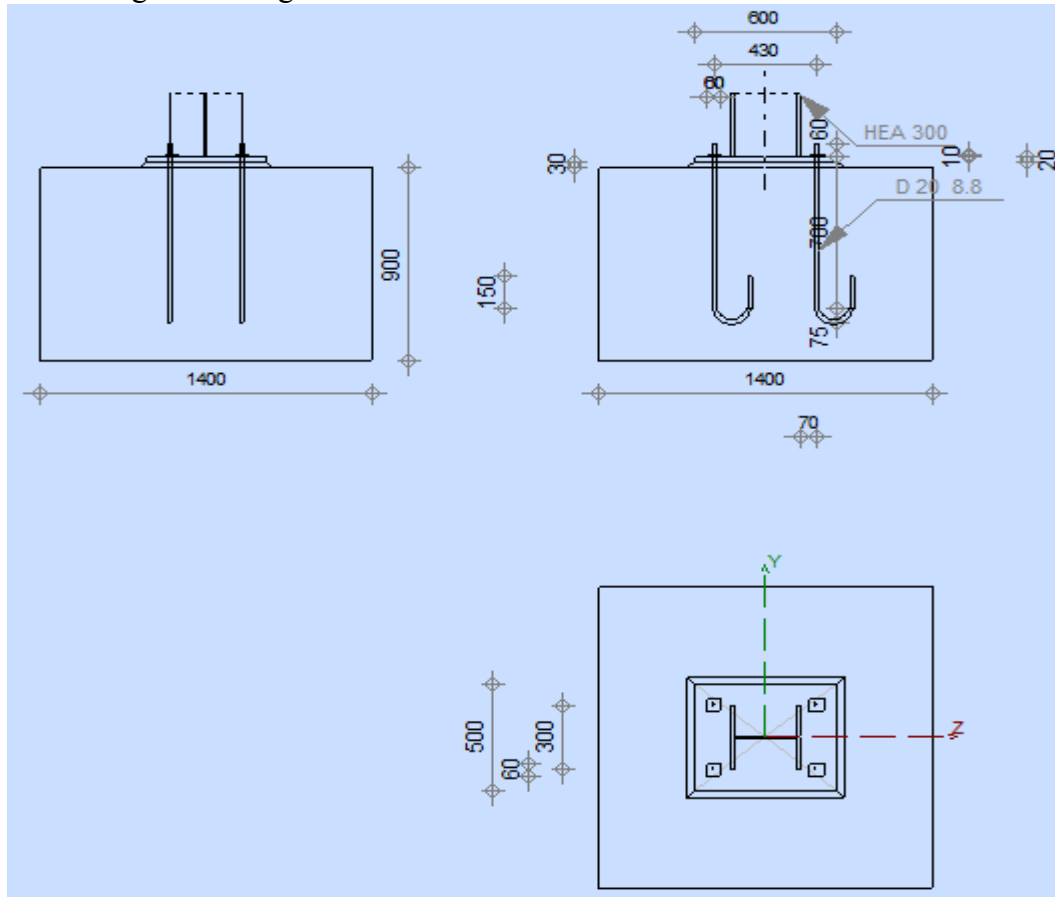


Figure VIII.20. Dispositions des tiges d'ancrage.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$e = \frac{M}{N_c} = \frac{1,23}{72,33} = 0,02 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m.}$$

On' a $e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée, dans ce cas on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N_{sd} \cdot l}{bh \left(h - \frac{h}{3} \right)} \leq f_{bu}$$

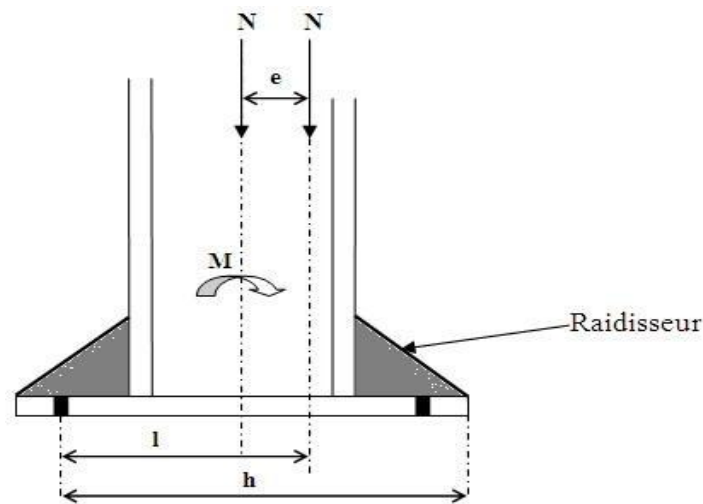


Figure VIII.21 : Excentricité de l'effort normal.

Avec :

$$l = 23,5 \text{ cm.}$$

$$h = h' = 44 \text{ cm.}$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_b = 0,53 < f_{bu=14,2} \rightarrow$ Vérifiée.

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h}\right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{h}\right) = 0,24 \text{ MPa}$$

➤ Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = 200 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 2 \frac{u}{3} = 266,67 \text{ mm.}$$

$$C_1 = (0,42 + 0,44) \cdot u \cdot b = 172 \text{ KN.}$$

$$C_2 = 0,8 \frac{u \cdot b}{2} = 80 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } M = 55,73 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{el,y} = \frac{b \cdot t^2}{6} f_y \Rightarrow t \geq \left(\frac{6 \cdot M}{b \cdot f_y}\right)^{0,5} \Rightarrow \left(\frac{6 \cdot 55,73}{0,5 \cdot 23,5}\right)^{0,5} = 8,96 \text{ mm}$$

$t \geq 8,96$ mm.

On sélectionnera une platine de 20 mm d'épaisseur.

➤ **Vérification de la bêche :**

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :



$$0.3N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max (V=15,22 KN).

N : l'effort de compression max (N=72,33KN).

$$0.3 \times N = 0.3 \cdot 72,33 = 21,70 \text{ KN} > V = 15,22 \rightarrow \text{La bêche est inutile.}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,40
---	--	---

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,40

IX.1. Introduction :

Un ouvrage quelque soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S_3 est : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars

La profondeur d'ancrage : $D = 1.5$ m

IX.2. Calcul des fondations:**2.1 Détermination des sollicitations:**

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{art 10.1.4.1. RPA99/2003})$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau IX. 1. Les sollicitations à la base des poteaux HEA 300.

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+EY	$1.35(G+Q+V_1)$
N^{\max} (KN)	121.15	385.75	260.63
M_y (KN.m)	15.63	18.23	11.07
M_z (KN.m)	3.08	1.41	0.94
V_y (KN)	9.75	2.43	0.29
V_z (KN)	6.02	0.54	0.36

2.2 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : dimension du poteau considéré. (HEA 300)

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

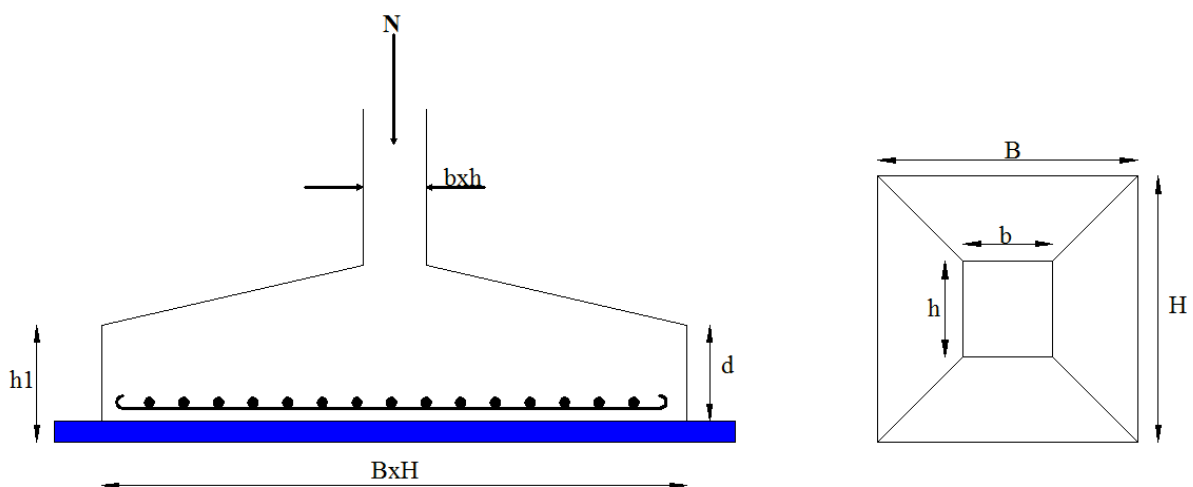


Figure IX. 1: Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III-Art 1.2})$$

a) Critère de non poinçonnement:

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$$

$$h = b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{B}{H} \rightarrow H = B$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (voir chapitre 07 calcul des assemblages- pieds de poteau).

2.3 Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 0,22H + 0,55 \leq 0 \rightarrow H = 1,10 \text{ m}$$

Soit **B= 1,10 m** et **H = 1.10 m**

- **Situation durable** : $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 0.723H + 0.60 \leq 0 \rightarrow H = 1.35m$$

$$H=B=1.4m$$

On choisit pour toutes les semelles **B=1.4m** et **H =1.4m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H - h}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right. \rightarrow d = \frac{1.4 - 0.50}{4} = 0.22m$$

$$h_1 = d + c = h_1 = d + c = 22 + 5 = 27 \text{ cm; on prend } h_1 = 30 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1.5 - 0,3 = 1.2 \text{ m}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 1.4 \times 1.4 \times 0,3 \times 25 = 14.7 \text{ KN}$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 2. Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+EX	1,35(G+Q+W)	G+Q+W
N^{\max} (KN)	121.15	385.75	260.63
M_{by} (KN.m)	24.66	19.04	11.61
M_{bz} (KN.m)	17.70	5.05	1.37
V_y (KN)	9.75	2.43	0.29
V_z (KN)	6.02	0.54	0.36

2.4 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens } H \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IX.3. Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0.12	0.61<3.32	0.61	0,61< 3.32
		Sens B	0.12	0.61<3.32	0.61	0,61< 3.32
Situation Durable	ELU	Sens H	0,04	1.96<5	1.96	1.96< 5
		Sens B	0,04	1.96<5	1.96	1.96< 5
	ELS	Sens H	0,04	1.33<5	1.33	1.33< 5
		Sens B	0,04	1.33<5	1.33	1.33< 5

2.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$\frac{B}{4} = \frac{H}{4} = \frac{1.4}{4} = 0.35m$$

$$\text{sens B: } e_0 = 0,12m < 0,4m$$

$$\text{sens H: } e_0 = 0,85m < 0,88m$$

les deux sens : $e_0=0.12m < 0.35m$

Donc la vérification au renversement est satisfaite

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 1.4m et H =1.4m

2.6 Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens}B \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens}H \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens}B$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens}H$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}B$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens}H$$

a) Situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=B=1.4m:**

$$e_0 = 0.12 > \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.12 > \frac{2}{24} = 0.08$$

⇒ Calcul de M_1

$$M_1 = (4 \times 1.4 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.12) \left(\frac{\frac{1.4}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{1.4}{2} - 0.12} \right)^2 \frac{121.15}{27}$$

$$M_1 = 17.16 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d = 0.27$$

$$A_s = \frac{17.16 \times 10^{-3}}{0.27 \times 400} = 24.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

• **A l'E.L.U :**

- **Armatures parallèles à H=B=2m:**

$$e_0 = 0.04 < \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.04 < \frac{2}{24} = 0.08$$

$$N' = 385.75 \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{1.4} \right)$$

$$N' = 418.81 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{418.81 \times 10^{-3} \times (1.4 - 0.5)}{8 \times 0.3 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

• **A l'E.L.S:**

- **Armatures parallèles à H=B=2m :**

$$e_0 = 0.04 > \frac{0.5}{6} = 0.08$$

$$e_0 = 0.93 > \frac{2}{24} = 0.08$$

$$N' = 260.63 \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{1.4} \right)$$

$$N' = 282.61 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{282.61 \times 10^{-3} \times (1.4 - 0.5)}{8 \times 0.3 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\begin{aligned} \text{Min } A_B = \text{Min } A_B &= 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = M_{\text{min}} A_B = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 140 \times 50 \\ &= 8.45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Min } A_B = \text{Min } A_H = 8.45 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$

Suivant H et B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32\text{cm} > \frac{H}{4} = 35\text{cm}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets suivant les deux sens

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IX.4. Les armatures des semelles.

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{min} (cm^2)	Nombre De barre	A_s (cm^2)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
$A_s(H)=A_s(B)$	1.58	4.5	3.04	8.45	8HA12	9.05	45	18

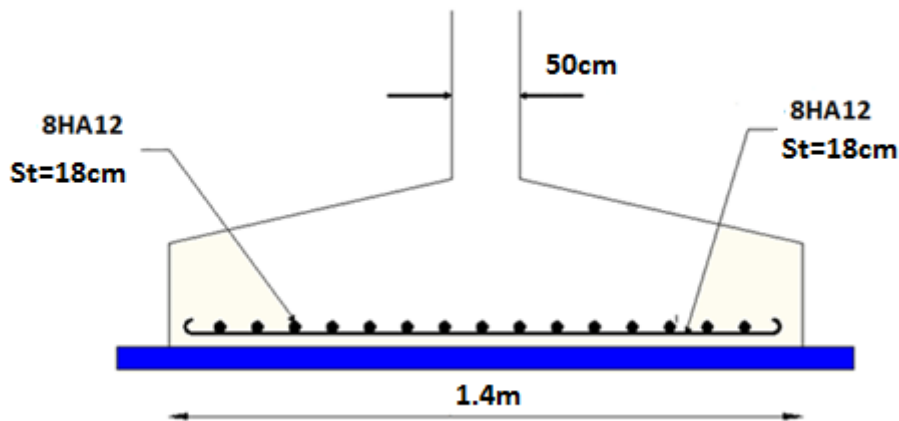


Figure IX. 2: Schéma de ferrailage de la semelle.

2.7 Dimensionnement de la semelle de potelet:

La surface de la platine du potelet

$$S = a \times b \text{ avec } Lp = 50\text{cm} \text{ et } Bp = 50\text{cm}$$

$$S = 50 \times 50 = 2500\text{cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 28.12\text{KN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{28120}{B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0.25\text{MPa}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{28120}{0.25}} = 33.53\text{cm}$$

Soit B=100cm, d'où : A=100cm

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A - a)}{4} = \frac{100 - 50}{4} = 12.5\text{cm} \\ \frac{(B - b)}{4} = \frac{100 - 50}{4} = 12.5\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend d=20cm

-**L'enrobage :**

$$c = 5\text{cm} \rightarrow h_t = d + c = 25\text{cm}$$

$$\text{on a : } \frac{h_t}{3} \leq h_t \leq \frac{h_t}{2} \rightarrow 10\text{cm} \leq h_t \leq 15\text{cm}$$

Soit $h_p = 15\text{cm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_c = \frac{N_e}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{avec : } N_t = N_{sd} + 1.35Ps$$

Ps : poids de la semelle

$$\gamma = 25\text{KN/m}^3$$

$$P_s = 25 \times 1 \times 1 \times 0.2 = 5KN$$

$$N_t = 28.12 + (1.35 \times 5) = 34.87KN$$

D'où :

$$\sigma_c = \frac{34870}{1000^2} = 0.035MPa < \sigma_{sol} = 0.25MPa$$

2.8 Calcul des armatures :

$$F_X = F_Y = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{28.12(100-50)}{8 \times 20} = 8.78 KN$$

$$\frac{F_X}{\bar{\sigma}_s} = A_X = \frac{8780}{\frac{400}{1.15}} = 0.19cm^2 \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{Xmin} = A_{Ymin} > A_X = A_Y \rightarrow A_X = A_Y = A_{min} = 3.01cm^2$$

$A_{S//A} = A_{S//B}$, on prend $4\phi 12 = 4,52cm^2$

Avec un espacement de 20 cm entre deux barres

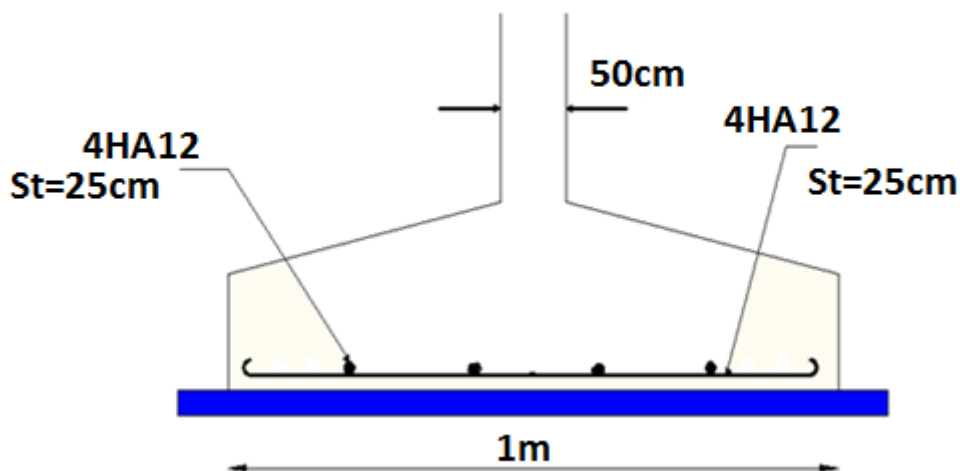


Figure IX.3: Schéma de la semelle de potelet.

IX.3. Calcul des longrines :

3.1 Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

3.2 Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(30x35) cm²

3.3 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 12 \text{ (zone II}_a\text{, site S}_3\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{385.75}{12} \right) = 32.14 KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{260.63}{12} \right) = 21.71 KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$\rightarrow A_s = \left(\frac{32.14 \times 10^{-3}}{348} \right) = 0.92cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$$5,51cm^2 < 6,79cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{260.63}{6} = 43.43 \text{ KN/ml}$$

La plus grande portée est : $l=5.91\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{866}{200} = 4.33\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 43.43 \times 866^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 107187.5} = 1.41\text{cm} < 4.33\text{cm} \quad \text{Verifiee}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min [20 \text{ cm}, 15\Phi]$

$$S_t < \min [20\text{cm}, 15 \times 1, 2] = 18\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

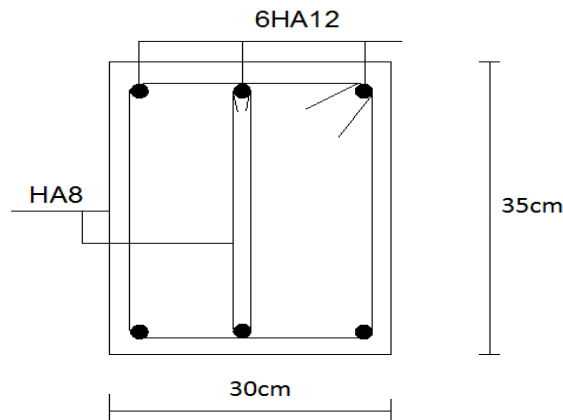


Figure IX.4: Schéma de ferrailage des longrines.

IX.4. Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=2\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

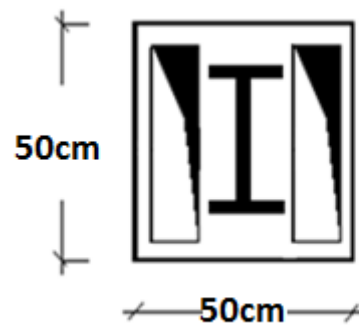


Figure IX.5: section du fut à ferrailer.

$$\text{On a : } \begin{cases} N_u = 385.75 \text{ KN} \\ M_u = 18.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.23}{385.75} = 0.047 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Donc ; le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} .

- **Calcul de M_{ua} :**

$$M_{ua} = N_u \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) \rightarrow M_{ua} = 163.25 \left(0.93 + \left(0.72 - \frac{0.56}{2} \right) \right)$$

$$M_{ua} = 223.65 \text{ KN.m}^2$$

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{223.65}{560 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

- **Calcul de A :**

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.069$$

$$z = 72(1 - 0.4 \times 0.069) = 70.01 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{223.65 \times 10^6}{70.01 \times 348} = 917.97$$

$$\text{Donc : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 917.97 - \frac{163.25 \times 10^3}{348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

- **Calcula de A_{\min} :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 560 \times 720 \times \frac{2.1}{400} = 4.86 \text{ cm}^2$$

→ On ferraille avec A_{\min}

Le choix de la section est :

$$A_{s,\min} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

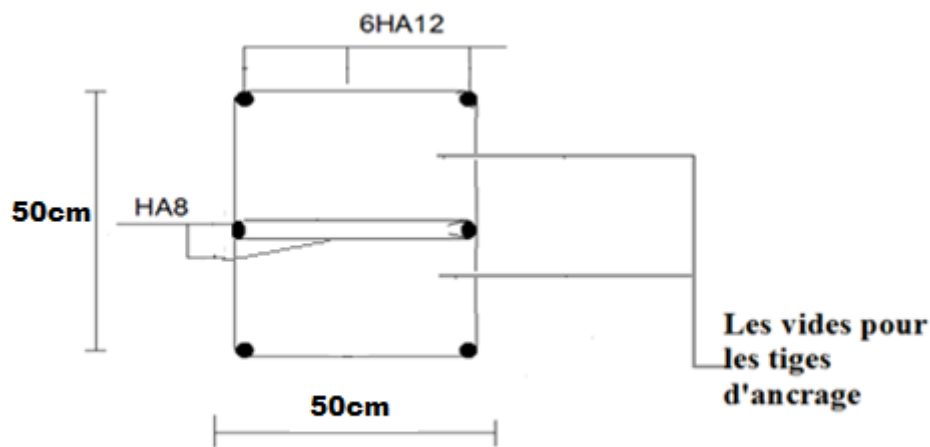


Figure IX.6: Schéma de ferrailage des futs.

X.1 : Introduction :

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous l'action du vent et du séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) \geq Σ moments renversants.

$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$

X.2. Action d'ensemble**X.2.1. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces**

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$, et F_{fr} respectivement données par :

-Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d * \Sigma W_e * A_{ref}$

-Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i * A_{ref}$

-Forces de frottements : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

[RNV2013, P : 58 ; Paragraphe 2.6.2]

X.2.1.1. Vent sur pignon (sens V1)**a/ Forces extérieures**

on a : $F_{w,e} = C_d * \Sigma W_e * A_{ref}$ et $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$

- **Parois verticales:**

Tableau X.1. Valeurs des forces extérieures pour les parois verticales sens V1

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref} (N)$
A	1	-787.785	67.2	-52939.152
B	1	-630.228	268.8	-169405.286
C	1	-393.893	504	-198522.072
D	1	630.228	676	426034.128
E	1	-236.335	676	-159762.46

Donc $F_{w,e} = -154594.842$ N

- **Toiture :**

Tableau X.2. Valeurs des forces extérieures pour la toiture sens V1

Zone	C_d	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$W_e * A_{ref} (N)$
F_{sup}	1	-2003.436	4.225	-8464.517
F_{inf}	1	-1748.833	4.225	-7388.819
G	1	-1262.999	84.5	-106723.415
H	1	-563.466	67.6	-38090.302
I	1	-479.989	825.5	-396230.919

Donc $F_{w,e} = -556897.972\text{N}$

b/ Forces intérieures:

On a : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$ et $W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$

▪ **Parois verticales:**

Tableau X.3. Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sens VI

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_i (N/m^2)$	$W_i * A_{ref} (N)$
A	67.2	-47.267	-3176.342
B	268.8	-47.267	-12705.37
C	504	-47.267	-23822.568
D	676	-47.267	-31952.492
E	676	-47.267	-31952.492

Donc $F_{w,i} = -103609.624\text{ N}$

▪ **Toiture :**

Tableau X.4. Valeurs des forces intérieures pour La toiture sens VI

Zone	$A_{ref} (m^2)$	$W_i (N/m^2)$	$W_i * A_{ref} (N)$
F_{sup}	4.225	-50.086	-211.613
F_{inf}	4.225	-50.086	-211.613
G	84.5	-50.086	-4232.267
H	67.6	-50.086	-3385.814
I	825.5	-50.086	-41345.993

Donc : $F_{w,i} = -49387.3\text{N}$

c / Forces de frottements :

On a : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

C_{fr} est le coefficient de frottement ;

on a des ondulations perpendiculaires au vent, donc c'est égal à 0.04

[RNV2013, P : 59 ; Tableau 2.8]

▪ **Parois verticales :**

Aire de la surface extérieure parallèle au vent :

$$A_{fr} = 2 * d * h = 2 * 70 * 12 = 1680\text{m}^2$$

Aire de la surface extérieure perpendiculaire au vent :

$$A = (2 \times 52 \times 12 = 1248) \times 4 = 4992\text{m}^2$$

On a l'aire totale de toutes les surfaces parallèle au vent est inférieure à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaire au vent, donc il n'y a pas lieu de calculer les forces de frottement.

[RNV2013, P : 59 ; Paragraphe 2.6.3]

- **Toiture**

$$q_p(z_e) = 834.765 \text{ N/m}^2$$

$$A_{fr} = (13.33 \times 4) \times 70 = 3732.4 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 834.765 \times 3732.4$$

$$F_{fr} = 124627.075 \text{ N}$$

[RNV2013, P : 60 ; Tableau 2.9]

d / Force totale exercée par le vent F_w

- **Parois verticales**

$$F_w = -258204.466 \text{ N}$$

- **Toiture**

$$F_w = -481658.197 \text{ N}$$

X.2.1.2. Vent sur long pan (sens V2)

a/ Forces extérieures

on a : $F_{w,e} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$ et $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$

- **Parois verticales:**

Tableau X.5. Valeurs des forces extérieures pour Les parois verticales sens V2

Zone	C_d	W_e (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$W_e \times A_{ref}$ (N)
A	1	-787.785	67.2	-52939.152
B	1	-630.228	268.8	-169405.286
C	1	-393.893	288	-113441.184
D	1	630.228	840	529391.52
E	1	-236.335	840	-198521.4

Donc $F_{we} = 217428.936 \text{ N}$

- **Toiture**

Tableau X.6. Valeurs des forces extérieures pour La toiture sens V2

Zone	C _d	W _e (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	W _e * A _{ref} (N)
F	1	-1454.161	4.225	-6143.83
F	1	-1454.161	4.225	-6143.83
G	1	-876.503	82.58	-72381.617
H	1	-408.2	819	-334315.8
I	1	-834.765	910	-759636.15
J	1	-834.765	910	-759636.15
K	1	-500.859	910	-455781.69

Donc : F_{we}= -2394039.067N

b / Forces intérieures :

On a : $F_{w,i} = \sum W_i * A_{ref}$ et $W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$

- **Parois verticales:**

Tableau X.7. Valeurs des forces intérieures pour les parois verticales sens V2

Zone	A _{ref} (m ²)	W _i (N/m ²)	W _i * A _{ref} (N)
A	67.2	-55.145	-3705.744
B	268.8	-55.145	-14822.976
C	288	-55.145	-15881.76
D	840	-55.145	-46321.8
E	840	-55.145	-46321.8

Donc F_{wi}= - 127054.08N

- **Toiture**

Tableau X.8. Valeurs des forces intérieures pour La toiture sens V2

Zone	A _{ref} (m ²)	W _i (N/m ²)	W _i * A _{ref} (N)
F	4.225	-58.433	-246.879
F	4.225	-58.433	-246.879
G	82.55	-58.433	-4823.644
H	819	-58.433	-47856.627
I	910	-58.433	-53174.03
J	910	-58.433	-53174.03
K	910	-58.433	-53174.03

Donc $F_{w,i} = -212696.119N$

c / Forces de frottements

On a : $F_{fr} = C_{fr} * q_p(z_e) * A_{fr}$

C_{fr} est le coefficient de frottement ; ondulation parallèle au vent ; donc c'est égal à 0.04

[RNV2013, P : 59 ; Tableau 2.8]

▪ Parois verticales :

Aire de la surface extérieure parallèle au vent :

$$A_{fr} = 2 * d * h = 2 * 52 * 12 = 1248m^2$$

Aire de la surface extérieure perpendiculaire au vent :

$$A = (2 \times 70 \times 12 = 1680) \times 4 = 6720m^2$$

On a l'aire totale de toute les surfaces parallèle au vent est inferieure à 4 fois l'aire totale de toute les surfaces extérieures perpendiculaire au vent, donc il n'ya pas lieu de calculer les forces de

▪ Toiture

Aire de la surface extérieure parallèle au vent :

$$A_{fr} = 2 * 2 * 26 = 104m^2$$

Aire de la surface extérieure perpendiculaire au vent :

$$A = (4 \times 70 \times 13.33 = 3732.4) \times 4 = 14929.6m^2$$

On a l'aire totale de toute les surfaces parallèle au vent est inferieure à 4 fois l'aire totale de toute les surfaces extérieures perpendiculaire au vent, donc il n'ya pas lieu de calculer les forces de

d / Force totale exercée par le vent F_w

▪ Parois verticales

$$F_w = 90374.856 N$$

▪ Toiture

$$F_w = -2606735.179N$$

X.3 : Détermination des moments renversants (M_R)

X.3.1 : Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (**Fwe h**)

- Une composante verticale (**Fwe v**)

a) Vent perpendiculaire au PIGNON V1 :

Forces extérieures : Fwe= $C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

Tableau X.9. Forces extérieures sens VI.

zone	FweH (KN)	FweV (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	426.03	0	13	0	5.5
E	-159.76	0	13	70	5.5
F ₁	0	-7.38	1.6	0.65	12.24
F ₂	0	-8.46	11.4	0.65	12.24
G	0	-106.72	3.21	0.65	12.48
H	0	-38.09	6.42	3.9	12.97
I	0	-396.23	6.42	38.25	12.97
F _r (toi)	-	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	-	-	-
	F _{weH} = 266.27	-	13	-49.42	5.5
	-	F _{weV} =- 556.88	5.82	27.62	12.85

Forces intérieures : F_{w,i} = $\sum W_i \times A_{ref}$

Tableau X.10. Forces intérieures sens VI.

zone	FweH (KN)	FweV (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-31.98	0	13	0	5.5
E	-31.98	0	13	70	5.5
F ₁	0	-0.21	1.6	0.65	12.24
F ₂	0	-0.21	11.4	0.65	12.24

G	0	-4.23	3.21	0.65	12.48
H	0	-3.38	6.42	3.9	12.97
I	0	-41.34	6.42	38.25	12.97
F _r (toi)	-	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	-	-	-
	F _{weH} = -63.96	-	13	35	5.5
	-	F _{weV} =-49.37	6.14	32.35	12.92

La force résultante:**Tableau X.11.** La force Fw résultante cas VI

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
F _{w,e}	266.27	0	13	-49.42	5.5
F _{w,e}	0	-556.88	5.82	27.62	12.85
F _{w,i}	-63.96	0	13	35	5.5
F _{w,i}	0	-49.37	6.14	32.35	12.92
F _{fr(p.v)}	0	0	-	-	-
F _{fr(toiture)}	0	0	-	-	-
Résultante Fw _H	202.31	0	13	-56.33	5.5
Résultante Fw _V	0	-606.25	12.44	28.05	12.85

➤ **Calcul du moment de renversement :**M_{R/XX}: moment renversant par rapport à l'axe XXM_{R/YY}: moment renversant par rapport à l'axe YYM_{R/XX} = F_v*Y_v = -606.25*28.05 = -17005.31 KN.mM_{R/YY} = F_h*X_h = 202.31*13 = 2630.03 KN.m➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 13$$

Avec :

W= 13384.13 KN : Poids totale du bâtiment.

$$M_s = 13384.13 \times 13 = 173993.69 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

b) Vent perpendiculaire au long pan sens V2:

$$\text{Forces extérieures : } F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$$

Tableau X.12. Forces extérieures V2.

zone	Fwe _H (KN)	Fwe _V (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	529.39	0	0	35	5.5
E	-198.52	0	26	35	5.5
F _{sup}	0	-6.14	1.6	0.65	12.24
F _{inf}		-6.14	1.6	68.375	12.24
G	0	-72.38	1.6	35	12.24
H	0	-334.31	12.35	35	12.48
I	0	-759.63	13.65	35	13.8
J	0	-759.63	17.22	35	12.48
K	0	-455.78	20.14	35	12.24
	Fwe _H =330.87	-	-15.6	35	5.5
	-	Fwe _v =-2394.01	15.41	35	12.85

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

Tableau X.13. Forces intérieures sens V2.

zone	Fwe _H (KN)	Fwe _V (KN)	Point d'application		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-46.32	0	0	35	5.5
E	-46.32	0	26	35	5.5
F _{sup}	0	-0.24	1.6	0.65	12.24
F _{inf}		-0.24	1.6	68.375	12.24
G	0	-4.82	1.6	35	12.24
H	0	-47.85	12.35	35	12.48

I	0	-53.17	13.65	35	13.8
J	0	-53.17	17.22	35	12.48
K	0	-53.17	20.14	35	12.24
	FweH=-92.64	-	13	35	5.5
	-	FweV=-212.66	10.01	35	12.74

La force résultante:

Tableau X.14. La force Fw résultante cas V3

	Action horizontale	Action verticale	Coordonnées du point d'application		
			x	y	Z
F _{w,e}	330.87	0	-15.6	35	5.5
F _{w,e}	0	-2394.01	15.41	35	12.85
F _{w,i}	-92.64	0	13	35	5.5
F _{w,i}	0	-212.66	10.01	35	12.74
F _{fr(p.v)}	0	0	-	-	-
F _{fr(toiture)}	0	0	-	-	-
Résultante Fw _H	238.23	0	16.61	35	5.5
Résultante Fw _V	0	-2606.67	14.96	35	12.84

➤ **Calcul du moment de renversement :**

M_{R/XX}: moment renversant par rapport à l'axe XX

M_{R/YY}: moment renversant par rapport à l'axe YY

$$M_{R/XX} = F_v \cdot Y_v = -2606.67 \cdot 35 = -91233.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/YY} = F_h \cdot X_h = 238.23 \cdot 16.61 = 3957 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = w \times 35$$

Avec :

W= 13384.13KN : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_s = 13384.13 \times 35 = 468444.55 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$: La stabilité longitudinale est vérifiée.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

X.3.2 : Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Tableau X.15. Réactions à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	3.36	5.02	121.15	3.20	2.88

N.B : Vu que l'effort Fz est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G$$

$$M_{R/xx} = 3.2 + 121.15 \times 13 = 1578.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = 2.88 + 121.15 \times 35 = 4243.13 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 13384.13 \text{ KN}$$

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$- M_{st/xx} = 13384.131 \times 13 = 173993.69 \text{ KN.m}$$

$$- M_{st/yy} = 13384.13 \times 35 = 468444.55 \text{ KN.m}$$

Tableau X.16. *Vérification au renversement sous l'effet du séisme*

Cas du séisme	M_R (KN.m)		M_{st} (KN.m)		$0,8 M_{st}$ (KN.m)	
	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y	Par rapport à l'axe x-x	Par rapport à l'axe y-y
	1578.15	4243.13	173993.69	468444.55	139194.95	374755.64

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

X.4. Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques, qui peuvent nous faire gagner en temps, en précision, et en fiabilité. La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à avoir certaines connaissances sur le **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES**

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- La hauteur de la structure joue un rôle défavorable sur les actions du vent.
- l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, pour avoir les meilleurs résultats possibles.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens .

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 2013.
- [2] Règlement Parasismique Algérien : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocodes. *Jaques Brozzetti, Manfred A. Hirt et Rolf Bez.* Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.
- [4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani.* Office des publications universitaires, 2009.
- [5] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel.* Eyrolles Paris, 2008
- [6] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [7] Regles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.
- [8] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [9] Calcul des Ouvrages en Béton Armé. *M. Belazougui.* Office des publications universitaires, 1986.

Annexe

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

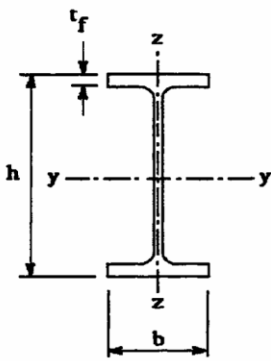
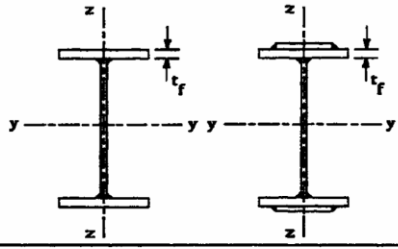
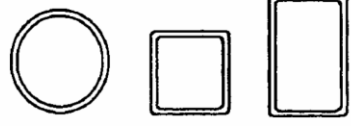
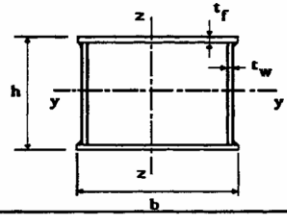

Tableau des armatures (1)

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

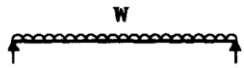
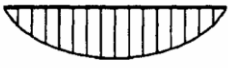
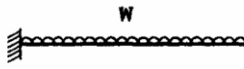

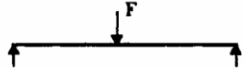
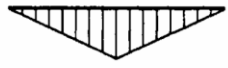
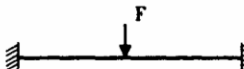

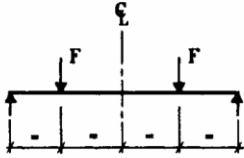

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

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 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

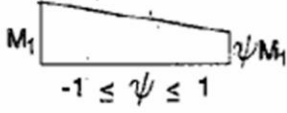
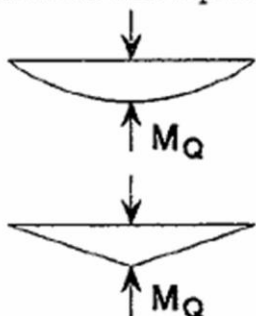
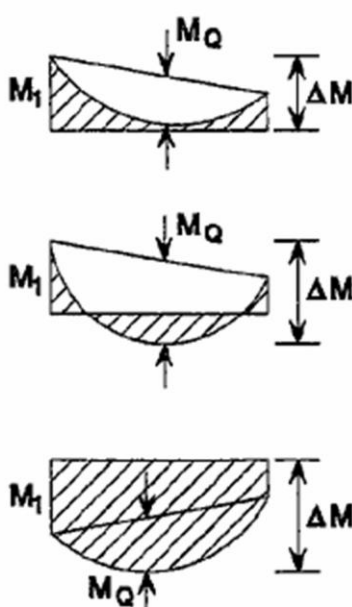
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2

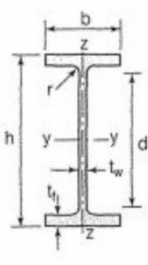
Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

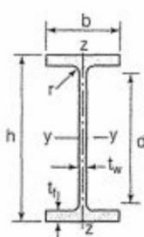
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

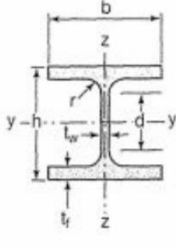
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

IPE
(suite)

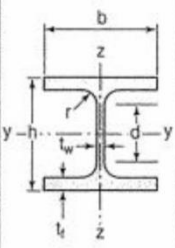
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

HEA		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

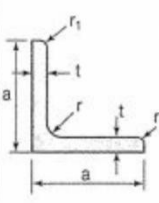
HEA
(suite)

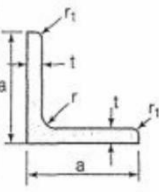
Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1:2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y		Pure compression								
	G	I_y	W_{ely}	W_{ply}	i_y	A_z	I_z	W_{elz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	y_s	y_m	S235	S355	S235	S355			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm x10								

UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
		Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul		
Axe yy = Axe zz											
a		a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}	i _y = i _z	
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66

Laminées marchands usuels											
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	Axe yy = Axe zz		
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

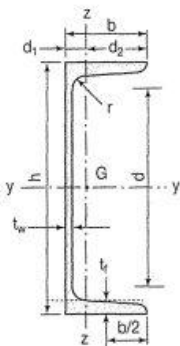
CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

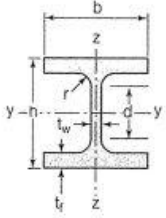
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



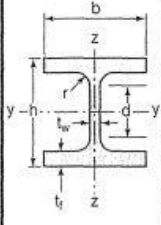
Inclinaison des ailes :
h ≤ 300 : 8 %
h > 300 : 5 %

**UPN
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
	I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16	
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81	
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15	
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68	
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39	
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55	
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90	
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00	
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70	
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50	
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00	
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40	

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
HEB		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	HEB 100	100	100	6,0	10	12	56	20,4	26,0
	HEB 120	120	120	6,5	11	12	74	26,7	34,0
	HEB 140	140	140	7,0	12	12	92	33,7	43,0
	HEB 160	160	160	8,0	13	15	104	42,6	54,3
	HEB 180	180	180	8,5	14	15	122	51,2	65,3
	HEB 200	200	200	9,0	15	18	134	61,3	78,1
	HEB 220	220	220	9,5	16	18	152	71,5	91,0
	HEB 240	240	240	10,0	17	21	164	83,2	106,0
	HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4
	HEB 280	280	280	10,5	18	24	196	103,1	131,4
	HEB 300	300	300	11,0	19	27	208	117,0	149,1
	HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	126,7	161,3
	HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	134,2	170,9
	HEB 360	360	300	12,5	22,5	27	261	141,8	180,6
	HEB 400	400	300	13,5	24	27	298	155,3	197,8
	HEB 450	450	300	14,0	26	27	344	171,1	218,0
HEB 500	500	300	14,5	28	27	390	187,3	238,6	
HEB 550	550	300	15,0	29	27	438	199,4	254,1	
HEB 600	600	300	15,5	30	27	486	211,9	270,0	
HEB 650	650	300	16,0	31	27	534	224,8	286,3	
HEB 700	700	300	17,0	32	27	582	240,5	306,4	
HEB 800	800	300	17,5	33	30	674	262,3	334,2	
HEB 900	900	300	18,5	35	30	770	291,5	371,3	
HEB 1000	1000	300	19,0	36	30	868	314,0	400,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
I_x		I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
HEB 100	449,5	89,9	4,16	104,2	9,0	167,2	33,4	2,53	51,4	21,1	9,25	
HEB 120	864,4	144,1	5,04	165,2	11,0	317,4	52,9	3,06	81,0	27,6	13,84	
HEB 140	1509,2	215,6	5,93	245,4	13,1	549,5	78,5	3,58	119,8	34,9	20,06	
HEB 160	2492,0	311,5	6,78	354,0	17,6	889,0	111,1	4,05	170,0	43,4	31,24	
HEB 180	3831,1	425,7	7,66	481,4	20,2	1362,5	151,4	4,57	231,0	52,4	42,16	
HEB 200	5696,2	569,6	8,54	642,5	24,8	2002,9	200,3	5,06	305,8	62,4	59,28	
HEB 220	8091,0	735,5	9,43	827,0	27,9	2842,7	258,4	5,59	393,9	73,0	76,57	
HEB 240	11259,3	938,3	10,31	1053,1	33,2	3921,9	326,8	6,08	498,4	84,7	102,69	
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78	
HEB 280	19270,3	1376,4	12,11	1534,4	41,1	6593,7	471,0	7,08	717,6	104,4	143,72	
HEB 300	25165,7	1677,7	12,99	1868,7	47,4	8562,1	570,8	7,58	870,1	118,2	185,05	
HEB 320	30823,5	1926,5	13,82	2149,2	51,8	9237,7	615,8	7,57	939,1	127,4	225,07	
HEB 340	36656,4	2156,3	14,65	2408,1	56,1	9688,5	645,9	7,53	985,7	133,7	257,20	
HEB 360	43193,5	2399,6	15,46	2683,0	60,6	10139,4	676,0	7,49	1032,5	139,9	292,45	
HEB 400	57680,5	2884,0	17,08	3231,7	70,0	10816,5	721,1	7,40	1104,0	149,5	355,75	
HEB 450	79887,6	3550,6	19,14	3982,4	79,7	11718,4	781,2	7,33	1197,7	161,7	440,48	
HEB 500	107175,8	4287,0	21,19	4814,6	89,8	12620,6	814,4	7,27	1291,6	174,0	538,44	
HEB 550	136690,9	4970,6	23,20	5590,6	100,1	13073,2	871,5	7,17	1341,1	180,3	600,33	
HEB 600	171041,1	5701,4	25,17	6425,1	110,8	13526,1	901,7	7,08	1391,1	186,6	667,18	
HEB 650	210616,1	6480,5	27,12	7319,9	122,0	13979,4	932,0	6,99	1441,4	192,9	739,20	
HEB 700	256888,4	7339,7	28,96	8327,1	137,1	14435,4	962,4	6,86	1495,0	199,5	830,94	
HEB 800	359083,6	8977,1	32,78	10228,7	161,8	14896,9	993,1	6,68	1553,1	206,3	946,02	
HEB 900	494064,7	10979,2	36,48	12584,1	188,8	15808,0	1053,9	6,53	1658,3	219,0	1137,47	
HEB 1000	644748,3	12895,0	40,15	14855,1	212,5	16267,3	1084,5	6,38	1716,3	225,3	1254,42	

HEB
(suite)