



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 de l'obtention du diplôme de Master en Génie
Civil*
Option : Constructions Métalliques

THEME

Etude d'un hangar industriel à versants multiples R+1

Réalisé par :

M^{elle}. KATTI Thiziri

M^{elle}. YAKOUBEN Nassima

Jury :

M^{me}. OUARI.N

Mr. HAZZAM Mustapha

Encadré par :

Mr. BENYESSAD Djamel

Promotion 2015



Remerciements

En premier lieu nous remercions Dieu, de nous avoir donné la force et la patience afin d'accomplir ce modeste travail.

Nos remercions éventuellement nos chers parents pour leurs encouragements et leurs soutiens tout au long de notre parcours universitaire.

Nous remercions tous les enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation, particulièrement notre promoteur Mr.BENYESSAD Djamel pour son suivi et ses conseils.

Nous remercions aussi Mr.Boutaghan et Mohand pour leur précieuse aide.



Dédicace :

*Je dédie ce modeste travail à ma défunte mère
A mes chers parents, mon Père, Hemou, yemma Baya et
Maméne
A mes grands parents yemma Zohra et jedi Amer
A mes frères et sœurs, A Soraya
A mes tantes et mes oncles, à tous mes amis, mes cousins
et cousines en particulier Dihia, à ma promo CM 2015,
Baby, Nacer , le prince
A ma sœur jumelle Laluche , à ma camarade et meilleur
amie Zizwi, à Kakouche et toutes les FOSK de D115 , à
Foufa et Nawel , Lili, Sarah à Khaled , Billal, Zikioue à
tous ceux qui nous ont quitter, aux moments vécus et
aux bons souvenirs, à tous ceux qui me sont chers et qui
trouvent leurs place dans mon cœur.*

Nassima.





Dédicace :

Je dédie ce travail à mes chers parents

A mes grands parents

A mes sœurs

A mes tantes et mes oncles

Mes cousins et cousines

A ma camarade et meilleurs amie Gloria

A tous mes collègues de la promo CM spécifiquement :

Nassima, Foufa, Nawel, Nabil, Nacer , le prince

A mes chères copines Kakouche, Rosa, Soussou, Siham,

Djaouida, Ouahiba, Nabila

A tous ceux qui me sont chers, et qui trouvent

Leurs places dans mon cœur.

Thiziri .



SOMMAIRE

Remerciements.....	II
Dédicaces.....	II
Tables des figures.....	IX
Tables des tableaux.....	XII
INTRODUCTION GENERALE	001
CHAPITRE I présentation de l'ouvrage	002
I. 2. Présentation de l'ouvrage	002
I .3. Règlements utilisés	003
I.4. Stabilité de la structure	003
I.5. Matériaux utilisés	003
CHAPITRE II Etude climatique	005
II.I Actions de la neige	005
II. 2. Actions du vent	006
II.2.1. Calcul des pressions sur les parois	009
II.2.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (N /S)	009
II.2.1.2. Vent perpendiculaire au long pan (E/W).....	014
II.3. Action d'ensemble.....	021
II.4. Conclusion.....	024
CHAPITRE III Dimensionnement des éléments de toiture	025
III. 1. Dimensionnement de la couverture.....	025
III. 2. Détermination des charges.....	026
III. 3. Combinaison d'action	027
III. 4. Pré dimensionnement	027
III. 5. Dimensionnement des pannes	028
III.5.1. Combinaison de calcul à L'ELU.....	028
III.5.2. détermination des sollicitations	028
III.5.3. vérification de la résistance des pannes	029
III.5.4. Vérification à L'ELS.....	031
III.6. Calcul des liernes.....	031

III.7. Calcul de l'échantignole.....	033
III.8. Conclusion.....	035

CHAPITRE IV calcul des éléments secondaires	036
--	------------

IV.1.Calcul des charges et surcharges	036
IV.2.Pré dimensionnement.....	037
IV. 3. Détermination des sollicitations.....	037
IV. 4. Vérification de la flèche.....	040
IV.5.Dimensionnement des potelets	040
IV.5.1 Détermination des charges.....	041
IV.5.2 pré dimensionnement	041
IV.6. Vérification à la résistance du potelet	042
IV.7.Conclusion	044

CHAPITRE V Etude des systèmes de contreventements	045
--	------------

V.1 Calcul du contrevent horizontal (poutre au vent).....	045
V.1.1Définition	045
V.1.2 Evaluation des efforts horizontaux.....	045
V.1.3 dimensionnement de la diagonale	046
V.1.4 Vérification des montants.....	047
V.2 Calcul de la poutre sablière.....	047
V.2.1 pré dimensionnement	048
V.2.2. Vérification de la résistance de la poutre sablière.....	048
V.2.2.1 Vérification aux instabilités	048
V.2.2.2 Vérification de la résistance.....	049
V. 2.2.3Vérification à l'effort normal	050
V.3 Calcul du contrevent vertical (palées de stabilité)	050
V.3.1 Palée de stabilité en X	050
V.3.1.1 Pré dimensionnement.....	050
V.3.1.2 Vérification de la condition de résistance	051
V.5 Conclusion	051

CHAPITRE VI Etude du plancher mixte	052
--	------------

VI.1 Méthode de construction	052
VI.2 Etude de la dalle collaborant	053
VI.2.1. Evaluation des charges	053
VI.2.2. Vérification des solives.....	054
VI.2.2.1. Phase de construction.....	054
VI.2.2.2. Phase finale.....	055
VI.3. Calcul des goujons connecteurs	060
VI.3.1. Vérification dessoudures.....	063
VI.4. Calcul de la poutre maitresse	063
VI.4.1. Vérification de la poutre maitresse	063
VI.4.2. Calcul des goujons connecteurs.....	069
VI.4.2.1. Vérification des soudures.....	070
VI.5 Conclusion	071
CHAPITRE VII Etude des portiques	072
VII.1. Pré dimensionnement des traverses	072
VII.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	072
VII.1.2. Combinaison des charges les plus défavorables.....	072
VII.1.3. Vérification de la condition de flèche	073
VII.1.4. Vérification a la résistance	073
VII .2. Pré dimensionnement des poteaux	074
VII.2 .1 Définition.....	074
VII.2.2. Evaluation des charges et surcharges	074
VII.2.3. Détermination de l'effort N par la descente de charge.....	075
VII.2.4. Vérification au flambement.....	075
VII.3. Conclusion	076
CHAPITRE VIII Etude de l'escalier	077
VIII.I. Introduction	077
VIII.2. Calcul des marches	077
VIII. 3. Evaluations des charges	079
VIII. 3.1. Volée	079
VIII. 3.2. Palier	080
VIII.4. Dimensionnement des éléments porteurs	090

VIII.5. Vérification de la résistance et la flèche.....	082
VIII.5.1. Vérification de la flèche.....	082
VIII.5.2. Vérification de la résistance	082
VIII .6. Conclusion	082
CHAPITRE IX Etude sismique	083
IX.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	083
IX.2. Choix de la méthode.....	083
IX.3. Calcul de la force sismique.....	083
IX.4. Estimation de la période fondamentale	085
IX.5. La méthode modale spectrale.....	087
IX.5.1. Principe de la méthode spectrale	087
IX.5.2. Spectre de réponse de calcul	087
IX.5.3. Nombre de modes de vibrations à considérer	088
IX.5.4. Résultat de calcul	088
IX.5.5. Analyse des résultats	090
CHAPITRE X Vérification des éléments	093
X. Introduction.....	93
X.1. Vérification des traverses.....	93
X.1.1. Vérification de la section à la résistance	93
X.2. Vérification des poteaux	95
X.2.1. Vérification à la résistance	96
X.2.2. Vérification de l'effort tranchant	96
X.2.3. Vérification à l'effort normal	96
X.2.4. Vérification au moment fléchissant	97
X.2.5. Vérification de l'élément aux instabilités	97
X.3. Vérification de la poutre au vent	99
X.4. Vérification des palées de stabilités	100
.	
CHAPITRE XI Calcul des assemblages	101
XI.1 Introduction.....	129

XI .1 Assemblages poteau- traverse	103
XI.1.1 Assemblage poteau platine.....	104
XI.1.2. Assemblage platine traverse.....	107
XI .2. Assemblage traverse – traverse	108
XI .2 .1. Assemblage platine traverse.....	111
XI .3. Assemblage poteau-poutre secondaire	111
XI.3.1 Assemblage poteau platine.....	112
XI.3.2. Assemblage platine poutre	115
XI .4. Assemblage Poteau –poutre maitresse	115
XI .4.1. Dimensionnement des boulons	116
XI .4 .2. Vérifications nécessaires	117
XI.5. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre maitresse)	118
XI .5.1 Dimensionnement des boulons	118
XI .5.2. Vérifications nécessaires.....	119
XI.6. Assemblage de l'échantignolle	120
XI .7. Assemblage du Contreventement vertical	121
XI .7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	121
XI .7.2 Vérification à la pression diamétrale	122
XI .7.3. Vérification des cordons de soudure poteaux gousset	123
XI .8. Assemblages du contreventement horizontal	124
XI .8.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset	124
XI .8.2. Vérification à la pression diamétrale	125
XI .8.3. Vérification de cordons de soudure gousset traverse	125
XI .9. Assemblage du Pieds de poteau encastré	126
XI.9.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	128
XI.9.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	129
XI .10. Assemblage du pied de potelet	130

CHAPITRE XII Etude de l'infrastructure	132
---	------------

XII.1. Calcul des fondations	132
XII.1.1. Détermination des sollicitations.....	132
XII.1.2. Pré dimensionnement de la semelle du poteau	133
XII.1.3. Dimensionnement de la semelle.....	134

XII.1.4.Vérification des contraintes	135
XII.1.5.Vérification de la stabilité au renversement.....	135
XII.1.6. Détermination des armatures de la semelle.....	136
XII .2.Fondation sous potelet.....	139
XII.3. Calcul des longrines	142
XII.3.1. Pré dimensionnement	142
XII.3.2. Ferrailage	142
XII.4. Le fut	143
XII.4.1. Ferrailage du fut	144
CHAPITRE XIII Stabilité Globale	146
XIII.1 Détermination des moments renversants (M_R)	146
XIII.1.1. Cas du vent	146
XIII.1.1.1.Vent sur façade principale avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0,8$).146	
XIII.1.1.2 Vent sur façade secondaire avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0,8$).....	148
XIII.1.2. Cas du séisme.....	146
CONCLUSION GENERALE	151
ANNEXES	
BIBLIOGRAPHIE	

Tables des Figures

Figure. I.1 : Panneau sandwich.....	004
Figure II.1 : valeur de la charge caractéristique de la neige.....	006
Figure II.2: Répartition de la pression dynamique.....	008
Figure II.3: Les directions principales du vent.....	009
Figure II.4 : Répartition des surfaces du vent sur pignon.....	010
Figure II.5. : Légende pour les parois verticales.....	010
Figure II.6 : valeurs des surfaces de chaque zone.....	011
Figure II.7 : disposition des ouvertures sur la structure.....	012
Figure II.8. : Légende pour les parois verticales.....	015
Figure II.9. : Légende pour les toitures a versants multiples.....	016
Figure II.10 : Disposition des ouvertures sur la structure.....	017
Figure II.11 : force résultante R.....	022
Figure II.12 : Représentation des surfaces sens du vent V1.....	022
Figure II.13 : Représentation des surfaces sens du vent V2.....	023
Figure III.1 : disposition des pannes sur les traverses.....	025
Figure III.2 : schéma statique de la charge d'entretiens.....	026
Figure III .3 : schéma statique des liernes.....	032
Figure III.4 : Schéma statique de l'échantignole.....	033
Figure III .5 : schéma statique des charges appliquées.....	033
Figure III.6 : dimensions de l'échantignole.....	035
Figure IV.1 Disposition des lisses de bardage.....	036
Figure IV.2 : Schéma statique de la lisse sous la charge du vent.....	037
Figure IV.3 : schéma statique de laisse sous chargement.....	037
Figure. IV .4 : Vue du pignon.....	041
Figure IV.5 : Schéma statique du potelet.....	042
Figure V.1 : vue en plan.....	045
Figure V.2 : Vue sur pignon.....	046
Figure V.3 : schéma statique de la poutre au vent.....	046
Figure V.4 : schéma statique d'une partie de la poutre au vent.....	047
Figure V.5 : schéma statique de la poutre sablière.....	048
Figure V.6 : schéma statique du contreventement vertical.....	050
Figure VI.1 : Plancher mixte acier-béton.....	052
Figure VI.2: Schéma statique de la solive.....	054
Figure VI.3: Largeur de la dalle effective	057
Figure VI.4 : Schéma des connecteurs.....	061
Figure VI.5 : Caractéristique de connecteur.....	061

Figure VI.6 : Sommier sous charge répartie.....	063
Figure VI.7: Largeur de la dalle effective.....	066
Figure VIII.1 Schéma statique de l'escalier.....	077
Figure VIII.2 : les constituants d'une marche.....	078
Figure IX.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.....	087
Figure IX.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	088
Figure X.1 : Traverse la plus sollicitée.....	093
Figure X.2 : Poteau le plus sollicité.....	096
Figure X.3 : Diagonale la plus sollicitée dans la poutre au vent.....	099
Figure X.4 : Diagonale la plus sollicitée dans la palée de stabilité.....	100
Figure XI.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse.....	102
Figure XI.2 : Vue de l'assemblage poteau-traverse.....	108
Figure XI.3: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	108
Figure XI.4: Vue de l'assemblage traverse-traverse.....	111
Figure XI.5: Représentation de l'assemblage poteau-poutre secondaire.....	111
Figure XI.6: Vue de l'assemblage poteau-poutre secondaire.....	115
Figure XI.7: Représentation de l'assemblage poteau-poutre maitresse.....	116
Figure XI.8: Vue de l'assemblage poteau-poutre maitresse.....	117
Figure XI.9: Représentation de l'assemblage poutre maitresse-solive	119
Figure XI.10: Vue de l'assemblage poutre maitresse-solive	120
Figure XI.11 : Vue de face de l'échantignole.....	120
Figure XI.12 : Représentation de l'assemblage de la palée de stabilité	122
Figure XI.13 : Vue de l'assemblage de la palée de stabilité.....	123
Figure XI.14 : Représentation de l'assemblage de la poutre au vent	125
Figure XI.14 : Vue de l'assemblage de la poutre au vent	126
Figure XI.16 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	127
Figure XI.16 : vue du pied de poteau	128
Figure XI.17 : Représentation du pied de poteau	130
Figure XI.18 : Représentation du pied de potelet.....	131
Figure XI.19 : Vue du pied de potelet.....	131
Figure XII.1 : Dimension de la semelle du poteau	133
Figure XII.2: Schéma de ferrailage de la semelle du poteau.....	138
Figure XII.3 : la dimension de la semelle de potelet.....	141
Figure XII.4: Schéma de ferrailage de la semelle de potelet.....	141
Figure XII.5: Schéma de ferrailage des longrines.....	143
Figure XII.6 : fut en béton armée	143
Figure XII.7 : Schéma de ferrailage des futs.....	145

Figure XIII.1 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan $C_{pi}=+0,8$	148
Figure XIII.2 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur pignon $C_{pi}=+0,8$	149

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : valeur de la pression dynamique.....	08
Tableau II.2 : valeurs des surfaces de chaque zone.....	010
Tableau II.3 : Les coefficients de C_{pe} à chaque zone des parois verticales.....	010
Tableau II.4 : Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture.....	011
Tableau II.5 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=+0,8$	013
Tableau II.6 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture pour $C_{pi}=+0,8$	013
Tableau II.7 : Les coefficients à chaque zone de parois verticales.....	013
Tableau II.8 : Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture.....	014
Tableau II.9 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}= 0,28$	014
Tableau II.10 : Valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=0,28$	014
Tableau II.11 : Valeurs des surfaces de chaque zone.....	015
Tableau II.12 : les coefficients à chaque zone de parois vertical.....	015
Tableau II.13 : Surfaces des zones de toitures.....	016
Tableau II.14 : Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture.....	017
Tableau II.15 : Valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi}=+0,8$	018
Tableau II.16 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,8$	018
Tableau II.17 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,8$	019
Tableau II.18 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=+0,8$	019
Tableau II.19 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}= -0,5$	019
Tableau II.20 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=-0,5$	019
Tableau II.21 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=-0,5$	020
Tableau II.22 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=-0,5$	020
Tableau II.23 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour $C_{pi}=0,28$...	022
Tableau II.24 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour $C_{pi}=+0,8$...	023
Tableau II.25 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour $C_{pi}=+0,8$...	023
Tableau II.26 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour $C_{pi}= -0,5$...	024
Tableau II.27 : les valeurs des zones du vent les plus défavorables.....	024

Tableau III.1 : Caractéristique du panneau sandwich.....	025
Tableau IV.1 : caractéristiques du panneau de bardage.....	036
Tableau IV.2 Caractéristique du profilé UPE 140.....	037
Tableau IV.3 : Caractéristique du profilé	042
Tableau V.1 : valeurs des efforts F_i pour chaque surface.....	046
Tableau VII.1 : Caractéristique du profile IPE450.....	073
Tableau IX.1 : Pénalité de vérification.....	086
Tableau IX.2 : Pourcentage de participation de masse.....	088
Tableau IX.3 : Combinaisons de calcul.....	091
Tableau IX.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	091
Tableau IX.5 : déplacements max en situation durable.....	092
Tableau IX.6 : déplacements max en situation accidentelle.....	092
Tableau XI.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.....	101
Tableau: XI .2 Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.....	102
Tableau: XI .3 : Principales caractéristiques géométriques	103
Tableau XI.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	121
Tableau XI .5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	124
Tableau XII. 1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA280.....	132
Tableau XII .2 : Vérification des contraintes dans les deux sens.....	135
Tableau XII.3 : Les armatures des semelles.	138
Tableau XIII.1 : vent sur pignon $C_{pi}=+0,8$.....	147
Tableau XIII.2 : vent sur long pan $C_{pi}=+0,8$.....	148
Tableau XIII. 1: Réactions à la base dues aux effets sismiques.....	150
Tableau XIII. 2: Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	151

INTRODUCTION GENERALE

Le **génie civil** représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. La conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation de l'ouvrage sont réalisés par un ingénieur en Génie civil, ceux dans les normes de protection de la population ainsi que l'environnement.

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. C'est le cas de certains bâtiments du tertiaire (halles, hypermarchés, gymnases, salles polyvalentes...) où le choix d'une ossature métallique permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux. En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) les charges transmises au sol sont considérées allégées.

Rapidement installée, l'ossature métallique octroie un gain de temps considérable de 30 % dans les travaux de construction.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation on va étudier un ouvrage en construction métallique, qui est un hangar industriel à versants multiple R+1 implanté à Beni Mensour wilaya de Bouira.

L'essentiel de notre travail consiste à faire une étude climatique, dimensionnement des éléments de toiture, pré dimensionnement des éléments secondaire (Lisses de bardage, potelets, systèmes de contreventement), étude de plancher mixte, étude de l'escalier, étude des portiques, en suite on modélise notre structure par le logiciel ROBOT avec une étude sismique qui s'en suit, la vérification des éléments, les assemblages, l'infra structure et en fin la vérification de la stabilité globale.

I.1. Introduction :

Dans le présent mémoire nous allons appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus au sein de l'université de Bejaïa sur un projet réel, qui consiste à étudier les différents éléments constituant une ossature métallique, en s'appuyant sur la réglementation en vigueur, afin d'assurer la stabilité globale.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est une unité de transformation alimentaire, la structure est à versant multiples composée d'un rez de chaussée qui sert d'espace de travail et de stockage et le premier étage fait avec des mezzanines sert de bureaux et réfectoire....etc. Notre structure est implantée dans la région de Beni Mansour wilaya de Bouira reconnue comme site plat, classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 2003**) comme zone de moyenne sismicité zone **IIa**.

Dimensions de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur de l'ouvrage (long-pan) : **41.60m**
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : **48.30m**
- Hauteur de l'ouvrage (au sommet du faitage) : **10.90m**
- Hauteur des poteaux : **9.50m**
- Pente de versant : **12%**
- Ouvertures :

Du côté du nord :

6 × (3 × 1.20)
4 × (0.8 × 0.7)

Portes :

2 × (3,5 × 3,2)
1 × (2,5 × 1,6)

Du côté du sud :

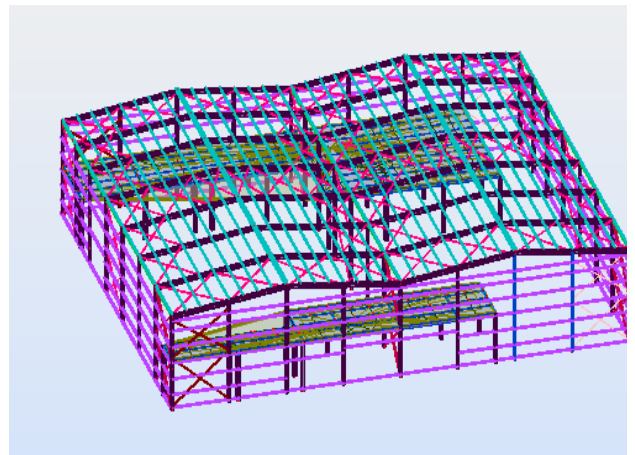
6 × (3 × 1,2)
5 × (1,2 × 0,7)

Porte :

1 × (2,1 × 1,2)

Du côté est :

1 × (3,5 × 3)



I.3. Règlements Utilisée :

Les règlements utilisés pour la réalisation de notre étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) **D.T.R-B.C-2.48**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22**.
- Règles neige et vent (**RNVA99**) **D.T.R-C2.47**.
- Règles de calcul des fondations **superficielles D.T.R-B.C-2.33**.
- Eurocode 4, Eurocode 3.

I.4. Stabilité de la structure :

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par une succession de portiques transversaux travaillant suivant l'axe fort. La stabilité longitudinale est réalisée par deux poutres au vent de pignon disposées aux extrémités.

I.5. Matériaux utilisés :

a) Acier utilisé pour la structure :

Les nuances de l'acier et leurs résistances sont données par les normes européennes EN 10 025. La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est S 235 qui présente les meilleures caractéristiques de ductilité par rapport aux autres nuances.

L'acier de construction utilisé pour ce projet doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$.
- La déformation ultime $\epsilon_u \geq 20$ fois la déformation élastique.
- l'allongement à la rupture doit être supérieur à **15%**

Les valeurs des propriétés mécaniques utilisées pour les calculs sont comme suit :

- Module d'élasticité longitudinale : **E = 210000Mpa.**
- Module d'élasticité transversale : **G = E / 2(1+ν) = 0,42.E.**
- Coefficient de Poisson: **ν = 0,3.**
- Coefficient de dilatation thermique : **α = 12.10⁻⁶.**
- Masse volumique : **ρ = 7850 Kg/m³.**

b) Acier utilisé pour les couvertures et les bardages :

Le panneau sandwich, est un composant monobloc constitué de deux parements en tôle d'acier galvanisé, pré laquée et d'un noyau de mousse dure polyuréthane. Cette conception permet d'obtenir un panneau composite ayant une portance élevée et une grande rigidité. L'utilisation des panneaux sandwich s'étend à tous les types de construction :

- Constructions industrielles (usines, entrepôts, centrales thermiques etc...)
- Isolation de murs extérieurs
- Aménagement intérieur
- Modernisation des bâtiments anciens
- Bâtiments commerciaux, grandes surfaces, bureaux, complexes sportifs, etc...

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain du temps appréciable au montage
- Leur inconvénient se situe dans l'étanchéité des joints.

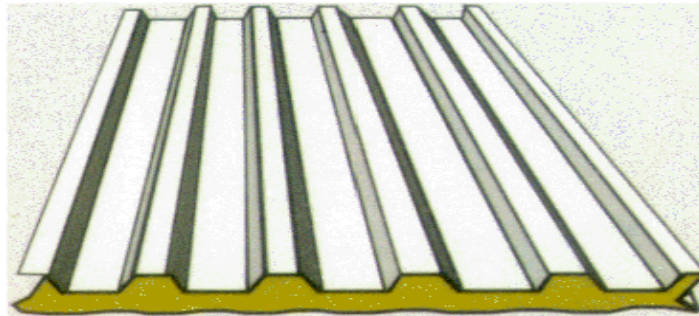


Figure. I.1 : Panneau sandwich

Le système d'isolation thermique adopté impose des panneaux sandwichs de couverture de type TL75 et de bardage de type LL 35

c) Béton utilisé :

Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 400Kg/m^3 de ciment ordinaire CPJ325 dont les résistances caractéristiques :

- à la compression est de $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

d) Acier d'armature :

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

ETUDE CLIMATIQUE

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi par les actions dû au vent d'un autre côté sur un bâtiment industriel en construction métallique. Le règlement sur lequel s'appuie notre étude est le RNV99, et les charges de base sont tirées du DTR Algérien. Les caractéristiques de la structure sont :

- Structure implantée dans la wilaya de Bouira (Béni Mensour).
- Site plat

Terrain de catégorie III zone suburbaine (industrielle).

II.1. Actions de la neige :

La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNVA99 par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k$$

Où :

S_k : valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA99 en fonction de site et de l'altitude.

Bejaia appartient à la zone B, et l'altitude $H = 320m$.

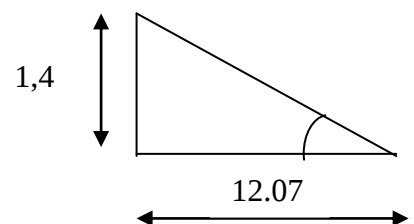
$$\text{Donc : } S_k = \frac{0.04H+10}{100} = 0.228 \text{ Kn/m}^2$$

La toiture est à quatre versants, le coefficient de forme à ($\alpha=6.84^\circ$)

(Tableau 6.3 du RNVA99).

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \implies \mu_1 = 0,8 \quad \mu_3 = 0,8 + 0,8\left(\frac{\alpha}{30}\right) = 0,98$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{\text{côté opposé}}{\text{côté adjacent}} \implies \arctg \frac{1,4}{12,07} = 6.84^\circ$$



-Au sommet du Versants intermédiaires : $\alpha = 6.84^\circ < \alpha < 30^\circ \mu_1 = 0,8$

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \times 0.228 = 0.182 \text{ KN/m}^2.$$

-Au bas du Versant intermédiaires: $\alpha = 6.84^\circ < \alpha < 30^\circ$

$$\mu_3 = 0,98 \quad S = \mu \cdot S_k = 0,98 \times 0.228 = 0,223 \text{ KN/m}^2.$$

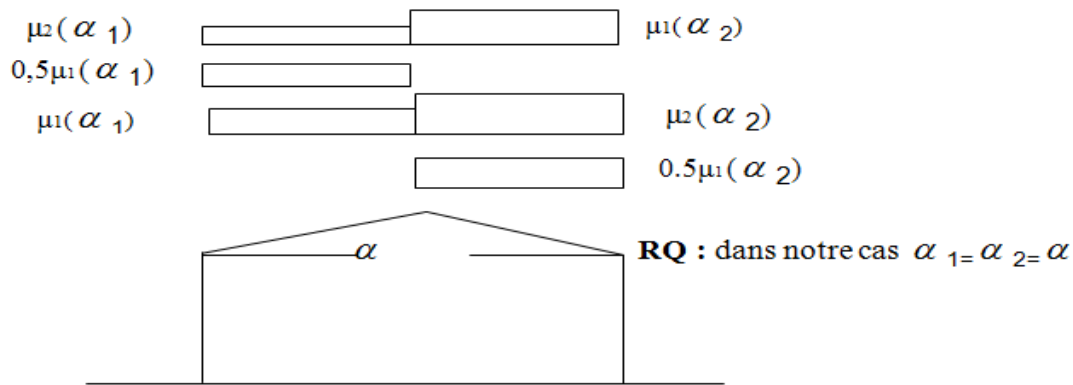


Figure II.1 : valeur de la charge caractéristique de la neige.

II.2. Actions du vent :

Introduction :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA99.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain.
- Position dans l'espace : (construction reposant sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois : (ses ouvertures totales).

❖ Coefficients de calcul

a-Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence comme suite:
 $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 du RNVA99)

b-Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle
 D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,22$
 - Le paramètre de rugosité $z = 0,3$.
 - La hauteur minimale $z_{\text{min}} = 8 \text{ m}$.
- (Tableau 2.4, RNVA99).

c-Coefficient de topographie :

Le site plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$ (Tableau 2.5, RNVA99).

d- Calcul de coefficient dynamique C_d

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

- Vent perpendiculaire au long-pan $\rightarrow C_d = 0,90$.
- Vent perpendiculaire au pignon $\rightarrow C_d = 0,89$.

Comme $C_d < 1.2$, on considère que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux sens du vent. (Figure 3.4, RNVA99)
(La valeur de C_d est déterminée à partir de l'annexe 1)

❖ Détermination de la pression dynamique :

Vu que la structure est de hauteur égale à 10.90 qui n'est pas loin de 10m. Des vérifications ont été faites selon la subdivision de notre structure en n éléments de surface, cela nous a conduit aux mêmes résultats que si on considère la structure comme un seul élément. Donc il n'y a pas eu lieu de subdiviser le maître couple en n éléments de surface.

a- Détermination de coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \cdot \ln(Z/Z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \\ C_r(Z) = K_T \cdot \ln(Z_{\min}/Z_0) & \text{pour } Z \leq Z_{\min}. \end{cases} \quad (\text{§ 4.3 chapitre II RNVA99})$$

Où :

K_T : coefficient de terrain ($K_T = 0,22$).

Z : hauteur considérée (au centre des surfaces) terrain de catégorie (TAB2.4RNA99).

$Z_0(\text{m})$: paramètre de rugosité ($Z_0 = 0,3$).

$Z_{\min}$: hauteur minimale ($Z_{\min} = 8\text{m}$)

D'où :

$$\begin{cases} C_r(4.75) = 0,22 \cdot \ln(8/0,3) = 0.721 & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \\ C_r(10.90) = 0,22 \cdot \ln(10.90/0,3) = 0.789 & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \end{cases}$$

b-Détermination du coefficient de topographie :

$C_t(Z)$ est déterminé comme suit :

Vu que notre site est plat donc $C_t(Z)$ est pris égal à 1 (Tableau 2.5 de RNVA99)

c- Détermination des coefficients d'exposition :

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. Puisque notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques on utilise la formule donnée dans le RNVA99 (chapitre 1 § 3.2):

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_t} \right]$$

Où :

K_T : coefficient de terrain $K_T = 0,22$.

C_r : coefficient de rugosité. $C_r = 0.722$

C_t : coefficient de topographie $C_t = 1$.

✓ Pour la toiture :

$$C_e(10.90) = 1^2 \times 0.789^2 \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.789} \right] = 1.817$$

✓ Pour les parois verticales :

$$C_e(4.75) = 1^2 \times 0.721^2 \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.721} \right] = 1.63$$

Valeurs de pression dynamique :

La pression dynamique est donnée comme suit :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \cdot C_e(z_j) \left[\text{N} / \text{m}^2 \right] \quad (\text{Tableau 2.12 du RNVA99})$$

Avec :

q_{ref} : la pression de référence en fonction de la zone. Bejaia zone I $\Rightarrow q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$

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

D'où :

$$q_{\text{dyn}}(10.90) = 681.37 \text{ N/m}^2$$

$$q_{\text{dyn}}(4.75) = 611.25 \text{ N/m}^2$$

Tableau II.1 : valeur de la pression dynamique

	Toiture	Parois vertical
q réf N/m²	375	375
Ce	1.817	1.63
q dyn N/m²	681.37	611.25

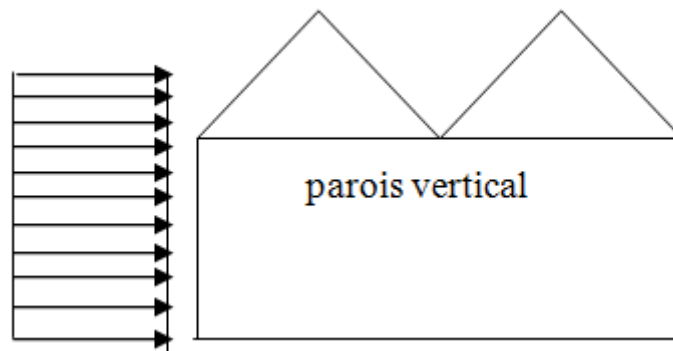


Figure II.2: Répartition de la pression dynamique.

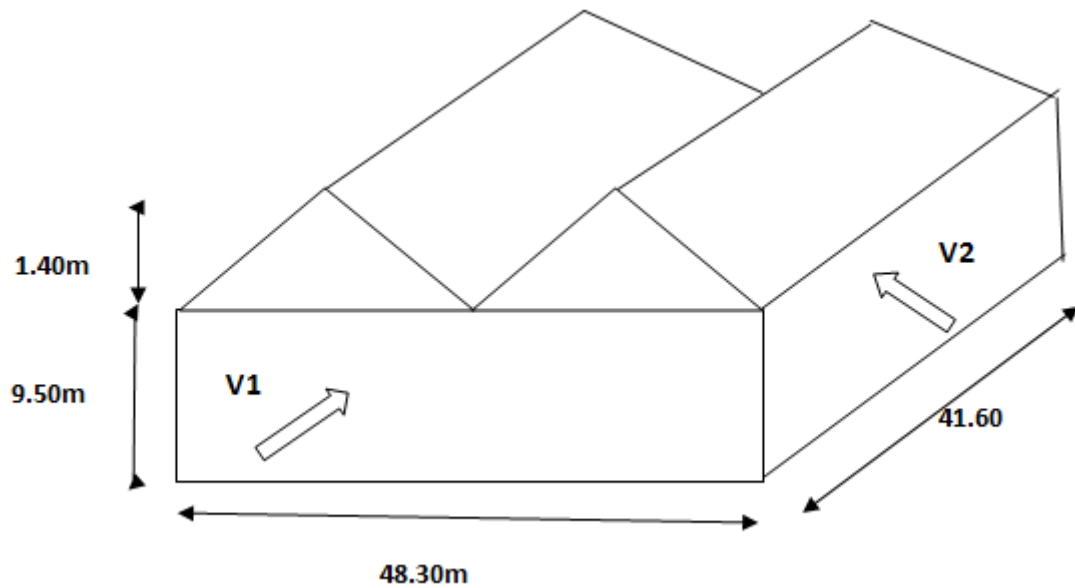


Figure II.3: Les directions principales du vent

II.2.1. Calcul des pressions sur les parois :

II.2.1.1. Vent perpendiculaire au pignon (N /S) :

a) Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

• Parois verticales :

Selon le RNVA99 chapitre 5 paragraphe 1.1.2, les différentes zones de pression sont illustrées sur la figure (5-1).

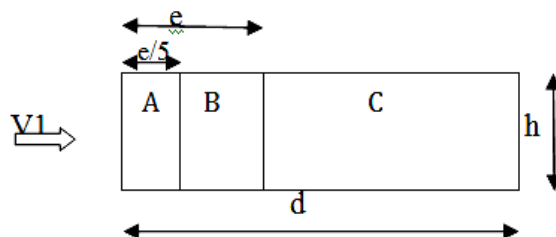
Dans notre cas :

$$b = 48.30\text{m} \quad d = 41.60\text{m} \quad h = 10.90\text{m} \quad e = \min(48.30 ; 2 \times 10.90) = 21.8\text{m}.$$

- ✓ $d = 41.60\text{m} > e = 21.8\text{m}$
- ✓ $e = 21.8\text{m}$
- ✓ $e/5 = 4.36\text{m}$
- ✓ $e/4 = 5.45\text{m}$
- ✓ $e/10 = 2.18\text{m}$

$$\text{Zone A} \implies e/5 = 4.36\text{m} \quad \text{Zone B} \implies e - A = e - e/5 = 17.44\text{m}$$

$$\text{Zone C} \implies d - e = 19.80\text{m}$$



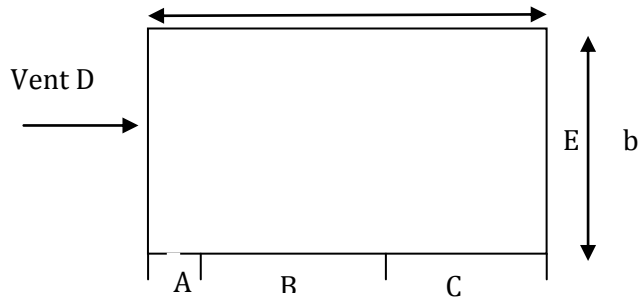


Figure II.4 : Répartition des surfaces du vent sur pignon

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on se réfère au tableau 5-1 du RNVA99 :

Tableau II.2 : valeurs des surfaces de chaque zone.

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

- toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2 \Rightarrow C_{pei}=C_{pe10}$.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3: Les coefficients de C_{pe} à chaque zone des parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
coefficient	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

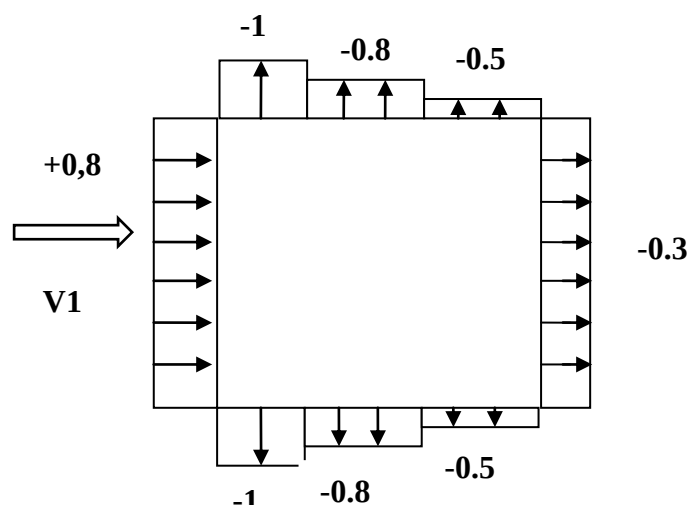


Figure II.5. : Légende pour les parois verticales.

• **Toiture :**

Pour un vent dont la direction est parallèle à la génératrice ($\theta = 90^\circ$) ; les coefficients de forme de chaque versants s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant.

Zones de pression sont données par (chapitre 1§1.8.1) le RNVA99 comme suit :

$\theta = 90^\circ$

Pour cette direction du vent:

- ✓ $e = \min(b, 2h) = 21.80\text{m}$
- ✓ $d > e = 21.80\text{m}$
- ✓ $e/2 = 10.90\text{m}$
- ✓ $e/10 = 2.18$

Calcule des surfaces de chaque zone :

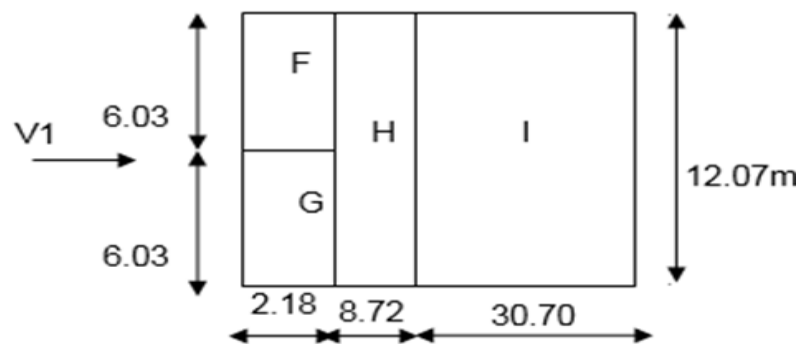


Figure II.6 : valeurs des surfaces de chaque zone.

Toutes les surfaces sont supérieures à $10\text{m}^2 C_{pe1} = \Rightarrow C_{pe10}$.

- Avec les zones de pression : $d > e$.
- Notre pente est de $\alpha = 6.84^\circ$.
- les valeurs de C_{pe} sont obtenues par interpolation linéaire entre 5° et 15° .

Les coefficients de pression extérieure sont donnés par l'interpolation suivante :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{(-1.3 - (-1.6))}{(15 - 5)} = \frac{ce - (-1.6)}{(6.84 - 5)}$$

$$ce(\alpha = 6.84) = \frac{(-1.3 - (-1.6))}{(15 - 5)} (6.84 - 5) - 1.6 = -1.544$$

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Coefficients	-1.544	-1.863	-1.2	-0.626

a) Coefficient de pression intérieure

Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, on suppose trois cas :

a.1) premier cas : Ouvertures des parois face au vent fermées et toutes les autres Ouvertures sont ouvertes :

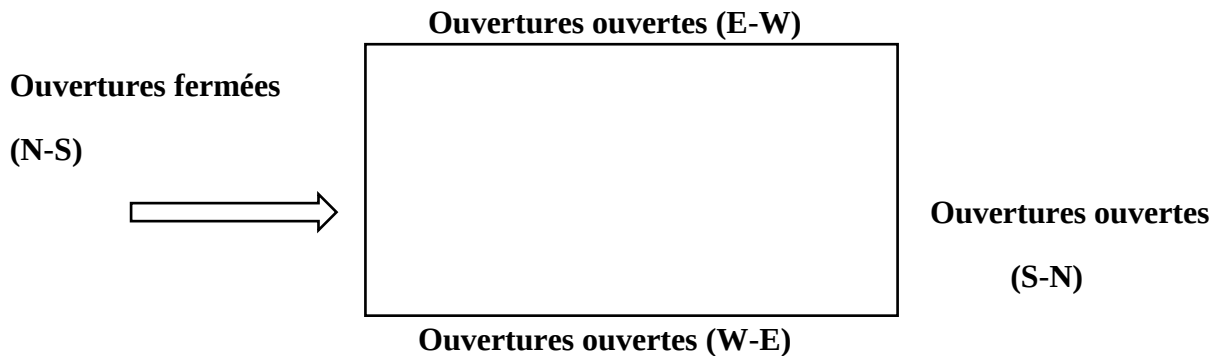


Figure II.7 : disposition des ouvertures sur la structure

On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et// au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

On distingue les cas suivants :

- Toutes les ouvertures face au vent fermées et les autres ouvertures sont ouvertes. (N-S)
 $\mu_p = 0.43 \longrightarrow C_{pi} = 0.28$
- Toutes les ouvertures face au vent ouvertes et les autres ouvertures sont fermées. (N-S)
 $\mu_p = 0 \longrightarrow C_{pi} = +0.8$
- Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . (Figure 5.15 du RNVA99).

Tableau da calcul des pressions :

- Les pressions q_j sont calculées suivant la formule du RNVA99 comme suit :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) \cdot [C_{pe} - C_{pe}].$$

- **Parois verticales :**
Dépression intérieure : $C_{pi}=+0,8$.

Tableau II.5: valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=+0,8$

ZONE	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i(N/m^2)$
A	0,89	611,25	-1	+0,8	-979,22
B	0,89	611,25	-0,8	+0,8	-870,42
C	0,89	611,25	-0,5	+0,8	-707,21
D	0,89	611,25	+0,8	+0,8	0
E	0,89	611,25	-0,3	+0,8	-598,41

- **Toiture :**
Dépression intérieure : $C_{pi}=+0,8$.

Tableau II.6 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture pour $C_{pi}=+0,8$

ZONE	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i(N/m^2)$
F	0,89	681,37	-1,544	+0,8	-1421,44
G	0,89	681,37	-1.863	+0,8	-1614.89
H	0,89	681,37	-1.2	+0,8	-1212.83
I	0,89	681,37	-0.626	+0,8	-864.75

- **Parois verticales :**
 - toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2 \implies C_{pei}=C_{pe10}$.
 - Avec les zones de pression : $d > e$.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7 : Les coefficients à chaque zone de parois verticales.

zone	A	B	C	D	E
coefficient	- 1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

- **Toiture :**

Toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2 \implies C_{pei}= C_{pe10}$.

- Avec les zones de pression : $d > e$.
- Notre pente est de $\alpha = 6.84^\circ$.
- les valeurs de C_{pe} sont obtenues par interpolation linéaire entre 5° et 15° .

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.8: Les coefficients de C_{pe} à chaque zone de toiture.

zone	F	G	H	I
coefficient	-1,544	-1.863	-1.2	-0,626

Tableaux de calcul des pressions :

- **Parois verticales :**

Surpression intérieure: $C_{pi}=0.28$

Tableau II.9 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi}=0.28$

ZONE	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i(N/m^2)$
A	0,89	611,25	-1	0.28	-696.33
B	0,89	611,25	-0,8	0.28	-587.53
C	0,89	611,25	-0,5	0.28	-119.68
D	0,89	611,25	+0,8	0.28	282.88
E	0,89	611,25	-0,3	0.28	-315.52

- **Toiture**

Surpression intérieure : $C_{pi}=0.28$

Tableau II.10 : Valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi}=0.28$

ZONE	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i(N/m^2)$
F	0,89	681,37	-1,544	0.28	-1106.10
G	0,89	681,37	-1.863	0.28	-1299.55
H	0,89	681,37	-1.2	0.28	-897.50
I	0,89	681,37	-0.626	0.28	-549.41

II.2.1.2. Vent perpendiculaire au long pan (E-W) :

$$q_{dyn} = q_{ref} \cdot C_e(z_j) \left[N / m^2 \right].$$

Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

- **Parois verticales :**

Selon le RNVA99 chapitre 5 paragraphe 1.1.2, les différentes zones de pression sont illustrées sur la figure (5-1).

Dans notre cas :

$$b = 41,60m \quad d = 48,30m \quad h = 10,90 \quad e = \min(41,60 ; 2 \cdot 10,90) = 21,80m$$

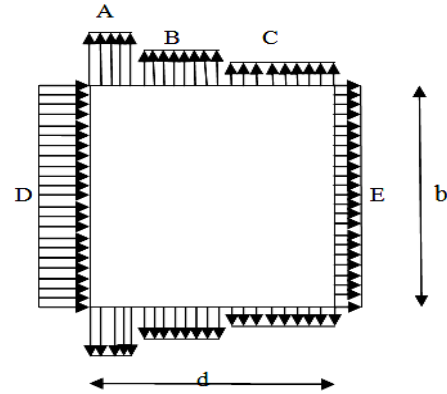
Zone A : $e/5=4,36\text{m}$

Zone B : $e-A=17,44\text{m}$

Zone C : $d-e=26,5\text{m}$

Zone D : $48,30\text{m}$

Zone E : $48,30\text{m}$



Calcul des surfaces :

Tableau II.11 : Valeurs des surfaces de chaque zone

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	41,42	165,68	251,75	458,85	458,85

- toutes les surfaces sont supérieures à $10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe1} = C_{pe10}$.
- Avec les zones de pression : $d > e$.

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci dessous

Tableau II.12: les coefficients à chaque zone de parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
coefficient	- 1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

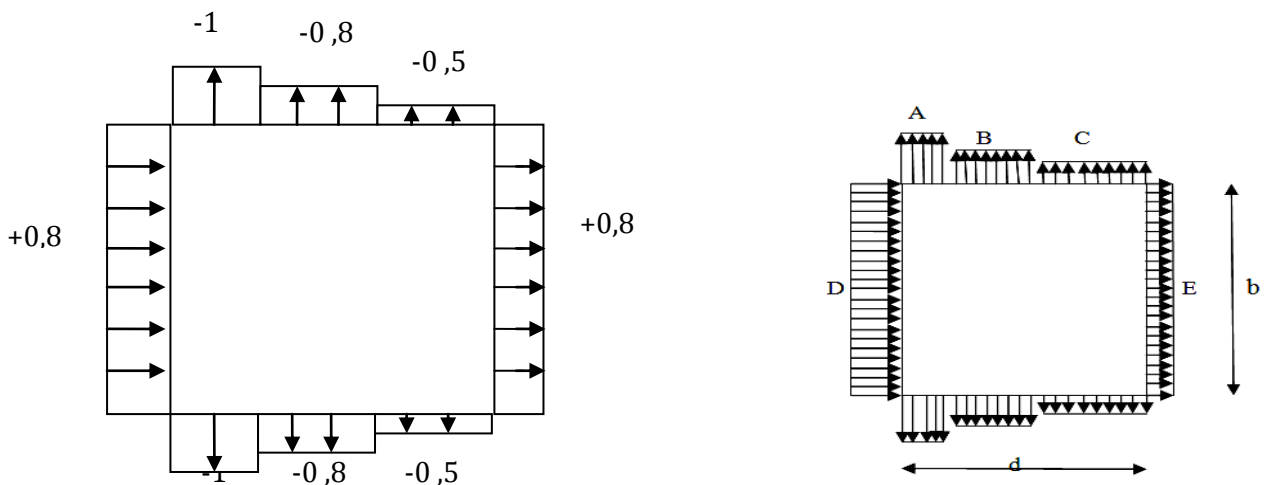


Figure II.8. : Légende pour les parois verticales.

- **Toiture :**

D'après la figure ci-dessous pour une direction du vent perpendiculaire aux génératrices pour des surfaces supérieures à 10 m², on prendra :

- toitures dont les versants sont à pente positive:

* les valeurs de C_{pe} d'une toiture à un versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ pour le premier versant ;
les valeurs indiquées sur la figure ci-dessous pour les autres versants ;

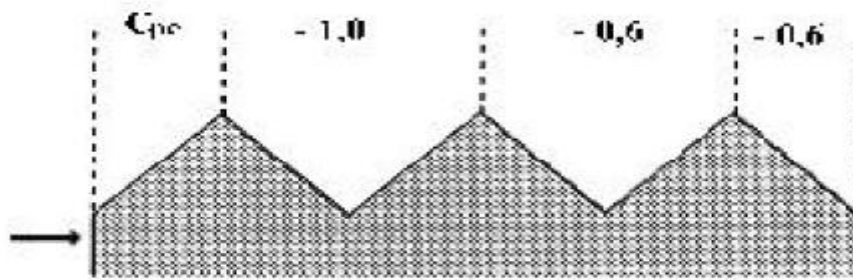


Figure II.9 : Légende pour les toitures à versants multiples.

(Figure 5.7 RVNA99)

$$b = 41,60\text{m} \quad d = 48,30\text{m} \quad h = 10,90\text{m} \quad e = \min(41,60 ; 2 \times 10,90) = 21,80\text{m}$$

On a : $\frac{e}{10} = \frac{21,80}{10} = 2,18\text{m}$ et $\frac{e}{4} = \frac{21,80}{4} = 5,45\text{m}$

Pour le cas du premier versant :

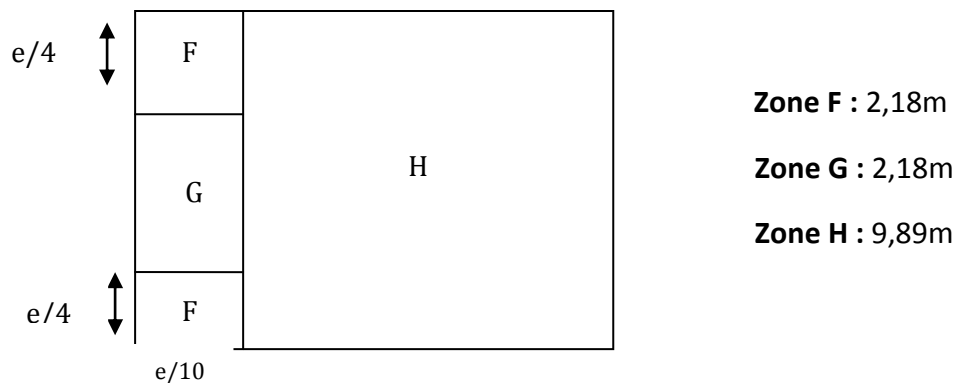


Tableau II.13 : Surfaces des zones de toitures

Zone	F	G	H
Surface (m ²)	11,88	66,92	411,42

- les surfaces SG et SH sont supérieures à 10m² $C_{pei} = C_{pe10}(\theta = 0^\circ)$
- La surface SF inférieure à 10m² ($1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$) $\Rightarrow$ la pression extérieure C_{pei} ça sera calculé par interpolation ($\theta = 0^\circ$).

- **Zone F:**

$$C_{pe10} : \frac{-0,9 - (-1,7)}{10} = \frac{C_{pe} - (-1,7)}{6,84 - 5} \quad C_{pe10} = -1,552$$

- **Zone G :**

$$C_{pe(G)} : \frac{-0,8 - (-1,2)}{10} = \frac{C_{pe} - (-1,2)}{6,84 - 5} \quad C_{pe10} = -1,126$$

- **Zone H :**

$$C_{pe(H)} : \frac{-0,3 - (-0,6)}{10} = \frac{C_{pe} - (-0,6)}{6,84 - 5} \quad C_{pe10} = -0,544$$

Les coefficients correspondants à chaque zone, sont illustrés dans le tableau ci dessous :

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

zone	F	G	H
coefficient	-1,552	-1,126	-0,544

Coefficient de pression intérieure :

Pour le calcul du coefficient de pression intérieure, on suppose trois cas :

a.1) premier cas : Ouvertures des parois face au vent fermées et toutes les autres Ouvertures sont ouvertes

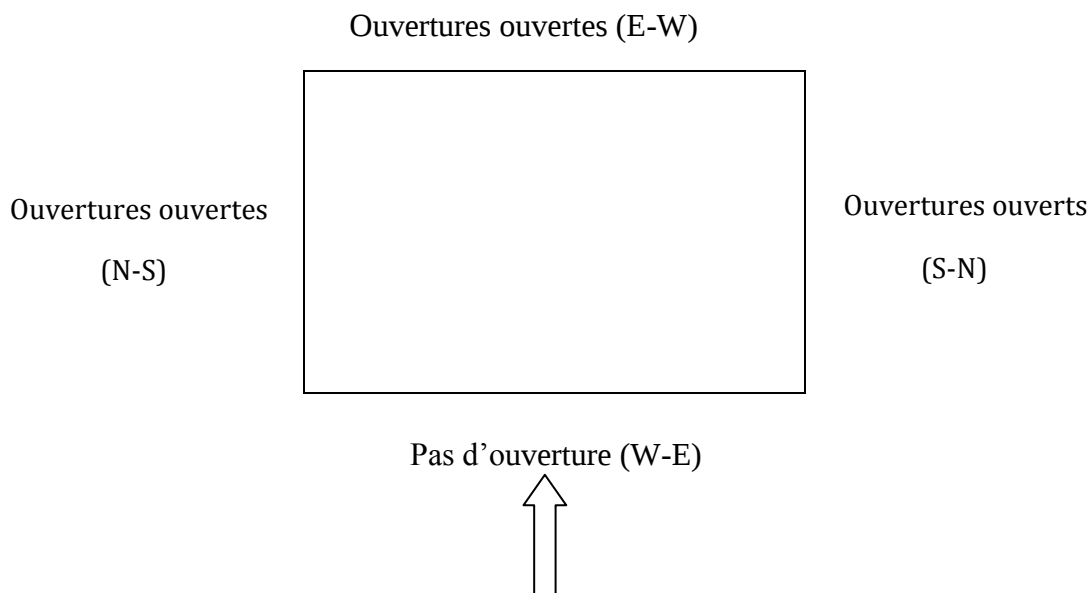


Figure II.10 : Disposition des ouvertures sur la structure.

On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et// au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}}$$

On distingue les cas suivants :

- Toutes les ouvertures face au vent fermées et les autres ouvertures sont ouvertes.
 $\mu_p = 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,5$
- Toutes les ouvertures face au vent ouvertes et les autres ouvertures sont fermées.
 $\mu_p = 0 \longrightarrow C_{pi} = +0,8$
- Toutes les ouvertures sont ouvertes.
 $\mu_p = 1 \longrightarrow C_{pi} = -0,5$

Dans notre cas les valeurs les plus défavorables sont

$C_{pi} = -0,5$ et $C_{pi} = +0,8$

Tableau da calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées suivant la formule du RNVA99 comme suit :

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

1 er cas : $C_{pi} = +0,8$

- **Parois verticale :**

Tableau II.15 : Valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = +0,8$

ZONE	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	0,90	611,25	-1	+0,8	-990,22
B	0,90	611,25	-0,8	+0,8	-880,2
C	0,90	611,25	-0,5	+0,8	-715,16
D	0,90	611,25	+0,8	+0,8	0
E	0,90	611,25	-0,3	+0,8	- 605,13

- **Toiture :**

1^{er} versant :

Tableau II.16 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0,8$

ZONE	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	0,90	681,37	-1,552	+0,8	-1442,32
G	0,90	681,37	-1,126	+0,8	-1181,08
H	0,90	681,37	-0,544	+0,8	-824,18

2^{ème} et 3^{ème} versant :

Tableau II.17 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0,8$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0,90	681,37	-1	+0,8	-1103,81
G	0,90	681,37	-1	+0,8	-1103,81
H	0,90	681,37	-1	+0,8	-1103,81

4^{ème} versant :

Tableau II.18 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0,8$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0,90	681,37	-0,6	+0,8	-858 ,52
G	0,90	681,37	-0,6	+0,8	-858 ,52
H	0,90	681,37	-0,6	+0,8	-858 ,52

2^{ème} cas : $C_{pi} = -0,5$

- **Parois verticales :**

Tableau II.19: valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
A	0,90	611,25	-1	-0,5	-275,06
B	0,90	611,25	-0,8	-0,5	-165,03
C	0,90	611,25	-0,5	-0,5	0
D	0,90	611,25	+0,8	-0,5	-165 ,037
E	0,90	611,25	-0 ,3	-0,5	110,025

- **Toitures :**

1^{er} versant :

Tableau II.20 : valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i (N/m^2)$
F	0,90	681,37	-1,552	-0,5	-645 ,12
G	0,90	681,37	-1,126	-0,5	-383,88
H	0,90	681,37	-0,544	-0,5	-26,98

2^{ème} et 3^{ème} Versant :**Tableau II.21 :** valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0,90	681,37	-1	-0,5	-306,61
G	0,90	681,37	-1	-0,5	-306,61
H	0,90	681,37	-1	-0,5	-306,61

4^{ème} Versant :**Tableau II.22 :** valeurs de la pression q_j correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_j (N/m^2)$
F	0,90	681,37	-0,6	-0,5	-61,32
G	0,90	681,37	-0,6	-0,5	-61,32
H	0,90	681,37	-0,6	-0,5	-61,32

❖ Calcul des forces de frottements :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois à la direction du vent, une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I

(RNVA99-chapitre 2 § 1.4)

A cet effet les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport :

$$d/b \geq 3 \quad \text{ou bien le rapport} \quad d/h \geq 3$$

b : dimension de la construction perpendiculaire au vent ;

d : dimension de la construction parallèle au vent ;

h : hauteur de la construction.

La force de frottement est donnée par la formule suivante

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

Ou :

- J indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- Z_j (en m) est la hauteur du centre d'élément j
- q_{dyn} (en N/m) est la pression dynamique du vent
- $S_{fr,j}$ (m^2) est l'aire de élément de surface j
- $C_{fr,j}$ est le coefficient de frottement pour élément de surface j (Tableau 2.1 RNVA99)

- Pour la direction **V₁ (pignon)**: b=48,30 d=41,60m, h= 10,90m :

$$\left\{ \begin{array}{l} d/b = 41,60/48,30 = 0,83 < 3 \\ d/h = 41,60/10,90 = 3,81 > 3 \end{array} \right.$$

Donc il y'a lieu de tenir compte des forces de frottements

Le coefficient de frottement est :

$C_{fr,j} = 0,01$ la force est applicable aux surfaces lisse

❖ **Pour la toiture :**

$$F_{fr} = 681,37 \times 0,01 \times \left(4 \times \frac{12,07}{\cos 6,84} \times 41,60 \right) = 13,78 \text{ Kn}$$

❖ **Parois verticales :**

$$F_{fr} = 611,25 \times 0,01 \times (2 \times 9,5 \times 41,60) = 5,38 \text{ Kn}$$

Donc la force de frottement totale : $F_{fr} = 13,78 + 5,38 = 19,16 \text{ Kn}$

- Pour la direction **V₂ (long pan)**: b=41,60m, d=48,30m, h= 10,90m :
- $\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{48,30}{41,60} = 1,16 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{48,30}{10,90} = 4,43 > 3 \end{array} \right.$

Donc il y'a lieu de tenir compte des forces de frottements

Le coefficient de frottement est :

$C_{fr,j} = 0,01$ la force est applicable aux surfaces lisse

❖ **Pour toiture**

$$F_{fr} = 681,37 \times 0,01 \times \left(\frac{48,30}{2} \times 41,60 \right) = 6,845 \text{ Kn}$$

Donc $F_{fr} = 6,845 \text{ kn}$ (Tableau 2.2 RNVA99)

❖ **Pour Parois verticale**

$$F_{fr} = 611,25 \times 0,01 \times (48,30 \times 9,5 \times 2) = 6,252 \text{ Kn}$$

Donc $F_{fr} = 6,252 \text{ kn}$

II.3. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

Donc la force de frottement totale : $F_{fr} = 6,845 + 6,252 = 13,097 \text{ Kn}$

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

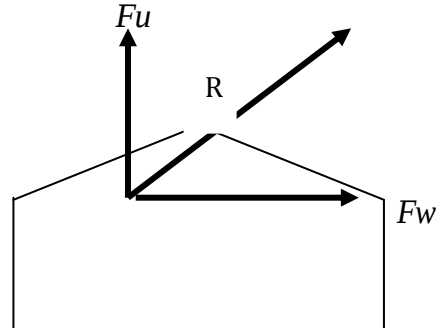


Figure II.11 : force résultante R.

Avec :

- q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.
- S_j : l'aire de l'élément de surface j.
- F_{frj} : la force de frottement éventuelle.

Direction du vent V1: Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V_1 (perpendiculaire au pignon)

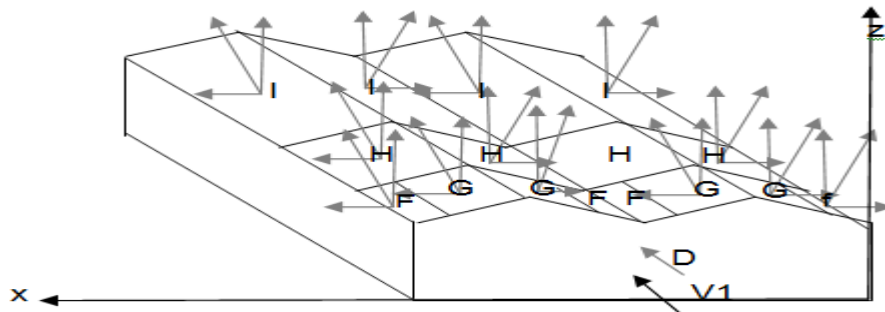


Figure II.12 : Représentation des surfaces sens du vent V1

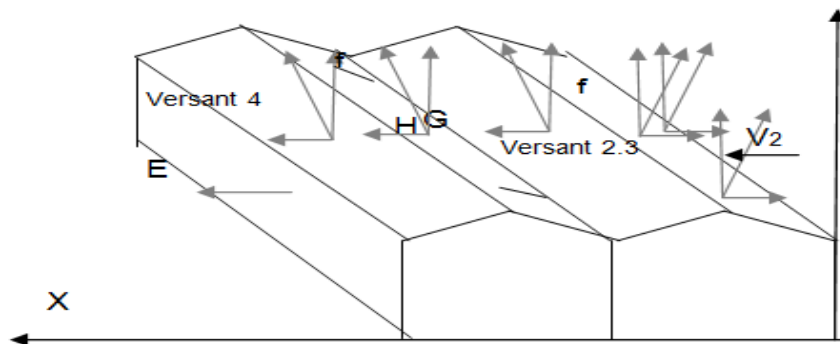
Tableau II.23 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour $C_{pi}=0,28$

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	$282,88 \times 48,30 \times 9,5 \times 10^{-3} = 129,79$	0
E	Parois vertical	$315,52 \times 48,30 \times 9,5 \times 10^{-3} = 144,77$	0
F	Toiture	0	$1106,10 \times 1,4 \times 9,5 \times 10^{-3} = 14,71$
G	Toiture	0	$1299,55 \times 1,4 \times 9,5 \times 10^{-3} = 17,28$
H	Toiture	0	$897,50 \times 9,5 \times 12,07 \times 10^{-3} = 102,91$
I	Toiture	0	$549,41 \times 30,70 \times 12,07 \times 10^{-3} = 203,58$
F_{fr}		19,16	0
total		$R_x = 293,72$	$R_z = 338,48$

Tableau II.24 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour Cpi=+0,8

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois vertical	0	0
E	Parois vertical	$598,41 \times 48,30 \times 9,5 \times 10^{-3} = 274,58$	0
F	Toiture	0	$1421,44 \times 1,4 \times 9,5 \times 10^{-3} = 19,50$
G	Toiture	0	$1614,88 \times 1,4 \times 9,5 \times 10^{-3} = 21,47$
H	Toiture	0	$1212,83 \times 9,5 \times 12,07 \times 10^{-3} = 139,06$
I	Toiture	0	$864,75 \times 30,70 \times 12,07 \times 10^{-3} = 320,43$
F_{fr}		19,16	0
TOTAL		R_x = 293,74	R_z = 500,46

Direction du vent V2 : Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V2 (Perpendiculaire au long pan)

**Figure II.13 :** Représentation des surfaces sens du vent V2**Tableau II.25 :** Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour Cpi=+0,8

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)		
D	Parois vertical	0	0		
E	Parois vertical	$605,13 \times 41,60 \times 9,5 \times 10^{-3} = 239,14$	0		
			Versants		
			1	2 et 3	4
F	Toiture	0	17,13	13,11	10,19
G	Toiture	0	79,03	73,86	57,45
H	Toiture	0	339,08	454,12	353,21
F_{fr}		13,097	0	0	0
TOTAL		R_x = 251,23	435,24	541,09	420,85

Tableau II.26 : Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1 pour Cpi= -0,5

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)		
D	Parois vertical	$165,037 \cdot 41,60 \cdot 9,5 \cdot 10^{-3} = 65,22$	0		
E	Parois vertical	$110,025 \cdot 41,60 \cdot 9,5 \cdot 10^{-3} = 43,48$	0		
			Versants		
			1	2 et 3	4
F	Toiture	0	7,77	3,64	0,72
G	Toiture	0	2,56	20,51	4,10
H	Toiture	0	11,10	126,14	25,22
F_{fr}		13,097	0	0	0
TOTAL		R _x =121,79	21,43	150,29	30,04

D'après notre étude, cela nous permet d'organisé nos résultats les plus défavorables qui serviront par la suite au dimensionnement des autres éléments de notre structure dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : les valeurs des zones du vent les plus défavorables

Zones	qj (N/m ²)	
G (toitures)	-1614,89	-1299,55
A (parois verticales)	-990,22	-275,06

II.4. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents coefficients dynamique résultants des forces intérieurs et extérieurs C_i et C_e du vent qui permettent de prendre en compte les effets climatiques sur la structure pour l'étude de tous les éléments de la structure et d'obtenir les différents efforts dus au vent et à la neige .Ces efforts serviront au dimensionnement des autres éléments de la structure.

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE TOITURE

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.

Données de calcul :

Les pannes sont posées avec des travées de 6m et un espacement de 1.5m et avec une pente de 6.84° .

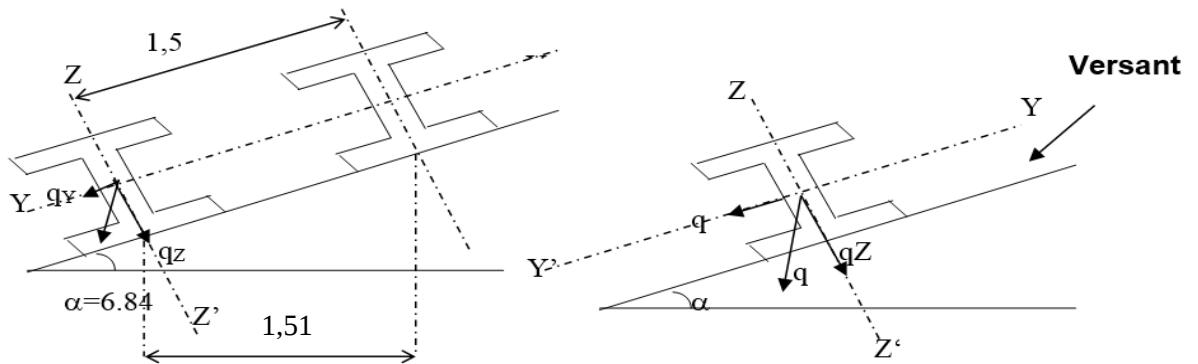


Figure III.1 : disposition des pannes sur les traverses

III.1. Dimensionnement de la couverture :

On opte pour une couverture de type panneaux sandwich dont les caractéristiques sont données par le fabricant en fonction de la charge appliquée (vent) et l'espacement entre les pannes .voir tableau suivant :

Tableau III.1 : Caractéristique du panneau sandwich

Type	Longueur maxi.	Largeur standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité	coefficient de transmission thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
	m	mm	mm	Kg/m ²	$1/\Lambda$ m ² K / W	K	n° supports de travée		
1/ Panneaux de Couverture							1	2	3
Surface Prélaquée									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40	*	*	*
Surface Mixte									
TL 75 M		1035	75	15.21	2.32	0.40	*	*	*
Surface Galvanisée									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40	*	*	*

On adopte un panneau sandwich de couverture TL 75 P dont ces caractéristiques sont présentées dans le tableau si dessus.

III.2. Détermination des charges :

a) Charges permanentes :

- Poids propre du panneau sandwich 14.2 daN/m^2 .
- Poids des accessoires estimé à 5 daN/m^2 .
- Poids de la panne (IPE120) est 10.4 daN/ml .
- D'où :
- $G = (14.2+5) \cdot e + 10.4 = (14.2+5) \cdot 1.5 + 10.4 = 39.2 \text{ daN/ml}$.

b) Surcharge d'entretien :

C'est le poids des personnes et leurs outillages qui sont représentés par deux charges concentrées à $1/3$ et $2/3$ de la portée (figure III-3).



Figure III.2 : schéma statique de la charge d'entretiens

Le moment max à mi-travée : $L=6\text{m}$

$$M_{max} = \frac{80 \times 6}{3} = 160 \text{ kg/m}$$

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments M_{max} et due à P et aux charges ponctuelle P_{eq}

$$Mp = Meq = p \times \frac{l}{3} = peq \times \frac{l^2}{8} \implies Peq = \frac{8}{3} \times \frac{80}{6} = 35.55 \text{ Kg/ml}$$

c) Surcharges climatique :

• Due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable dont le $C_{pi} = +0,8$ zone G tel que la charge considérée est : -161.48 daN/m^2

D'où :

$$W = (-161.48 \times 1.5) = -242.22 \text{ daN/m}^2$$

• Due à la neige :

La charge de la neige maximale est $S = 22,3 \text{ daN/m}^2$.

D'où :

$$N = (22,3 \times 1,5) = 33,45 \text{ dan/ml}$$

❖ **les charges et surcharges appliquées :**

- $G = 39,2 \text{ dan/ml}$.
- $W = -242,22 \text{ dan/ml}$.
- $N = 33,45 \text{ dan/ml}$.
- $P = 35,55 \text{ dan/ml}$

III.3. Combinaison d'action :

➤ **ELS**

Suivant l'axe z-z :

- 1) $G_z + P_z = G \cos \alpha + P \cos \alpha = 39,2 \times \cos 6,84 + 35,55 \cos 6,84 = 74,21 \text{ dan/ml}$
- 2) $G_z + N_z = G \cos \alpha + N \cos \alpha = 39,2 \times \cos 6,84 + 33,45 \cos 6,84 = 72,13 \text{ dan/ml}$
- 3) $G_z + W = G \cos \alpha - W = 39,2 \times \cos 6,84 - 242,22 = -203,29 \text{ dan/ml}$
- 4) $G + 0,9(W + N_z) = (39,2 + 0,9 \times 33,45) \cos 6,84 - 0,9(242,22) = -149,18 \text{ dan/ml}$

Suivant l'axe y-y:

$$G_y + P_y = G \sin \alpha + P \sin \alpha = (39,2 + 35,55) \sin 6,84 = 8,90 \text{ dan/ml}$$

$$G_y + N_y = G \sin \alpha + N \sin \alpha = (39,2 + 33,45) \sin 6,84 = 8,65 \text{ dan/ml}$$

$$G_y + N_y + P_y = G \sin \alpha + P \sin \alpha + N \sin \alpha = (39,2 + 35,55 + 33,45) \sin 6,84 = 12,88 \text{ dan/ml}$$

➤ **ELU**

Suivant l'axe z-z

- 1) $1,35G_z + 1,5P_z = 1,35G \cos \alpha + 1,5P \cos \alpha =$
 $1,35 \times 39,2 \cos 6,84 + 1,5 \times 35,55 \cos 6,84 = 105,48 \text{ dan/ml}$
- 2) $1,35G_z + 1,5N_z = 1,35G \cos \alpha + 1,5N \cos \alpha =$
 $1,35 \times 39,2 \cos 6,84 + 1,5 \times 33,45 \cos 6,84 = 102,36 \text{ dan/ml}$
- 3) $G_z + 1,5W = 39,2 + 1,5 \times (-242,22) = -324,13 \text{ dan/ml}$
- 4) $1,35G_z + 1,35(W + N_z) = 1,35 \times 39,2 + 1,35(-242,22 + 33,45) = -228,91 \text{ dan/ml}$

Suivant l'axe y-y

- 1) $1,35G_y + 1,5P_y = 1,35G \sin \alpha + 1,5P \sin \alpha = 1,35 \times 39,2 \sin 6,84 + 1,5 \times 35,55 \sin 6,84 =$
 $12,65 \text{ dan/ml}$
- 2) $1,35G_y + 1,5N_y = 1,35G \sin \alpha + 1,5N \sin \alpha = 1,35 \times 39,2 \sin 6,84 + 1,5 \times 33,45 \sin 6,84 =$
 $12,27 \text{ dan/ml}$
- 3) $1,35G_y = 1,35G \sin 6,84 = 1,35 \times 39,2 \sin 6,84 = 6,30 \text{ dan/ml}$

III.4. Pré dimensionnement :

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

$$q_z = 203,29 \text{ dan/ml. (ELS)}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 200 \cdot l^3}{384 \cdot E} \longrightarrow I_y \geq 543,75 \text{ cm}^4.$$

Donc on opte pour un IPE160.

$$\Rightarrow \begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,28 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Ces caractéristiques sont :

h=160mm.

P=15,8kg/ml.

b= 82mm.

A=20,1cm².

tw=5mm.

tf=7,4mm

Iy=869,3cm⁴.

Iz=68,28cm⁴.

Poids propre réel : G= (14.2+5).1.5+15,8=44.6daN/ml.

III.5. dimensionnement des pannes :

III.5.1 : combinaison de calcul à l'ELU :

Suivant l'axe z-z:

$$1) 1,35 G_z + 1,5 N_z = 1,35 G \cos 6,84 + 1,5 N \cos 6,84 = (1,35 \times 44,6 + 1,5 \times 33,45) \cos 6,84 = 104,61 \text{ daN/ml.}$$

$$2) G_z + 1,5 W = G \cos 6,84 - 1,5 W = 44,6 \cos 6,84 - 1,5 \cdot 242,22 = -319,04 \text{ daN/ml.}$$

Suivant l'axe y-y :

$$1) 1,35 G_y + 1,5 N_y = 1,35 G \sin 6,84 + 1,5 N \sin 6,84 = (1,35 \times 44,6 + 1,5 \times 33,45) \sin 6,84 = 13,14 \text{ daN/ml.}$$

$$2) 1,35 G_y = 1,35 G \sin 6,84 = 1,35 \times 44,6 \sin 6,84 = 7,17 \text{ daN/ml.}$$

III.5.2. détermination des sollicitations:

➤ Moment :

➤ Sous le vent

$$\text{Axe z-z : } M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{319,04 \times 6^2}{8} = 1435,68 \text{ daN.m.}$$

$$\text{Axe y-y : } M_z = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{7,30 \times 6^2}{8} = 32,85 \text{ daN.m.}$$

➤ Sous la charge d'exploitation

$$\text{Axe z-z : } M_y = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = \frac{104,61 \times 6^2}{8} = 470,74 \text{ daN.m.}$$

Axe y-y : $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{16,36 \times 6^2}{8} = 59,13 \text{ daN.m.}$

➤ **Efforts tranchants**

➤ **Effort tranchant dû au vent** : $V_z = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{319,04 \times 6}{2} = 957,12 \text{ daN.}$

III.5.3. Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier si $V < 0,5 V_{pl}$.

$$V_{pl} = A_v \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma_m 0}$$

IPE160 $\longrightarrow$ $A_v = 9,66 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$V_{pl} = 9,66 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 119,14 \text{ KN.}$$

$$0,5 \cdot V_{pl} = 59,57 \text{ KN}$$

donc :

$$V_{sd} = 9,57 \text{ KN} < 59,57 \text{ KN}$$

La résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

b) Vérification au déversement :

❖ Le moment critique au déversement :

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

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.

$$K = k_w = 1 \text{ (extrémités libres) section doublement symétrique} \longrightarrow z_j = 0.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

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

Cas du vent de soulèvement : $Z_a = -8 \text{ cm}$. (semelle supérieure tendue).

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

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 3,6 \text{ cm}^4$.

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

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \left(\frac{16 - 0,74}{2} \right)^2 = 58,21 \text{ cm}^2.$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 6 \text{ m}$.

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = 14,52 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec } Bw = 1.$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 29,11 \text{ KN.m.}$$

➤ Cas de vent de soulèvement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{29,11}{14,52}} = 1,41 > 0,4 \longrightarrow \text{La vérification au déversement est nécessaire.}$$

❖ Calcul de moment résistant M_{RY} :

➤ Cas du vent :

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot Bw \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

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

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{\frac{1}{2}}}$$

Avec :

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

profilés laminés $\rightarrow \alpha = 0,21$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,21(1,41 - 0,2) + 1,41^2 \right] = 1,62.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,62 + [1,62^2 - 1,41^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,41$$

$$M_{RY} = 0,41 \cdot 1 \cdot \frac{29,11}{1,1} = 10,85 \text{ KN.m.}$$

Et finalement on aura :

Sous le vent de soulèvement : $M_{SY} = 14,35 \text{ KN.m} > M_{RY} = 10,85 \text{ KN.m} \longrightarrow$ non vérifiée.

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

a) Vérification de la condition de résistance :

Détermination de la classe de la section:

• Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{16}{2}}{0,74} = 10,81 > 10\varepsilon$$

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

la semelle est de classe 2

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{0}{1,1 \times 23,5} = 0$$

$$\alpha = \frac{1}{12,7} \left(\frac{12,7 + 0}{2} \right) = 0,5 \leq 1$$

$$\alpha = 0,5$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{12,7}{0,5} = 25,40$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,50} = 72$$

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

Donc la classe de la panne est 2

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta < 1 \quad \text{avec } \alpha = 2, \beta = 1$$

$$M_{plz} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 26,46 \text{ KN.m}$$

➤ **Cas du vent :**

$$\left(\frac{14,35}{26,46} \right)^2 + \left(\frac{0,32}{5,57} \right)^1 = 0,35 < 1 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

➤ **Sous le vent :**

On recalcule le M_{cr} :

$$M_{cr} = 35,42 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sy} = 14,35 \text{ Kn.m} < M_{RY} = 19,42 \text{ Kn.m}$$

III.5.4 Vérification à L'ELS :

Le poids propre de l'IPE160 est de 15,8dN.m

$$(1) \begin{cases} \mathbf{q_{ser}} = \mathbf{G_z} + \mathbf{w.} \\ \mathbf{q_{ser}} = \mathbf{G_y.} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} q_z = 44.6 \cos 6,84 - 242,22 = -197,93 \text{ daN/ml.} \\ q_y = 44.6 \sin 6,84 = 5.31 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + N_z \\ q_{ser} = G_y + N_y \end{cases} \implies \begin{cases} q_z = (44.6 + 33.45) \cos 6.84 = 77.49 \text{ daN/ml.} \\ q_y = (44.6 + 33.45) \sin 6.84 = 9.29 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Suivant l'axe z-z :

$$f_z = \frac{5 \times 1.97 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 869.3} = 1.82 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Suivant l'axe y-y :

$$f_y = \frac{5 \times 0.0929 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 68.31} = 0.068 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 1.5 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

Donc la flèche est vérifiée d'où on adopte un IPE160 pour toutes les pannes

III.6. Calcul des liernes :

$$G = 44.6 \text{ daN/ml}$$

$$Q_z = G_z + 1.5W \longrightarrow q_z = 44.6 \cos 6.84 + 1.5(-242.22) = -319.04 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = 1.35G_y \longrightarrow q_y = 1.35 \times 44.6 \sin 6.84 = 7.17 \text{ daN/ml}$$

$$Q_z = 1.35G_z + 1.5N_z \longrightarrow q_z = (1.35 \times 44.6 + 1.5 \times 33.45) \cos 6.84 = 109.59 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = (1.35G_y + 1.5N_y) \longrightarrow q_y = (1.35 \times 44.6 + 1.5 \times 33.45) \sin 6.84 = 13.14 \text{ daN/ml}$$

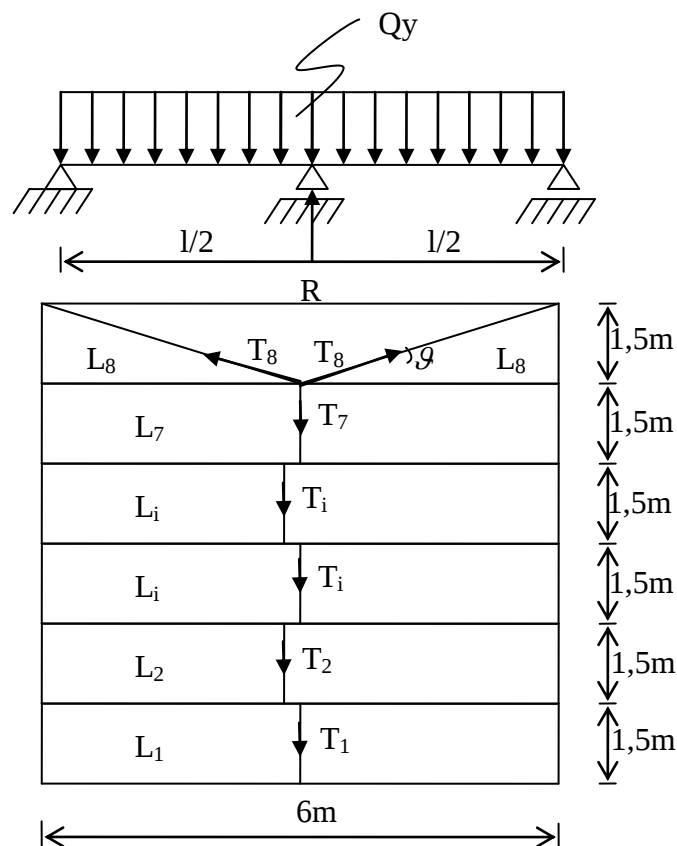


Figure III.3 : schéma statique des liernes

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

Tel que :

$$R = 1,25 \cdot \frac{q_y \cdot l}{2} = 1,25 \cdot \frac{13,14 \times 6}{2} \implies R = 49,27 \text{ daN}.$$

$$T_1 = (2(1) - 1) \cdot \frac{49,27}{2} = 24,63 \text{ daN}.$$

$$T_7 = (2 \cdot 7 - 1) \cdot \frac{49,27}{2} = 320,25 \text{ daN}.$$

$$2T_8 \cos \theta = R + T_7 \text{ tel que : } \theta = 26,56^\circ.$$

$$2T_8 \cos \theta = 369,52 \text{ daN}.$$

$$T_8 = 206,55 \text{ daN}.$$

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

$$N_t^{\max} = \max(320,25 ; 257,20)$$

$$N_t^{\max} = 320,24 \text{ daN/ml}$$

On doit vérifier la condition de résistance à la traction :

$$N_t \leq N_{trd} = A_s \cdot F_y / \gamma_m 0. \quad \text{ou : } A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_t \cdot \gamma_m 0}{F_y}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_t \cdot \gamma_m 0}{\pi \cdot F_y}} \geq 0,41 \text{ mm}.$$

Donc on adopte des liernes de diamètre de $d = 6 \text{ mm}$.

III.7. Calcul de l'échantignole :

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).

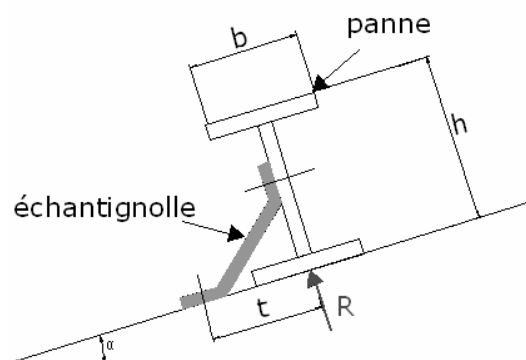


Figure III.4 : Schéma statique de l'échantignole.

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

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

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

$$8,2 \leq t \leq 12,3\text{cm}$$

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

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

où :

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

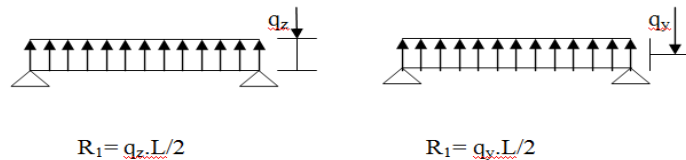


Figure III .5 : schéma statique des charges appliquées.

❖ **Charges et surcharges appliquées :**

- Charges permanentes : $G = 44,6\text{daN/ml}$.
- Charges de vent de soulèvement : $W = -242,22\text{daN/ml}$.
- Charge de neige : $N = 33,45\text{daN/ml}$.

❖ **détermination des sollicitations :**

➤ **Sous la combinaison 1,35G + 1,5N**

$$\begin{cases} q_z = [1,35(44,6) + 1,5(33,45)] \cos 6,84 = 109,59\text{daN/ml.} \\ q_y = [1,35(44,6) + 1,5(33,45)] \sin 6,84 = 13,14\text{daN/ml.} \end{cases}$$

Donc on aura :

$$\begin{cases} R_z = \frac{109,59 \times 6}{2} = 328,77\text{dan.} \\ R_y = \frac{13,14 \times 3}{2} = 19,71\text{daN.} \end{cases}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(1) = 10 \times 328,77 + 19,71 \times 8 = 3445,38 \text{ daN.cm.}$$

➤ **Sous la combinaison G + 1,5V**

$$\begin{cases} q_z = 44,6 \cdot \cos 6,84 - 1,5 \times 242,22 = -319,04\text{daN/ml.} \\ q_y = 44,6 \cdot \sin 6,84 = 5,31\text{daN/ml} \end{cases}$$

Donc on aura :

$$\begin{cases} R_z = \frac{319,04 \times 6}{2} = 957,12 \text{ daN.} \\ R_y = \frac{5,31 \times 3}{2} = 7,96 \text{ daN.} \end{cases}$$

Et le moment de renversement est :

$$M_r(1) = 10 \times 957,12 + 7,96 \times 8 = 9634,88 \text{ daN.cm.}$$

$$M_r = \text{Max} (M_r(1) , M_r(2)) = 9634,88 \text{ daN.cm.}$$

❖ Condition de resistance :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{9634,88}{2350} = 4,09 \text{ cm}^3$$

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



Figure III.6 : dimensions de l'échantignole.

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \frac{\sqrt{6 \times 4,09}}{10} = 1,56 \text{ cm} \text{ On adopte un échantignole d'épaisseur 2 cm}$$

III.8. Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de dimensionner des éléments de toiture qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent :

- pannes : IPE 160
- Les liernes de diamètre $d = 6 \text{ mm}$
- un échantignole d'épaisseur 2 cm.

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Ce chapitre nous permet de calculer les lisses de bardage, ces dernières sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés horizontalement ; elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

IV.1. Calcul des charges et surcharges :

a) charge permanente G ($\perp$ à l'âme) :

Bardage panneau sandwich LL35P:..... 10.9 Kg/m². (Voir **tableau V.1**)

Tableau IV.1 : caractéristiques du panneau de bardage

Type	Longueur maxi.	Largeur standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité $1/\Lambda$	coefficient de transmission thermique K	Distance entre traverses maxi. en mm n° supports de travée		
	m	mm	mm	Kg/m ²	m ² K / W	W/m ² .K	1	2	3
1/ Panneaux de Bardage									
Surface Prélaquée									
LL 35 P	12	1000	35	10.9	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99

Accessoire de pose.....5kg/m²

Espacement entre lisses de bardages.....1,6m

Poids propre du bardage :

$$G = (10,9+5).1,6 = 25,44 \text{ daN/ml.}$$

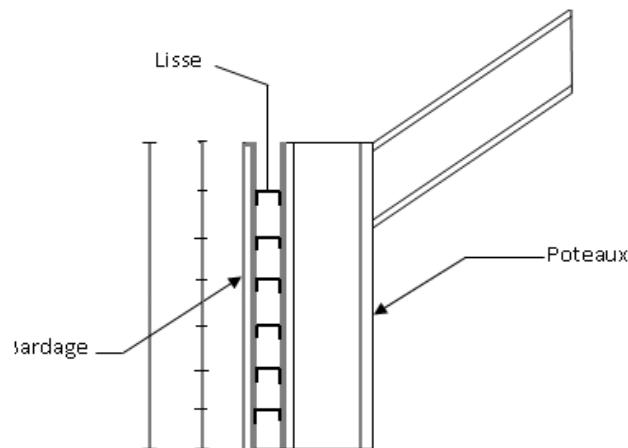


Figure IV.1 Disposition des lisses de bardage

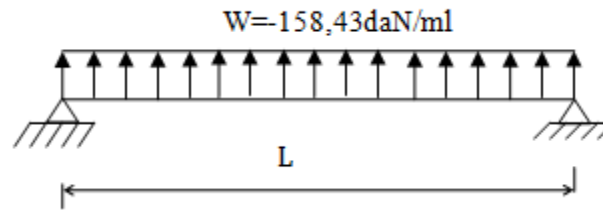
a) Surcharge climatique :

Les lisses sont dimensionnées avec la charge la plus défavorable due au vent.

La direction la plus défavorable du vent est celle sur long- pan, en zone A avec

$$C_{pi} = +0,8 \text{ et } q_j = -99,022 \text{ daN /ml}$$

$$\text{Donc : } W = (-99,022. 1,6) = -158,43 \text{ daN/ml} \quad (1.6 \text{ est l'espacement entre les lisses})$$

IV.2. Pré dimensionnement :**Dimensionnement de la lisse à la condition de la flèche :****Figure IV.2 :** Schéma statique de la lisse sous la charge du vent

$$f_z = \frac{5 \times W \times l^2}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,58 \times 10^{-2} \times 200 \times (600)^3}{384 \times 2,1 \times 10^4} \longrightarrow I_y \geq 423,21 \text{ cm}^4$$

D'où on choisit un UPE140

Caractéristique du profilé :

Tableau IV.2 Caractéristique du profilé UPE 140

UPE	I_y cm^4	I_z cm^4	$W_{PL,y}$ cm^3	$W_{PL,z}$ cm^3	A cm^2	P Kg/m	h cm	b cm	t_f cm	t_w cm
140	599,5	78,70	98,84	33,22	18,4	14,5	14,0	6,5	0,9	0,5

Donc : $G = 25,44 + 14,5 = 39,94 \text{ kg/ml}$

IV.3. Détermination des sollicitations :

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

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids bardage qui lui est associé,

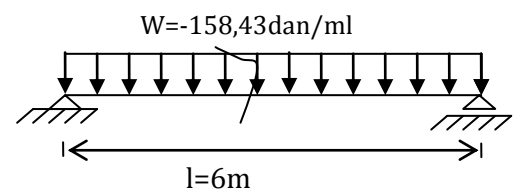
Et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

Vérification à la résistance : Vu que la section est dissymétrique, la vérification

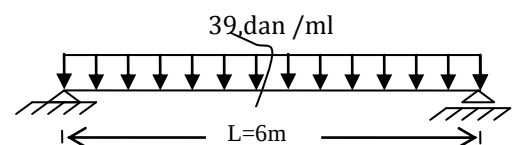
Se fait comme suit avec $\alpha = \beta = 1$

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

Plan Z-Z



Plan Y-Y

**Figure .IV.3 :** schéma statique de lisse sous chargement

Calcul des moments sollicitants :

- **Moment :**

✓ Sous le vent :

$$M_y = 1,5 \frac{W \times l^2}{8} = 1,5 \frac{1,58 \times 6^2}{8} = 10,66 \text{ Kn.m}$$

✓ Sous le poids propre :

$$M_z = 1,35 \frac{G \times l^2}{8} = 1,35 \frac{0,39 \times 6^2}{8} = 2,36 \text{ Kn.m}$$

Calcul des moments plastiques M_{ply} et M_{plz} :

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{98,84 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,0} = 23,22 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{33,22 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,0} = 7,80 \text{ Kn.m}$$

- **Détermination de la classe de l'UPE140:**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{14}{0,9} = 7,77 < 10\varepsilon$$

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

la semelle est de classe 1

- Classe de l'âme : (Flexion composée)

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{0}{0,5 \times 23,5} = 0$$

$$\alpha = \frac{1}{9,8} \left(\frac{9,8 + 0}{2} \right) = 0,5 \leq 1$$

$$\alpha = 0,5$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{9,8}{0,5} = 19,60$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,50} = 72$$

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

D'où l'UPE140 est de classe 1

Puisque l'UPE140 est de classe 01, alors $\alpha = \beta = 1$

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1$$

AN :

$$\left(\frac{10,66}{23,22}\right)^1 + \left(\frac{2,36}{7,80}\right)^1 = 0,75 \leq 1$$

• **Effort tranchant :**

$$V = R_A = 1,5 \frac{q_z \cdot l}{2} = 1,5 \frac{158,43 \times 6}{2} = 712,93 \text{ daN.m}$$

a) Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier si $V < 0,5 V_{pl}$.

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

$$A_v = 8,25 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_{pl} = 8,25 \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 111,66 \text{ Kn.}$$

$$0,5 V_{pl} = 55,83 \text{ KN}$$

D'où:

$$V = 7,12 \text{ KN} < 55,83 \text{ KN.} \quad (\text{Vérifie})$$

b) Vérification au déversement :

Le moment critique au déversement :

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

Avec :

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)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

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

Cas du vent : $Z_a = -7 \text{ cm.}$ (Semelle extérieure tendue)

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

I_t : moment d'inertie à la torsion $I_t = 4,05 \text{ cm}^4$.

$$I_z = 51,34 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h - tf}{2} \right)^2 = \left(\frac{14 - 0,9}{2} \right)^2 = 42,90 \text{ cm}^2$$

L : longueur entre points latéralement maintenus $L = L_0 = 6 \text{ m.}$

$$M_{cr} = 16,17 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{Bw \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec } Bw = 1.$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 23,22 \text{ KN.m.}$$

D'où :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{19,62}{12,96}} = 1,19 > 0,4. \longrightarrow \text{La vérification au déversement est nécessaire.}$$

Donc il ya eu lieu de tenir compte de risque de déversement.

• **Calcul de moment résistant M_{RY} :**

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot Bw \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}}$$

Avec :

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$$

Pour les profilés laminés $\alpha=0,21$

$$\phi_{LT} = 1,31$$

$$\chi_{LT} = 0,57$$

$$M_{RY} = 0,51 \cdot 1 \cdot \frac{23,22}{1,1} = 12,03 \text{ KN.m}$$

D'où:

$$M_{SY} = 10,66 \text{ m} < M_{RY} = 12,03 \text{ m} \text{ vérifiée.} \longrightarrow \text{Le deversement est verifié.}$$

IV.4. Vérification de la flèche :

Flèche horizontale sous W :

$$f_z = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \longrightarrow f_z = \frac{5 \times 1,58 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21000 \times 599,5} = 2,11 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

Flèche horizontale sous G :

$$f_z = \frac{2,05 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \quad f_z = \frac{2,05 \times 0,39 \times 10^{-2} \times (300)^4}{384 \times 21000 \times 78,70} = 0,10 \leq 1,5 \text{ cm}$$

Les flèches horizontale et verticale sont vérifiées, Donc on adopte pour toutes les lisses Un UPE140

Puisque la flèche est vérifiée dans le sens vertical, il est inutile de mettre des liernes.

IV.5. Dimensionnement des potelets :

Les potelets sont des éléments de l'ossature, articulés dans les deux extrémités, destinés à rigidifier le bardage, soumis aux efforts suivants :

- La pression du vent sur la surface qui leur revient et qui engendre une flexion.
- Le poids propre, poids des lisses de bardage qui engendre une compression.

Par conséquent, le potelet risque de :

- flamber lorsqu'il très élancé.
- déverser sous la dépression due au vent ou la semelle interne comprimée.

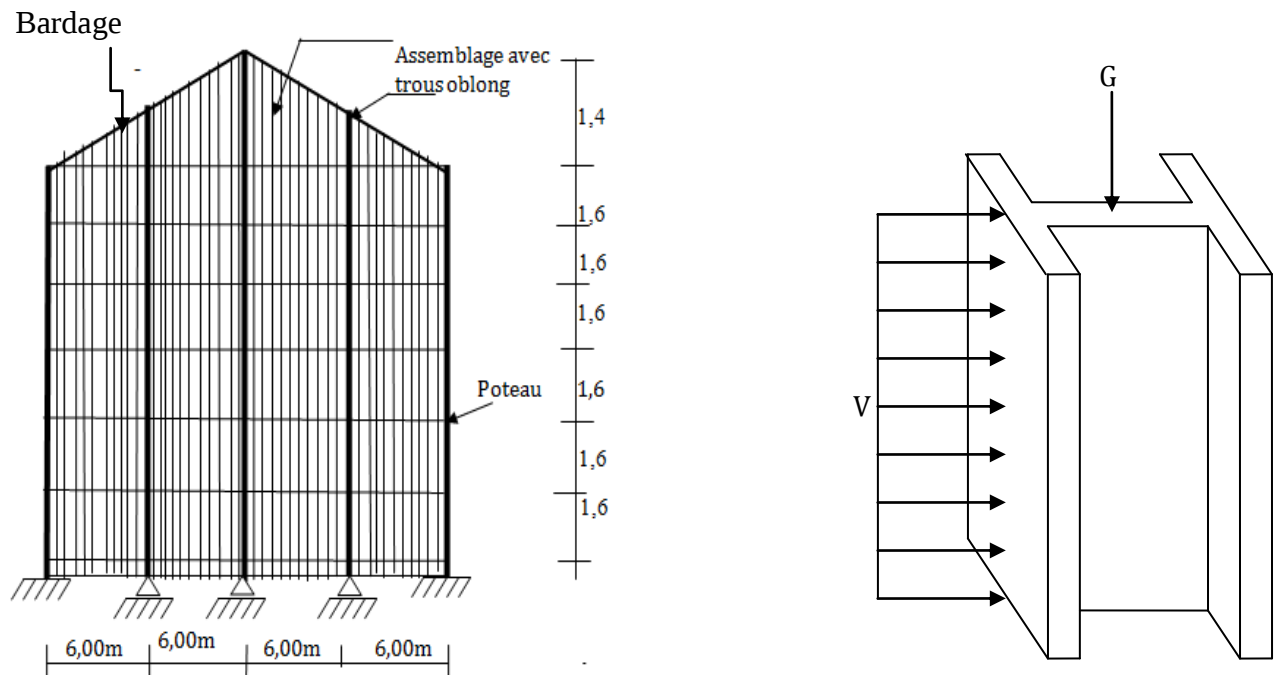


Figure. IV .4 : Vue du pignon.

IV.5.1 Détermination des charges:

a) Charges permanentes

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

Poids propre du bardage : $(10,9 + 5) \times (6 \times 9,90) = 944,46 \text{ daN}$.

Poids propre des lisses de bardage UPE140 : $(6 \times 14,5) \cdot 7 = 609 \text{ daN}$.

$G = 944,46 + 609 = 1553,46 \text{ daN}$.

b) Charges dues au vent :

La direction la plus défavorable du vent est celle sur pignon avec $C_{pi} = +0,8$ (dépression) tel que $W = -96,99 \text{ daN/m}^2$ appliqué à une largeur de 6m.

D'où :

$W = 1,25 \times (96,99) = 123,77 \text{ daN/ml}$ (1,25 pour la continuité des lisses de bardages)

IV.5.2 pré dimensionnement :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 200 \cdot 1,23 \cdot 10^{-2} \cdot 9,90^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4}$$

$$I_y \geq 1479,99 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un IPE200 avec $I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$

Tableau IV.3 : Caractéristique du profilé :

IPE	I_y cm^4	I_z cm^4	$W_{PL,y}$ cm^3	$W_{PL,z}$ cm^3	t_f cm	A cm^2	P Kg/m	H cm	b cm	t_w cm
240	3891,6	283,58	366,6	73,9	0,98	39,1	30,7	24	12	0,62

Donc on aura un poids propre total:

$$G = 944,46 + 609 + 1200 = 2753 \text{ daN}$$

$$\text{Donc: } M_y = 1,5 \cdot \frac{1,23 \cdot 9,9^2}{8} = 22,60 \text{ KN.m.}$$

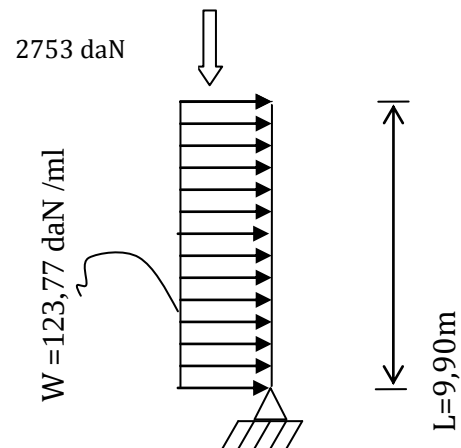


Figure IV.5 : Schéma statique du potelet

IV.6.Vérification à la résistance du potelet :**a)Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier si $V < 0,5 V_{pl}$

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

$$\text{IPE240} \longrightarrow A_v = 19,1 \text{ cm}^2.$$

D'où:

$$V_{pl} = 19,1 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 259,14 \text{ KN.}$$

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{1,23 \times 9,9}{2} = 6,08 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 1,5 \times 6,08 = 9,12 \text{ KN.}$$

D'où:

$$V_{sd} = 9,12 \text{ KN} < 0,5 V_{pl} = 129,57 \text{ KN} \quad (\text{vérifié})$$

b) Vérification aux instabilités :**a) vérifications au déversement :**

Le moment critique du déversement :

La section est doublement symétrique, d'où la formule du moment critique est :

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

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad C_3 = 0,525.$$

$K = k_w = 0,5$ (l'extrémité dans le sens de l'axe Z n'est pas libre).

$$Z_g = -10 \text{ cm}$$

$$I_t = 12,88 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 2883,58 \text{ cm}^4.$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \left(\frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 133,98 \text{ cm}^2.$$

$$L = L_0 = 9,90 \text{ m}.$$

Donc :

$$M_{cr} = 33,82 \text{ KN.m}.$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{B_w \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}} \quad \text{avec } B_w = 1.$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m0} = 86,15 \text{ KN.m}.$$

D'où :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \cdot \frac{86,15}{33,82}} = 1,59 > 0,4.$$

Donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement.

b) La condition de résistance (flambement flexion):

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} \leq 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_Z \cdot A \cdot F_y} \quad \text{Avec } K_{LT} \leq 1.$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \beta_{MLT} \times \overline{\lambda}_Z - 0,15.$$

$$\beta_{MLT} : \text{flexion /y-y} \implies \beta_{MLT} = \beta_{m\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{m\psi}).$$

$$\beta_{m\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad \text{avec } \psi = 0. \implies \beta_{m\psi} = 1,8 \quad \text{et} \quad \beta_{MQ} = 1,3.$$

$$M_Q = \Delta M = |Max. M|.$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 + 1(1,3 - 1,8) = 1,3.$$

$$\overline{\lambda}_Z = 0,63 \rightarrow \mu_{LT} = 0,002$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\begin{cases} i_y = 9,97 \text{ cm.} \\ i_z = 2,69 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{990}{9,97} = 99,29 \\ \lambda_z = \frac{L_k}{i_y} = \frac{160}{2,69} = 59,47 \end{cases}$$

Donc on aura :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{99,29}{93,9} = 1,05$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_y = 1,05 \quad \Rightarrow \quad X_y = 0,563$$

Donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,002 \times 27,53}{0,563 \times 39,1 \times 23,5} = 0,99 < 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{ou : } \alpha = 0,21 \text{ profilé laminé.}$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(1,59 - 0,2) + 1,59^2] = 1,91$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{1/2}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,91 + [1,91^2 - 1,59^2]^{1/2}} = 0,33$$

$$\frac{27,53}{0,563 \times 918,85} + \frac{0,99 \times 22,6}{0,33 \times 86,15} = 0,81 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7. Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- Les lisses : UPE140
- Les potelets : IPE240

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets du séisme, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutres au vent (contreventement horizontal) et en façades : palées de stabilité (contreventement verticale), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

V.1 .Calcul du contreventement horizontal (poutre au vent) :

V.1.1 Définition :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de toitures comme le Montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive leurs diagonales sont généralement formées de doubles cornières qui sont fixées sur la traverse ou ferme leur rôle est de reprendre les efforts du vent en pignon et de les transmettre aux poteaux.

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par F_1 , F_2 , F_3 , F_4 et F_5 : qui sont des efforts dus aux réactions horizontales des potelets.

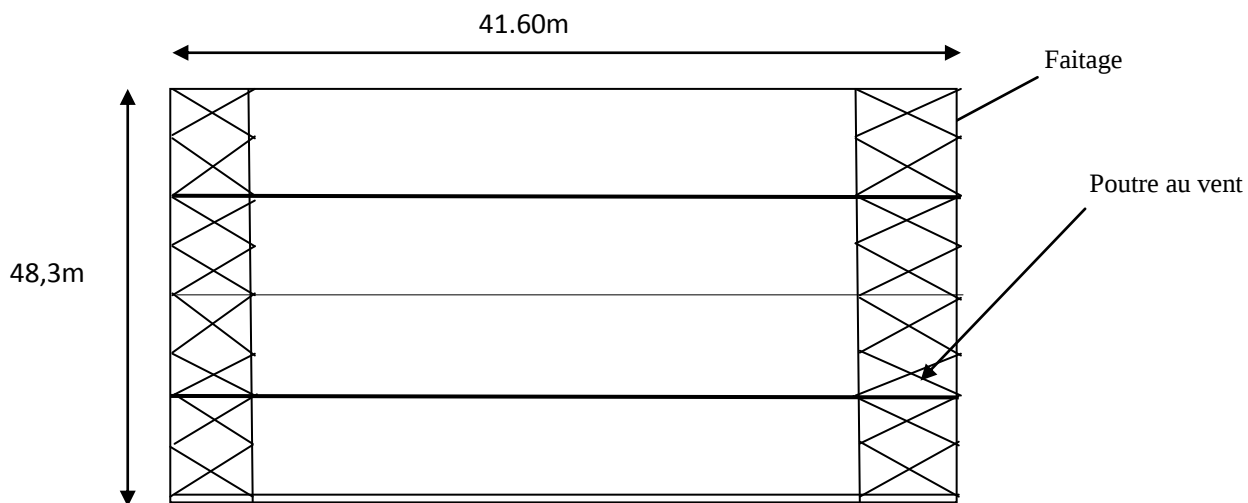


Figure V.1 : vue en plan.

V.1.2 Evaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = 1,5 \left[(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \dots \dots \text{Pour les forces de rives}$$

$$F_i = 1,25 \times \left[1,5 \left[(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \right] \dots \dots \text{Pour les forces intermédiaires}$$

Où : W_i : la charge due au vent sur le pignon avec $C_{pi} = +0,28$ (surpression en zone D).

$$W_{\max} = 282,88 \text{ N/m}^2$$

$$F_{fr} : \text{force de frottement où : } F_{fr} = 19160 \text{ N.}$$

S_i = la surface d'influence

n : nombre de nœuds ; $n = 9$.

$$\frac{F_{fr}}{n} = 2128,88\text{N.}$$

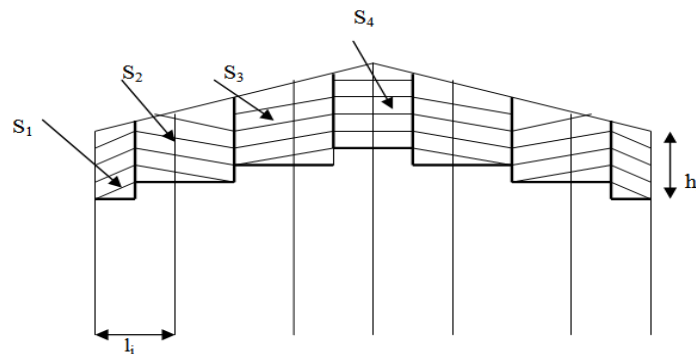


Figure V.2 : Vue sur pignon

Les résultats de F_i sont réunis dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : valeurs des efforts F_i pour chaque surface

i	1	2	3	4	5
S_i (m)	15,3	28,25	31,65	28,25	15,3
F_i (daN)	966	1892	1939	1892	966

$$R_A = R_C = \sum \frac{F_i}{2} = (F_1 + F_2) + \frac{F_3}{2} = 38,37\text{Kn.}$$

$$R_B = R_A * 2 = 38,37 * 2 = 76,74\text{ KN}$$

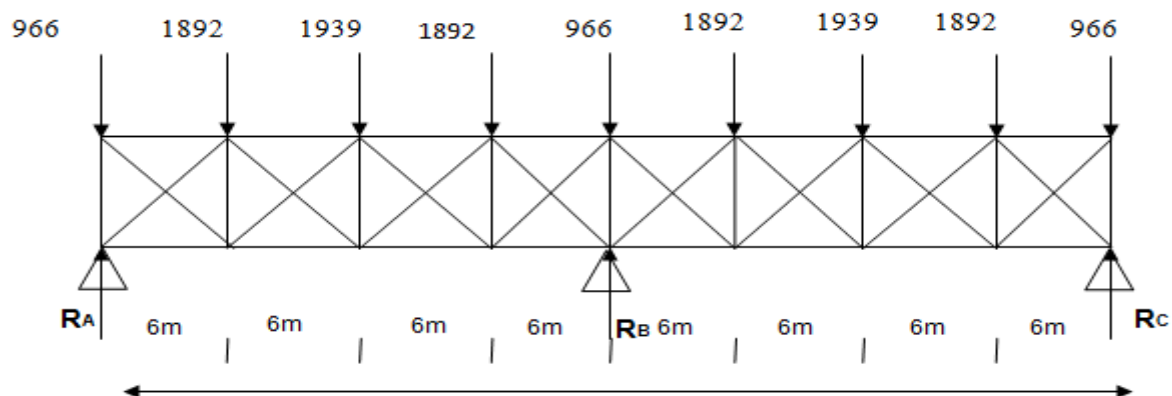


Figure V.3 : schéma statique de la poutre au vent.

V.1.3 dimensionnement de la diagonale :

Dans ce genre de systèmes seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction celle proche à l'appui. (le calcul des

diagonales comprimées est négligé). D'où on aura à étudier le schéma statique représenté par la figure suivante

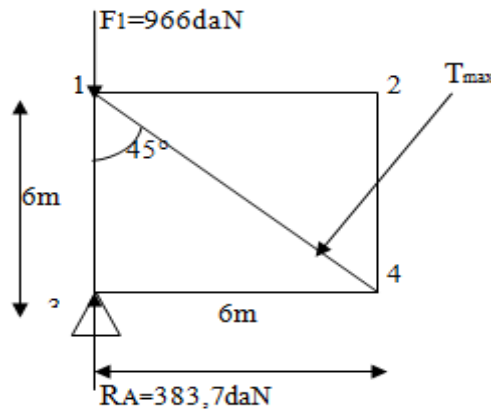


Figure V.4 : schéma statique d'une partie de la poutre au vent.

Par la méthode des nœuds on aura l'effort de traction max

$$T_{\max} = \frac{R - F1}{\cos 45^\circ} = \frac{383,7 - 966}{\cos 45^\circ} = 823,49 \text{ daN}$$

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{PL} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{\max} \quad \longrightarrow \quad A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{F_y}$$

Avec : $\gamma_{m0} = 1$.

$$A \geq \frac{82,34 \times 1}{23,5} = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } L(40 \times 40 \times 5) \longrightarrow A = 3,79 \text{ cm}^2$$

En section nette :

$$N_{tsd} \leq 0,9 \times \frac{A_{nette} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{nette} \geq 3,17 \text{ cm}^2$$

V.1.4. Vérification des montants :

Les pannes (IPE160) sont dimensionnées en flexion déviée seule, assurent aussi la fonction de montants de la poutre au vent. Il y a uniquement la panne sablière qui est soumise à la compression. Donc, on est obligé de la vérifier au flambement et au déversement.

V.2. Calcul de la poutre sablière :

Les poutres sablières jouent le rôle de relieur entre différents portiques transversaux, leurs évitant un important déplacement longitudinal notamment en cas de séisme.

la poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

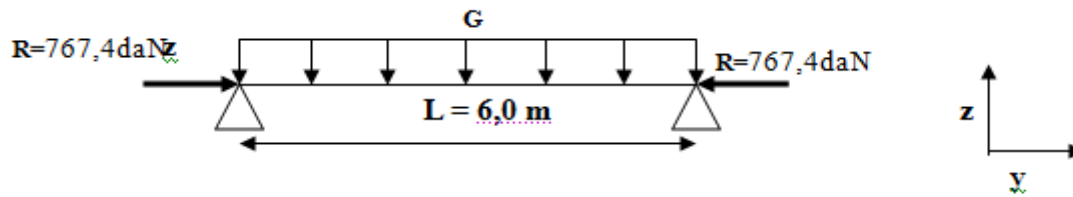


Figure V.5 : schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculé précédemment.

$$R = 383,7 \text{ daN}$$

V.2.1. pré dimensionnement

On prend comme panne sablière un IPE160 déjà dimensionner précédemment pour les pannes courantes

$$N \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20,1 \times 23,5}{1} = 472,35 \text{ Kn}$$

$$N = 38,37 \text{ Kn} < 472,35 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour un IPE160 pour les pannes sablières.

V.2.2. vérification de la résistance de la poutre sablière

V.2.2.1. vérification aux instabilités

- Détermination de la classe de la section:

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{16}{0,74} = 10,81 > 10\epsilon$$

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

la semelle est de classe 2

Classe de l'âme : (Flexion composée)

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{38,37}{1,1 \times 23,5} = 1,48$$

$$\alpha = \frac{1}{12,7} \left(\frac{12,7 + 1,48}{2} \right) = 0,55 \leq 1$$

$$\alpha = 0,55$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{12,7}{0,5} = 25,40$$

$$\frac{36\epsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,55} = 65,45$$

$$\text{Donc : } \frac{d}{t_w} \leq \frac{36\epsilon}{\alpha} \Rightarrow \text{classe 01 Alors la panne est de classe 2}$$

a) Vérification au déversement :**➤ Sous le poids propre :**

$$M_{cr} = 14,52 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{B_w \cdot \frac{W_{ply}}{M_{cr}}} \text{ avec } B_w = 1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 29,11 \text{ Kn.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{B_w \cdot \frac{M_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4$$

La vérification au déversement est nécessaire.

Donc il ya lieu de tenir compte de risque de déversement.

- **Calcul de moment résistant M_{RY} :**

$$M_{RY} = X_{LT} \cdot B_w \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

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

Avec :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{1/2}}$$

Avec :

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Pour les profilés laminés $\alpha=0,21$

$$\phi_{LT} = 1,62$$

$$\chi_{LT} = 0,41$$

$$M_{RY} = 0,41 \times 1 \times \frac{29,11}{1,1} = 10,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{RY} = 10,85 \text{ KN.m} > M_{SY} = 0,71 \text{ KN.m} \quad (\text{Vérifié})$$

Vérification au flambement :

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N}{\chi_{\min} \cdot A \cdot F_y} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_y} < 1$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15$$

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

$$\beta_{MLT} = 1,3.$$

$$\mu_{LT} = 0,435$$

$$K_{LT} = 0,62$$

$$\begin{cases} i_y = 6,58 \text{ cm.} \\ i_z = 1,84 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,18 \\ \lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{600}{1,84} = 326,08 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_z = 3,00 \longrightarrow \text{Courbe b}$$

$$X_{\min} = 0,0994$$

V.2.2.2. Vérification de la résistance (flambement flexion):

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot A \cdot F_y} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_y} = 0,81 \leq 1 \text{ (Condition vérifiée).}$$

V. 2.2.3. Vérification à l'effort normal

On doit vérifier si :

$$N \leq \min [0,25 N_{pl}, 0,5 \cdot A_w \cdot f_y]$$

Tel que :

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 20,1 \times 23,5 = 472,35 \text{ KN.}$$

$$0,25 N_{pl} = 118,08 \text{ KN}$$

$$0,5 A_w \cdot f_y = 113,50 \text{ KN}$$

Donc:

$$\min [0,25 N_{pl}, 0,5 A_w \cdot f_y] = 113,50 \text{ KN.}$$

$$N = 38,37 < 113,50 \implies \text{La condition vérifiée.}$$

V.3. Calcul du contreventement vertical (palées de stabilité)

V.3.1. Palée de stabilité en X :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon, aux fondations

❖ Evaluation des efforts :

Le portique longitudinal intermédiaire est le plus sollicité.

Réaction de la poutre au vent : $R = 383,7 \text{ daN.}$

❖ Détermination des efforts internes dans les barres :

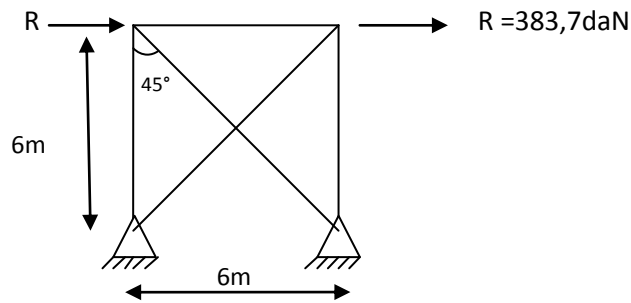


Figure V.6 : schéma statique du contreventement vertical.

VI. 3.1.1. Pré dimensionnement

$$N_{\max} = \frac{R}{\cos 45^\circ} = 542,63 \text{ daN}$$

$$N_{\max} = 542,63 \text{ daN.}$$

$$A \geq \frac{542,63 \times 1}{23,5} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Soit, deux cornière : L(40*40*4) = 3,08 cm² pour les diagonales.

Vérification en section nette :

$$A_{\text{nette}} \geq \frac{54,26 \times 1,25}{0,9 \times 36} = 2,09 \text{ cm}^2$$

V.3.1.2. vérification de la condition de résistance :

On doit vérifier que : $N_{\max} < N_R = \frac{A F_y}{\gamma_{m0}}$

$$N_R = \frac{3,08 \times 23,5}{1} = 72,38 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 54,26 > 72,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.4. Conclusion

Afin de pouvoir stabiliser notre structure, nous avons eu recours à des palées de stabilités verticales et à des contreventements sous versant pour reprendre et transmettre aux fondations les efforts dû aux forces climatique sollicitant notre ouvrage, les calculs ont donné les résultats suivants :

- ✓ deux cornières en L (40×40×5) pour les diagonales de la poutre au vent.
- ✓ deux cornières en L (40×40×4) pour les palées de stabilité
- ✓ une panne sablière en profile IPE160

ETUDE DU PLANCHER MIXTE

Un plancher mixte est constitué d'une dalle mixte (composée d'un treillis d'armatures, une couche de béton et d'un bac d'acier), et des solives, ces dernières sont connectées à la dalle par des goujons connecteurs de différent type.

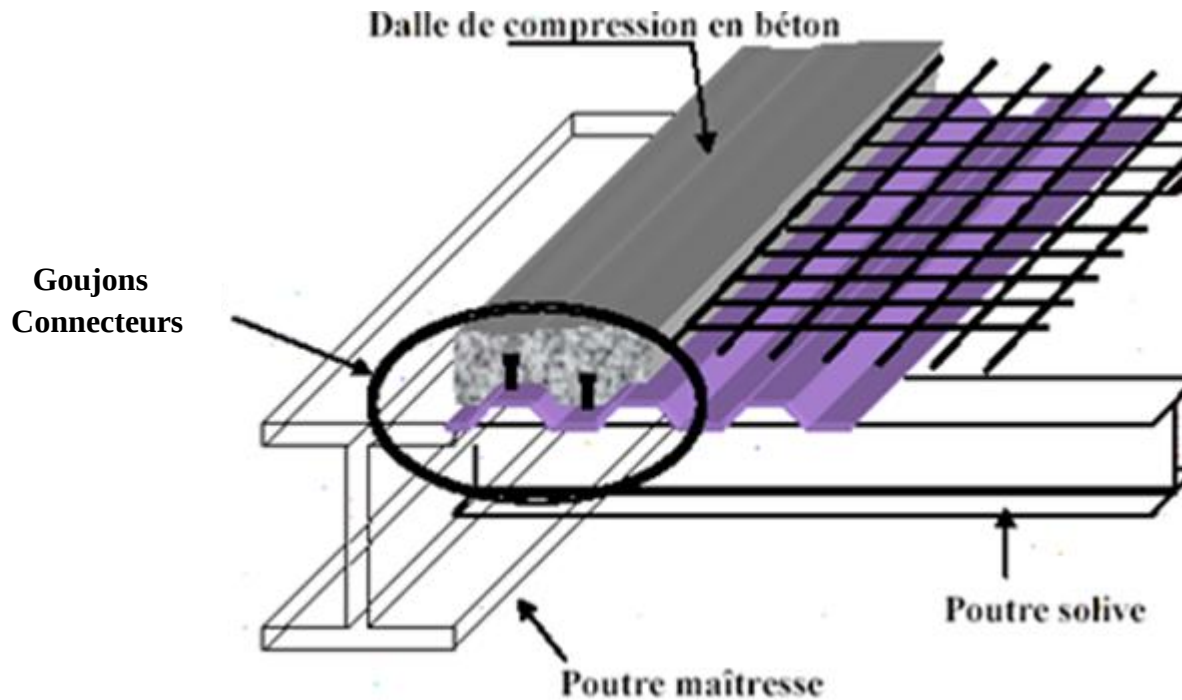


Figure VI .1 : Plancher mixte acier-béton.

VI.1. Méthode de construction (Réalisation) :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- ★ Phase de construction
- ★ Phase finale

a) Phase de construction : Le profilé d'acier travaille 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 travaillent ensemble.

Les charges de la phase finale sont:

- Poids propre du profilé et la tôle.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

VI.2. Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 8\text{cm}$.
- L'épaisseur de la tôle Cofraplus 60 = 4cm
- Entraxe des solives : 1,4 m
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_B} = 20.65$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2.10^{-4}$
 - **Contraintes admissibles des matériaux :**
 - Pour l'acier : $f_y = 235\text{ MPa}$
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

VI.2.1. 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.

a) Les charges permanentes :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Revêtement en carrelage	2	0.5	3,82
	Mortier de pose	2	0.2	
	Lit de sable	3	0.54	
	Tôle type cofraplus 60	4	0,085	
	Dalle en béton armé	8	2.5	

b) Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : $Q = 2,5\text{ KN/m}^2$ (usage de bureaux)

Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases

- Phase de construction
- Phase final

➤ **Méthode de calcul****a) Phase de construction:**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

b) Phase finale:

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

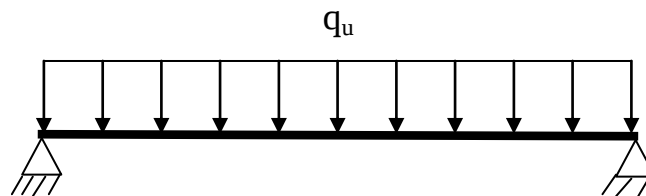
VI.2.2. Vérification des solives:

Figure VI.2: Schéma statique de la solive
L = 6,86 m

VI.2.2.1. 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 1.4 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times 1,4$$

$$q_u = (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,085 + 1,5 \times 1,00) \times 1,4$$

$$q_u = 6,98 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1,4$$

$$q_s = (2,5 + 0,085 + 1,00) \times 1,4$$

$$q_s = 5,01 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 2507,08 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE220}$$

b) Détermination de la classe de la section du profilé :

Le choix de l'IPE220 nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir du tableau donné dans l'Eurocode 3, les calculs s'effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon \rightarrow \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \rightarrow \text{Tel que } \epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

Donc l'âme est de section 1

Pour la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55}{9,2} = 5,97 \leq 10\epsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

-Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{On prenant compte du poids du profilé : } M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$q_u = 7,23 \text{ KN/m}$.

$q_s = 5,19 \text{ KN/m}$.

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,23 \times 6,86^2}{8} = 42,53 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{166,4 \times 23,5}{1} = 39,10 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 42,53 \text{ Kn.m} > M_{rd} = 39,10 \text{ kn.m}$$

Condition de Résistance non Vérifiée

On opte pour un étalement à mi travée :

$$M_{sd} = \frac{7,23 \times 3,43^2}{8} = 10,63 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 10,63 \text{ Kn.m} < M_{rd} = 39,10 \text{ kn.m}$$

Vérifiée

c) Vérification à l'effort tranchant:

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 11,25 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23,5 \times 11,25}{\sqrt{3} \times 1} = 152,63 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,23 \times 6,86}{2} = 24,79 \text{ N}$$

$$V_{sd}^{max} = 24,79 \text{ Kn} < V_{plrd} = 152,63 \text{ KN}$$

Condition de l'effort tranchant est vérifiée

$$V_{sd} = 24,79 < 0,5 V_{plrd} = 76,31 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

VI.2.2.2. Phase finale :

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 de bureaux)..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de la tôle $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage, mortier de pose, + accessoires $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$.

a) Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de 1.4 m.

- A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = (1.35.G_b + 1.35.G_t + 1.35.G_c + 1.5.Q) \times 1.4$$

$$q_u = (1.35.3 + 1.35.0085 + 1.35.2 + 1.5.2.5) \times 1.4$$

$$q_u = 14.86 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1.4$$

$$q_s = (3 + 0.085 + 2.5 + 2) \times 1.4$$

$$q_s = 10.61 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f_z = \frac{5.q_z.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5.q_z.250.l^3}{384.E} \longrightarrow I_y \geq 5309.42 \text{ cm}^4.$$

Soit un IPE270 avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ **La flèche**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 10.97 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = 2.60 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{686}{250} = 2.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

$$q_u = 15.22 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 89.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 113.74 \text{ KN.m} > 89.53 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 52.20 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 300.38 \text{ KN} > 52.20 \text{ KN}$$

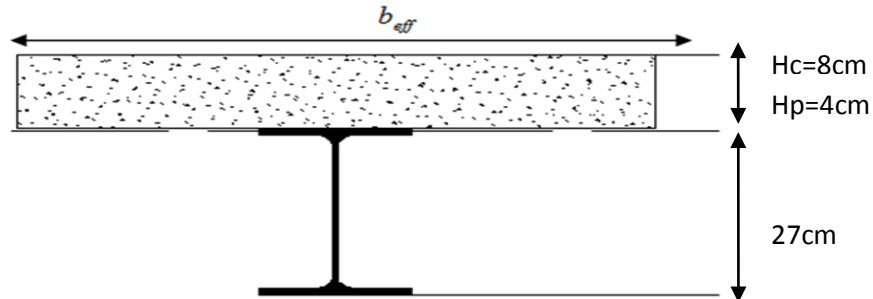
$$0.5V_{pl,Rd} = 150.19 \text{ KN} > V_{sd} = 52.20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte un IPE270

Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} \quad \text{avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \quad \text{b: Entraxe entre les poutres} \end{array} \right. \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \cdot l_0}{8} = \frac{2 \cdot 6,86}{8} = 1,71 \text{ m} \\ b = 1,4 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1,4 \text{ m}$$

**Figure VI. 3:** Largeur de la dalle effective.**c) Vérification de la résistance à L'ELU**

$$q_u = 15,22 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{14,39 \times 6,86^2}{8} = 89,53 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \times f_y = \frac{45,9 \times 23,5}{1,1} = 980,59 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1400 \times 80 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 1586,66 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{980,59}{1400 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 4,94 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 980,59 \times \left(\frac{20}{2} + 4 + 8 - \frac{4,94}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 225,82 \text{ KN}$$

$M_{pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

d) Vérification de la flèche en service

$$q_s = 10,27 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{686}{250} = 2,74 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

e) Calcul de I_m

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 5790 + 45,9 \times 13,77^2 + \frac{140 \times (8 + 4)^3}{12 \times 15} + \frac{140 \times (8 + 4)}{15} \times 5,73^2 = 19514,51 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,1091 \times 686^4}{384 \times 21000 \times 19514,51} = 0,77 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2,74 > f_{cal} = 0,77 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

f) Calcul des contraintes**1) Contraintes dues au moment fléchissant :**

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -125,11 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 1,23 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 3,58 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0,082 MPa$$

2) Contraintes dues au retrait

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{27 + 8 + 4}{2} = 19,5 cm$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{5790}{45,9 \times 19,5} = 6,46 cm$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 140 \times (8 + 4) = 1680 cm^2$$

$$K = \frac{1680 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 19,5 \times 45,9}{(15 \times 5790 \times 45,9) + (1680 \times 5790) + (1680 \times 45,9 \times 19,5^2)}$$

$$K = 0,14$$

Avec :

$$E_a = 2,1 \times 10^4 MPa$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{27}{2} + 6,46 = 19,96 cm$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 19,96 + 8 + 4 = 31,96 cm$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0,14 \times 19,96 \times 10 = 27,74 MPa$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0,14 \times (27 - 19,96) \times 10 = -9,85 MPa$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,14 \times 19,96 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bi} = -0,93 MPa$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}) - (0,14 \times 31,96 \times 10)}{15}$$

$$\sigma_{bs} = -0,182 MPa$$

3) Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 1,23 + 27,94 = 29,17 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -125,11 - 9,95 = -135,06 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 3,58 - 0,182 = 3,39 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -0,082 - 0,93 = -1,01 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.3. Calcul des goudjons 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 $\varnothing 18$.

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

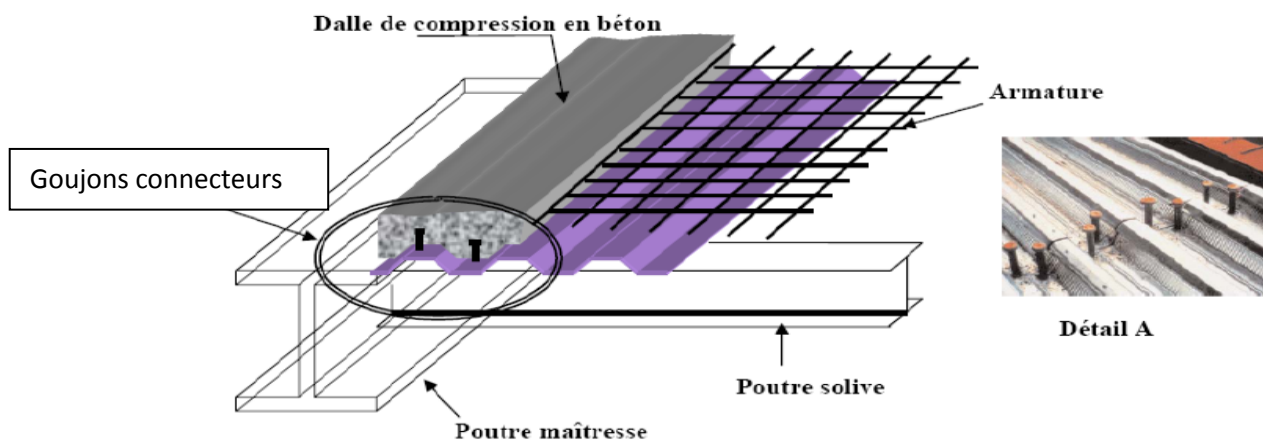


Figure VI.4 : Schéma des connecteurs.

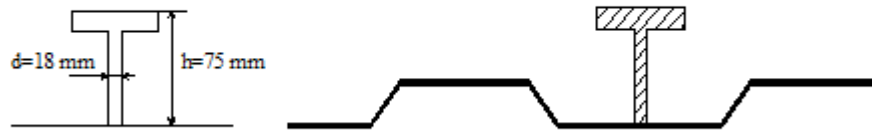


Figure VI.5 : Caractéristique de connecteur.

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

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 :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u}{\gamma_r} \frac{\pi d^2}{4} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$\text{AN : } P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,144 \text{ KN} \\ 0,29 \times \frac{1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,638 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{Rd} = 65,144$ (Résistance d'un goujon).

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,111 = 65,111 \text{ KN}$$

✧ Effort de cisaillement V_{lf}

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{45,9 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1,4 \times \frac{(8 + 4) \times 25}{1,5} \times 10 \right) = 980,59 \text{ KN}$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

✧ Nombre des goujons N

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{980,59}{65,144} = 15,05 \text{ Goujons ; On prend 15 Goujons.}$$

Soit 15 goujons sur une longueur $L/2 = 686/2 = 343 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ goujons sur } 6,86 \text{ m.}$

✧ Espacement e

$$e = \frac{343}{15} = 22,86 \text{ cm.}$$

VI.3.1. Vérification des soudures

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(219,6; 10,2) = 10,2\text{mm}$$

On prend $a = 7\text{mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400\text{MPa} \end{cases}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 7 \times 56,548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 91,41\text{KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{980,59}{15} = 65,37\text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 65,37\text{KN} \leq 91,41\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4. Calcul 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 : $L = 7,02\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6,86\text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,4\text{m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 4,82\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0,361\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,361 \times 6,86 = 2,47\text{ Kn}$$

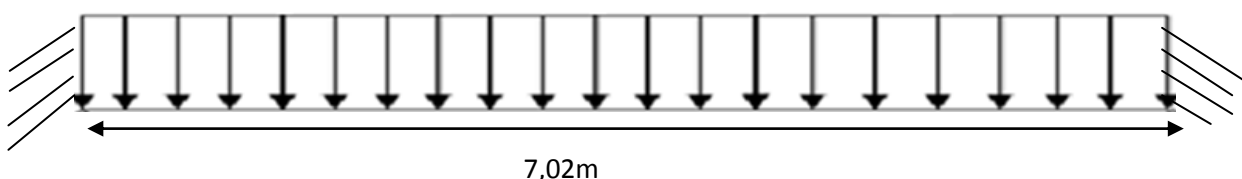


Figure VI.6: **Sommier sous charge répartie.**

VI.4.1. Vérification des poutres maitresses (sommiers) :**1) Phase de construction :**

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 6,86m$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$G = 3,44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE 270} = 0,361 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3,44 \times 6,86 = 23,59 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \times 6,86 = 6,86 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

a) Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 23,63 + 1.5 \times 6,86)$$

$$q_u = 42,19 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (23,63 + 6,86)$$

$$q_s = 30,48 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \longrightarrow I_y \geq 16345,03 \text{ cm}^4.$$

On adopte un IPE400 $\longrightarrow$ classe1

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

On prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 42,19 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 30,48 \text{ KN/m.}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{42,19 \times 7,02^2}{8} = 173,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{1307 \times 23,5}{1} = 307,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 173,26 \text{ KN.m} < M_{rd} = 307,14 \text{ KN.m}$$

Condition de Résistance Vérifiée

b) Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

V_{Rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : aire de cisaillement.

$A_{vz} = 35,14 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plRd} = \frac{23,5 \times 35,14}{\sqrt{3} \times 1} = 304,32 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :**

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{42,19 \times 7,02}{2} = 148,08 \text{ KN.}$$

$$V_{sd}^{max} = 148,08 \text{ KN} < V_{plRd} = 302,32 \text{ KN} \text{ Condition de l'effort tranchant est vérifiée}$$

$$V_{sd} = 148,08 < 0,5 V_{plRd} = 152,16 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

2) Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 6,86 \text{ m}$

$$G = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE 270} = 0,361 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,44 \times 6,86 = 37,31 \text{ KN/m} \\ Q = 2,5 \times 6,86 = 17,15 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

1) Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1.4 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 37,31 + 1.5 \times 17,15)$$

$$q_u = 76,09 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = (37,31 + 17,15)$$

$$q_s = 54,46 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{250} \quad I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot 250 \cdot l^3}{384 \cdot E} \longrightarrow I_y \geq 29204,41 \text{ cm}^4.$$

Soit un IPE450 avec $I_y = 33740 \text{ cm}^4 \Rightarrow$ la section est de classe 1.

Vérification en tenant compte du poids du profilé

➤ La flèche

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 55,23 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{cal} = 2,46 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{702}{250} = 2,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ La résistance

$$q_u = 77,13 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 316,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 399,97 \text{ KN.m} > 316,74 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 270,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 689,91 \text{ KN} > 270,72 \text{ KN}$$

$$0,5 V_{pl,Rd} = 344,95 \text{ KN} > V_{sd} = 270,72 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte un IPE450

Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{2 \cdot l_0}{8} & \text{avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b & b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases} \quad \text{EC4 Art 4.2.2.1}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} \frac{l_0}{8} = \frac{7,02}{8} = 0,87 \text{ m} \\ b_{e1} = 0,7 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{eff} = 0,7 \text{ m}$$

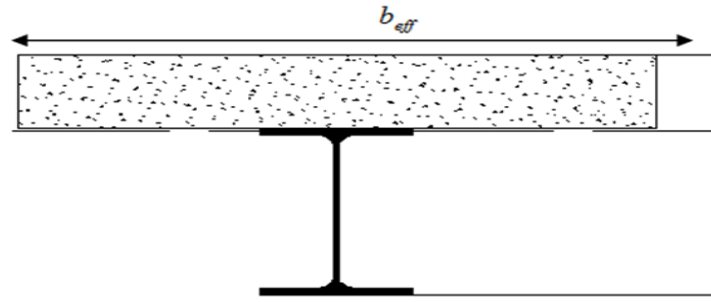


Figure VI.7: Largeur de la dalle effective.

a) Vérification de la résistance à L'ELU

$$q_u = 77,13 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{77,13 \times 7,02^2}{12} = 316,74 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \times f_y = \frac{98,8 \times 23,5}{1,1} = 2110,72 \text{ KN}$$

$$F_c = b \times e \times f \times h_c \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 700 \times 80 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 793,33 \text{ KN}$$

$F_c < F_a \Rightarrow F_a - F_c = 1317,3 > 2 \times b \times t \times f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 1185,2 \text{ KN}$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'âme de la poutre

$$Z_w = \frac{F_c}{2 \times T_w \times \left(\frac{f_y}{\gamma_a}\right)} = 19,75 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = M_{aplr,d} + F_c \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{F_c \times Z_w}{2}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 563,59 \text{ KN}$$

$M_{pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

b) Vérification de la flèche en service

$$q_s = 55,23 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{Plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{702}{250} = 2,80 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times P_s \times l^4}{384 \times E_a \times I_m}$$

a) Calcul de I_m

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times \eta} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{\eta} \times f^2$$

$$I_m = 63443,13 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,5523 \times 702^4}{384 \times 21000 \times 63443,13} = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 2,80 > f_{cal} = 1,31 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

c) Calcul des contraintes

1) Contraintes dues au moment fléchissant

b) Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -163,75 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = 60,90 \text{ MPa}$$

↪ Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 8,05 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -4,05 \text{ MPa}$$

2) Contraintes dues au retrait

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{45 + 8 + 4}{2} = 28,5 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{33740}{45 \times 28,5} = 11,98 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \times (h_c + h_p) = 70 \times (8 + 4) = 840$$

$$K = \frac{840 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 28,5 \times 98,8}{(15 \times 33740 \times 98,8) + (840 \times 33740) + (840 \times 98,8 \times 28,5^2)}$$

$$K = 0,06$$

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

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = 34,48 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 46,48 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 20,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = -6,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = -1,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_2)}{\eta} = -0,94 \text{ MPa}$$

3) Contraintes finales

$$\sigma_{as} = 60,90 + 20,68 = 81,58 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -163,75 - 6,31 = -170,06 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 8,05 - 0,94 = 7,11 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -4,05 - 1,42 = -5,47 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.2. Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de diamètre $\varnothing 18$.

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d$$

$$\text{On a } d = 18 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\text{Béton de classe C 25/30} \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ Mpa}, E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r} \\ 0,29 \times \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$\text{AN : } P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times \frac{400}{1,25} \times \frac{3,14 \times 18^2}{4} \times 10^{-3} = 65,144 \text{ KN} \\ 0,29 \times \frac{1 \times 18^2}{1,25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65,638 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 65,144 \text{ (Résistance d'un goujon).}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow P'_{Rd} = r \times P_{Rd} = 1 \times 65,111 = 65,111 \text{ KN}$$

🔗 **Effort de cisaillement V_{lf}**

$$V_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}; 0,85 \times b_{eff}^+ \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(\frac{98,8 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \times 1,4 \times \frac{(8 + 4) \times 25}{1,5} \times 10 \right) = 1190 \text{ KN}$$

🔗 **Nombre des goujons N**

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'_{Rd}} = \frac{1190}{65,144} = 18,26 \text{ Goujons ; On prend } \mathbf{19 \text{ Goujons.}}$$

Soit 19 goujons sur une longueur $L/2 = 702/2 = 3,51 \text{ m} \Rightarrow 38 \text{ goujons sur } 7,02 \text{ m.}$

🔗 **Espacement e**

$$e = \frac{351}{19} = 18,47 \text{ cm.}$$

VI.4.2.1. Vérification des soudures

a : La gorge

$$a < \min(d; t_f) = \min(378,8; 14,6) = 14,6\text{mm}$$

On prend $a = 10\text{mm}$

l : Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56,549\text{mm}$$

$$\text{Acier S235} \Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \\ f_u = 400\text{MPa} \end{cases}$$

➤ L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 56,548 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 117,53\text{KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N_f} = \frac{1190}{19} = 62,63\text{KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} \leq F_{wrd} \Rightarrow 62,63\text{KN} \leq 117,53\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

Solive : IPE270

Des goujons connecteurs de diamètre 18mm

Poutre maitresse : IPE450

Des goujons connecteurs de diamètre 18mm

CALCUL DES TRAVERSES

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture a deux versants, elles sont constituées généralement en profiles IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et a en caissier les charges et sur charges exercer sur celles-ci :

VII.1. pré dimensionnement des traverses :

VII.1.1.Evaluation des charges et surcharge :

a)- charge permanentes G :

-Couvertures panneaux (schandwichs)14,2kg/m²

-Accessoire de pose.....5kg/m²

-Les pannes IPE 160.....15,8 kg/ml

-La porté de la traverse12m

-Espacement entre pannes : e =1.51m

$$G = (P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e + (P_{anne} \times nb \times lp)$$

$$G = (14,2 + 5) \times 1.5 + (15,8 \times 8 \times 6) = 787.2 \text{ kg/m}$$

$$G = 7.87 \text{ kn/ml}$$

c)- surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :

La zone la plus chargée est G dont Cpi = +0,8

$$W = -q_j = -1,61 \times 12 = -19.32 \text{ Kn/ml}$$

La porté de la solive = 12m

d)- surcharge climatique de la neige (par projection horizontale) :

$$S = 0,223 \times 6 \times 8 = 10,70 \text{ kn/ml}$$

VII.1.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

1. Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 7.87 \text{ KN/m ;}$$

$$Q = 0,35 \text{ KN/m ;}$$

$$W = -19.32 \text{ KN/m ;}$$

$$S = 10,70 \text{ KN/m.}$$

2. Détermination de la combinaison la plus défavorable:

$$1) G_z + W = G \cos \alpha - W = 7.87 \times \cos 6.84 - 19.32 = -11.50 \text{ Kn/ml}$$

VII.1.3 Vérification de condition de flèche:

$$f_z \leq f_{am} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \times l^4}{E \times I_y}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times l^4}{f_{am} \times E \times 384} = \frac{5 \times 11.50 \times 10^{-2} \times 1200^4}{6 \times 2,1 \times 10^4 \times 384} \geq 24642.85 \text{ cm}^4$$

On prend IPE450 ($I_y = 33740 \text{ cm}^4$)

G = chargement + poids propre

Tableau VII.1 : Caractéristique du profile IPE450

profile	H Cm	b cm	t_w Cm	t_f Cm	A cm^2	I_y cm^4	I_z cm^4	Wply cm^3	Wplz cm^3
IPE450	45	19	0.94	1.46	98.8	33740	1676	1702	276.4

La combinaison la plus défavorable a ELU :

$$G + 1.5W = -21.16 \text{ Kn/ml}$$

VII.1.4. Vérification a la résistance :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd}$$

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{plrdy}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plrdz}} \right)^\beta \leq 1$$

✓ **Détermination de la classe de la section**

a) Classe de la section

• **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{19}{2}}{1,46} = 6,50 \leq 10\varepsilon$$

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

la semelle est de classe 1

• **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = 0$$

$$\alpha = \frac{1}{37,88} \left(\frac{37,88 + 0}{2} \right) = 0,50 \leq 1$$

$$\alpha = 0,50$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{37,88}{0,94} = 40,29$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,50} = 72$$

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

La section de **IPE450** est de **classe 01**

La section est de classe1 ($\alpha = 2, \beta = 1$)

$$V_{sd} = \frac{Q_{max} \times L}{2} = \frac{21.16 \times 12}{2} = 126.96 \text{ kn.m}$$

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

$$A_v = 50.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{PL,rd} = \frac{50.85 \times 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 689.91 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 126.96 \text{ Kn} < \frac{1}{2} V_{PL,rd} = 344.95 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q_z \times L^2}{12} = 253.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sdz} = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M_{PLr,dy} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23,5}{1} = 399.97 \text{ kn.m}$$

$$M_{PLr,dz} = \frac{W_{PLz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{276.4 \times 23,5}{1} = 64.95 \text{ kn}$$

$$\left(\frac{253.92}{399.97} \right)^2 + \left(\frac{0}{64.95} \right)^1$$

$$0.403 < 1 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Le profile choisi **IPE450** est vérifié.

VII.2.pré dimensionnement des poteaux :

VII.2.1.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 dû aux charges climatiques (neige, vent).

-Un effort de flexion dû aux charges posées horizontalement du vent.

VII.2.2. Evaluation des charges et surcharge :**a)- charge permanente**

Surface d'influence : $S = 12 \times 6 = 72 \text{ m}^2$

-Couvertures (panneaux sandwichs)..... $0,142 \times 72 = 10,22 \text{ kn}$

-Accessoire de pose..... $0,05 \times 72 = 3,6 \text{ kn}$

-La panne IPE 160..... $0,158 \times 6 \times 8 = 7,58 \text{ kn}$

-Traverse IPE 450..... $0,776 \times 12 = 9,31 \text{ kn}$

-solives IPE 270..... $0,361 \times 6,86 \times 4 = 9,90 \text{ k}$

-Poutre maitrisasse IPE450..... $0,776 \times 7,02 \times 2 = 10,89 \text{ kn}$

-pois de la tôle (cofraplus60) $0,08 \times 7,02 \times 6,86 = 3,85 \text{ kn}$

-Poids de béton $= 0,12 \times 7,02 \times 3,43 \times 25 = 72,23 \text{ kn}$

b) sur charge climatique de neige :

$S_1 = 0,223 \times 72 = 16,05 \text{ kn}$

Donc la charge de la neige : $S = S_1 \times \cos \alpha = 16,05 \times \cos(6,84) = 15,93 \text{ kn}$

c) Sur charges d'exploitations :

-charges d'entretien (Q)..... $0,35 \times 12 = 4,2 \text{ kn}$

➤ Donc la charge d'entretien ; $Q = Q \cos \alpha = 4,2 \times \cos(6,84) = 4,17 \text{ kn}$

-Charge d'exploitation de la dalle mixte (**plancher a usage de bureaux : $Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$**)

➤ $Q = 2,5 \times (7,02 \times 3,43) = 60,19 \text{ Kn}$

VII.2.3. Détermination de l'effort N par la descente de charges :**❖ Charges permanentes :**

$G_{tot} = (G_{couverture} + G_{Accessoir} + G_{panne} + G_{traversse}) \cos \alpha + G_{dalle mixte}$

$G_{toiture} = (10,22 + 3,6 + 7,58 + 9,31) \times \cos(6,84) + 96,87 = 127,36 \text{ kn}$

❖ Charges d'exploitation :

$Q_{totale} = Q_{dalle mixte} + Q_{entretien} = 60,19 + 4,17 = 64,36 \text{ Kn}$

$S_{neige} = 15,93 \text{ Kn}$

➤ **A l'ELU :**

$N_{max} = \max(N_{u1}; N_{u2}; N_{u3})$

$N_{u1} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 292,59 \text{ kn}$

$N_{u2} = 1,35G + 1,5 \times Q = 268,47 \text{ kn}$

$N_{u3} = 1,35G + 1,5 \times S = 196,15 \text{ kn}$

$$\Rightarrow N_{max} = 292.59 \text{ kn}$$

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

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.

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{292.59 \times 1.0}{23.5} = 12.45 \text{ Cm}^2$$

Pour la section obtenue on surdimensionne notre section et on opte pour un HEA 280 pour des raisons de sécurité.

VII.2.4. Vérifications aux flambements:

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{max} \leq \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{M1}}$$

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

$$l_{ky} = 0.7 \times 9.5 = 6.65 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0.7 \times 9.5 = 6.65 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{665}{11.86} = 56.07$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{665}{7} = 95$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} \times \sqrt{\beta_A} = \frac{95}{93.9} \times 1 = 1.01$$

$$\text{Autour de ZZ}' \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \chi_y = 0.5343$$

$$N_{max} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \times 23.5 \times 97.30 \times 0.5343}{1.1} = 1110.63 \text{ Kn}$$

$$N_{max}^1 = 292.59 \text{ kn} < N_{max} = 1110.63 \text{ Kn} \Rightarrow \text{poteau vérifier au flambement}$$

Le poteau **HEA 280** est vérifié.

VII.3. Conclusion :

D'après toutes les vérifications effectuées ci-dessus on a eu les résultats suivants :

Des **IPE 450** pour les traverses

Des **HEA 280** pour les poteaux.

ETUDE DES ESCALIERS

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'emmarchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

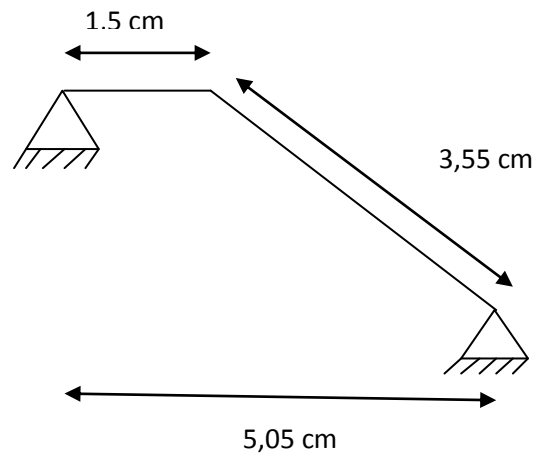


Figure VIII.1: Schéma statique de l'escalier.

VIII.1.Définitions

- Un **palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- Une **volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

Sachant que la hauteur de la mezzanine H est égale à 5000mm le nombre de marches sera de :

- $N = H/h = 5000 / 180 = 28$ contre marches pour les deux volée.
- on dispose 02 volées dans l'escalier de l'issue de secoure, la hauteur de chacune est :

$$\hat{h} = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm}$$
- $n = 14$ contre marches pour une volée.
- $n-1 = 13$ marches pour chaque volée.

VIII.2.Calcul des marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées (40×40×5) soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches (L40×40×5), ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figureV.3.

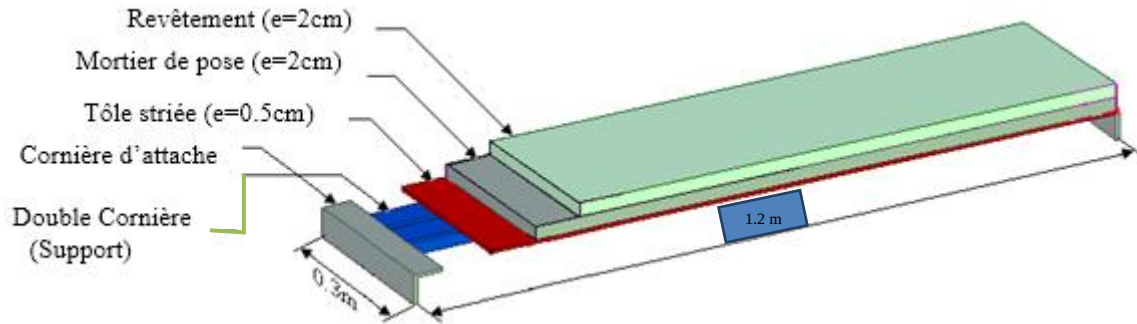


Figure VIII.2 : les constituants d'une marche.

a) Evaluation des charges

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- La charge permanente :

La tôle : $G_1 = 39,25 \times 0,3 = 11,775 \text{ daN/ml}$.

Le mortier de pose : $G_2 = 40 \times 0,3 = 12 \text{ daN/ml}$.

Le revêtement : $G_3 = 40 \times 0,3 = 12 \text{ daN/ml}$.

Les cornières : $G_4 = 2 \times 2,97 = 5,94 \text{ daN/ml}$.

Total : $G = 41,71 \text{ daN/ml}$.

- La surcharge d'exploitation :

$P = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/ml}$.

- La charge non pondérée :

$Q_1 = G + P = 116,71 \text{ daN/ml}$.

- La charge pondérée :

$Q_2 = 1,35G + 1,5P = 168,8 \text{ daN/ml}$.

b) La vérification de la flèche et de la résistance :

- La flèche

Les cornières jumelées doivent satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$\frac{5Q_1L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

L : la longueur des cornières, $L = 1,2 \text{ m}$

I_y : l'inertie des cornières jumelées, $I = 2 \times 5,43 = 10,86 \text{ cm}^4$

$$W_{ely} = 2 \times 1,91 = 3,82 \text{ cm}^3$$

$$AN : \frac{5 \times 116.735 \times 10^{-3} \times 1200^4}{384 \times 21000 \times 10.86 \times 10^4} = 1,382 \text{ mm} \leq \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ La résistance

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_2 l^2}{8} = \frac{168,842 \times 1,2^2}{8} = 30,391 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_y}{\gamma_0} = \frac{23,5 \times 3,82}{1,1} = 81,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 30,391 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 81,6 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0,68 \times 1,2}{2} = 1,012 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 10^{-2} = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{2,08 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 28,22 \text{ KN} > 1,012 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40x40x5 convient comme cornière de support.

Conclusion : on choisit pour la cornière de support une cornière de **L40x40x5**

VIII.3. Evaluation des charges :

VIII.3.1. Volée :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée.

➤ La charge permanente :

$$\text{La tôle : } G_1 = \frac{1}{2} (39,25 \times 1,2) = 23,55 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Le mortier de pose : } G_2 = \frac{1}{2} (40 \times 1,2) = 24 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Le revêtement : } G_3 = \frac{1}{2} (40 \times 1,2) = 24 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Les cornières : } G_4 = \frac{1}{2} (2 \times 2,98 \times 1,2 \times 13) / 3,55 = 13,47 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Le poids du garde corps } G_5 = 0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ DaN/ml.}$$

Avec :

$$\text{La longueur d'une marche : } 1,2 \text{ m}$$

Le nombre des marches : 13

La longueur totale du limon : 3,45 m

Total : $G_v = 102,59 \text{ daN/ml}$.

VIII.3.2. Palier :

Revêtements en carrelage ($e = 2\text{cm}$) $0.2 \times 2 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

- Mortier de pose ($e = 1.5\text{cm}$) $0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ KN/m}^2$

- Dalle en béton armé ($e = 10\text{cm}$) $0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

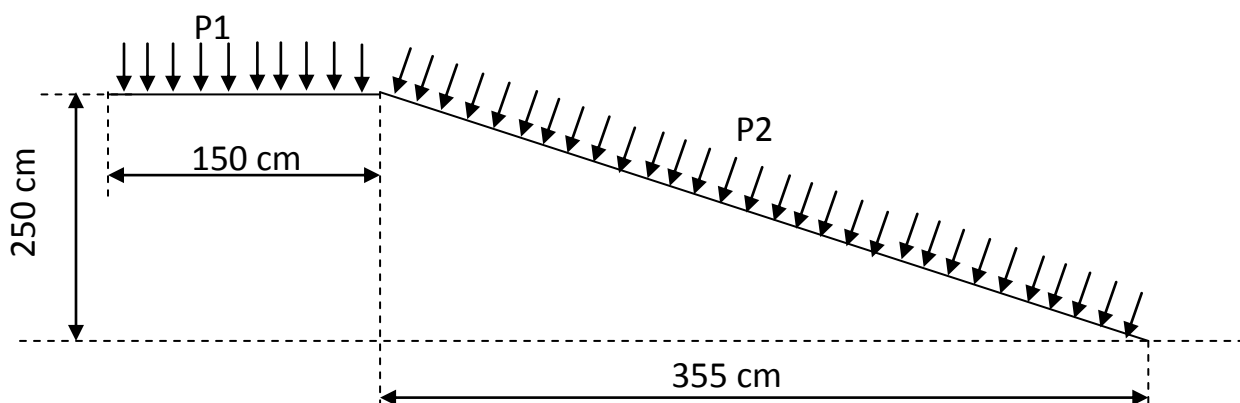
- Tôle striée $0,3925 \text{ KN/m}^2$

$G_p = 359 \text{ daN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

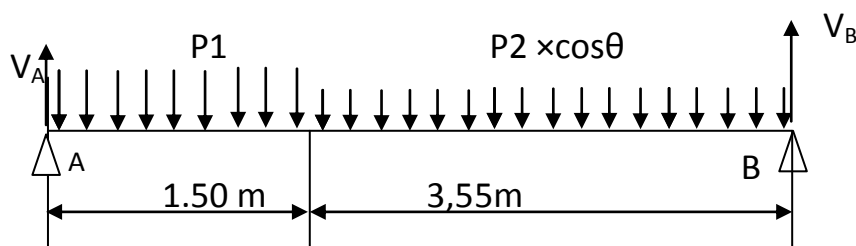
VIII.4. Dimensionnement des éléments porteurs :

Limon :



La combinaison la plus défavorable

$$P = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$



Calcul de θ_1 :

$$\text{Tang}\theta_1 = \frac{250}{345} = 0,72 \longrightarrow \theta = 35,92^\circ$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{11} = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q = 513,59 \text{ daN/ml} \\ P_{12} = 1,35 \times G_p + 1,5 \times Q = 859,65 \text{ daN/ml} \\ P_{21} = 513,59 \times \cos 35,92 = 415,92 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

Les réactions V_A , V_B :

On utilise le cas de charge la plus défavorable :

$$P_{12} = 859,65 \text{ daN/ml}$$

$$P = \frac{(G+Q) \times 1,5}{2} = \frac{(250+359) \times 1,5}{2} = 456,75 \text{ daN/ml.}$$

On trouve :

$$V_A = V_B = \frac{P_1 \times L}{2} = \frac{859,65 \times 5,05}{2} = 2170,61 \text{ daN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T(x) = V_A - P_1 \times x \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} X=0 \rightarrow T(x) = 2170,61 \text{ daN/ml} \\ X = \frac{L}{2} \rightarrow T(x) = 0 \text{ daN} \\ X=L \rightarrow T(x) = -V_B = -2170,61 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant

$$M(X) = V_A \times X - \frac{P_1}{2} \times X^2$$

$$\text{Le moment fléchissant max est a } X = \frac{L}{2}$$

D'où :

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{859,65 \times (5,05 \times 5,05)}{8} = 2740,40 \text{ daN.ml}$$

VIII.5. La vérification de la flèche et de la résistance :**VIII.5.1 La flèche :**

Le limon doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

Avec :

α : l'angle d'inclinaison de limon, $\alpha = 35,92^\circ$

$$AN: f_z = \frac{5.q_z.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5.q_z.250.l^3}{384.E} \rightarrow I_y \geq 910,32 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 160 avec un $I_y = 925 \text{ cm}^4$

VIII.5.2 La résistance➤ **Détermination de la classe de la section:**

Classe de la semelle:

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{3.25}{1.05} = 3.09 < 10\varepsilon$$

avec $\varepsilon=1$

La semelle est de classe 1

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{11.5}{0.75} = 15.33 < 72\varepsilon$$

L'âme est de classe 1

Alors la section du limon est de classe 1 on va adopter un calcul plastique

La condition de la résistance est la suivante :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$M_{sd} = 27,40 \text{ Kn.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_0} = 32,43 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 27,40 \text{ Kn.m} \leq M_{rd} = 32,43 \text{ Kn.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$AN: f = \frac{5.q_z.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{250} \rightarrow f = 1,98 < f_{adm} = 2,02 \text{ cm}$$

VIII.6. Conclusion:

- Pour le dimensionnement de l'escalier on opte pour un Limon UPN160.
- Et pour les marches on utilise des cornières jumelées de (40×40×5).

ETUDE SISMIQUE SELON LE RPA 2003

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 vibrations se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Les dommages causés par les séismes pourraient être réduits si les règles parasismiques sont prises en compte au moment de la conception pour être efficace.

Les constructions sont mises en vibration dynamique celle-ci engendre des forces d'inertie due à leurs masses, ces forces agissent sur un corps i est égale au produit de sa masse m_i par son accélération γ_i (2ème loi de Newton) :

$$F_i = m_i \cdot \gamma_i$$

De nos jours il existe plusieurs Logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner une structure, Et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

IX.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IX.2. Choix de la méthode :

Nous allons travailler avec la méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

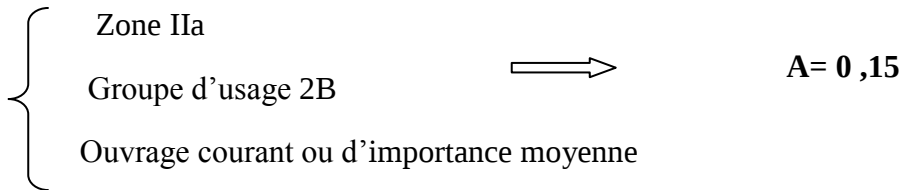
IX.3. Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

(RPA99/versions2003).

A : coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre construction est située à wilaya de Bejaia (Béni Mansour) zone IIa (sismicité moyenne) ; groupe d'usage de bâtiment (groupe 3) est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique



D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T1, T2: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donné par le **(tab 4.7 p49)**.

[RPA99/version 2003]

Site meuble : **T₁** (sec) = 0,15s ; **T₂** (sec)=0,40

(η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donnée par le tableau 4.2 du **RPA99 V2003**

Nous avons une structure en portiques (Acier léger), Donc $\xi = 4\%$

D'où :

$$\eta = 1,08 > 0,7$$

IX.4. Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ Avec :}$$

h_N : mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 10,90\text{m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a un Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où : $C_T = 0,085$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 10,90^{3/4} = 0,509\text{s}$$

$$D = 2,5 \times 1,08 \times \left(\frac{0,40}{0,509} \right)^{2/3} = 2,29$$

Dans notre bâtiment le contreventement est assuré partiellement par des palées triangulées en X, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \rightarrow \begin{cases} T_X = 0,09 h_N / \sqrt{D_X} \\ T_Y = 0,09 h_N / \sqrt{D_Y} \end{cases}$$

➤ **Sens transversal :**

$$D_x = 48,30\text{m} \quad T_x = \frac{0,09 \times 10,90}{\sqrt{48,30}} = 0,141\text{sec}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$D_y = 41,60\text{m} \quad T_y = \frac{0,09 \times 10,90}{\sqrt{41,60}} = 0,152\text{sec}$$

D'après RPA99/V 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min(T, T_x) = \min(0,509 ; 0,1) \longrightarrow T_x = 0,141\text{sec}$$

$$T_y = \min(T, T_y) = \min(0,509 ; 0,152) \longrightarrow T_y = 0,152\text{sec}$$

T_x Et T_y sont inférieurs à $T_2 = 0,40\text{s}$

Donc :

$$D = 2,5 \eta = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de

Contreventement

Notre construction est en acier et contreventée par palées triangulées en X dans le sens longitudinal, et contreventée par portiques auto-stable ordinaire dans le sens transversal ce qui nous donne $R = 4$. (**Tableau 4.3 RPA 99**).

Q : facteur de qualité La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4) :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

Tableau. IX.1 : Pénalité de vérification

Critère q »	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05(non Observé)	0
2. Redondance en plan	0,05(non Observé)	0
3. Régularité en plan	0 (Observé)	0
4. Régularité en élévation	0(Observé)	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0 (observé)	0

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1.1$$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ Avec :}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **$\beta = 0.2$**

$$W_{Gi} = 21944.43 \text{ Kn}$$

$$W_{Qi} = 1452.32 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow W = 2767.98 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 21944.43 \Rightarrow V_y = 2476,41 \text{ Kn}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{5} \times 21944.43 \text{ Kn} \Rightarrow V_x = 1955,24 \text{ Kn}$$

IX.5. La méthode modale spectrale :

IX.5.1. 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.

IX.5.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Avec les coefficients $A=0,15$ $\eta=1,08$ T_1 (sec) = 0,15s T_2 (sec)=0,40

Réponse Schématisation du spectre selon des directions X et Y:

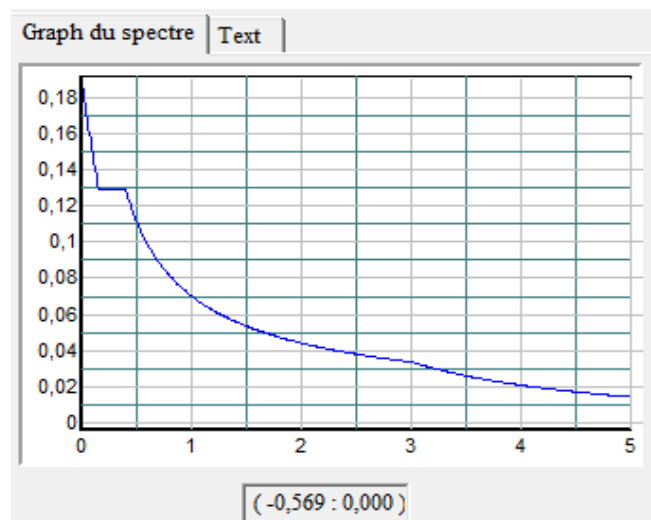


Figure IX.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

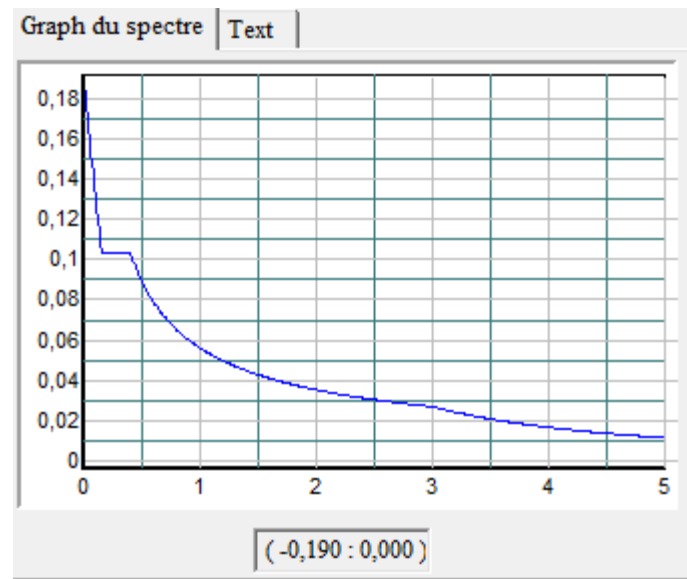


Figure IX.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

IX.5.3. Nombre de modes de vibrations à considérer :

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.

IX.5.4. Résultat de calcul :

a. Pourcentage de participation de masse :

Tableau IX.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 [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
43/ 1	2,99	0,33	63,36	0,35	0,0	63,36	0,35	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 2	3,82	0,26	64,06	44,75	0,0	0,70	44,40	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 3	4,34	0,23	72,23	44,76	0,0	8,17	0,01	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 4	4,82	0,21	73,12	44,76	0,0	0,89	0,00	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 5	5,53	0,18	73,53	44,76	0,0	0,42	0,00	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 6	6,03	0,17	73,53	45,22	0,0	0,00	0,46	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 7	6,61	0,15	73,54	45,67	0,0	0,00	0,45	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 8	6,73	0,15	73,54	45,67	0,0	0,00	0,00	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 9	6,76	0,15	73,57	45,67	0,0	0,03	0,01	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 10	8,46	0,12	73,57	72,85	0,0	0,00	27,18	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 11	8,78	0,11	73,57	85,47	0,0	0,00	12,62	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 12	10,20	0,10	75,93	87,31	0,0	2,36	1,84	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 13	10,89	0,09	87,70	87,32	0,0	11,76	0,01	0,0	219444,39	219444,39	0,0
43/ 14	11,13	0,09	90,76	87,53	0,0	3,06	0,21	0,0	219444,39	219444,39	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 20 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

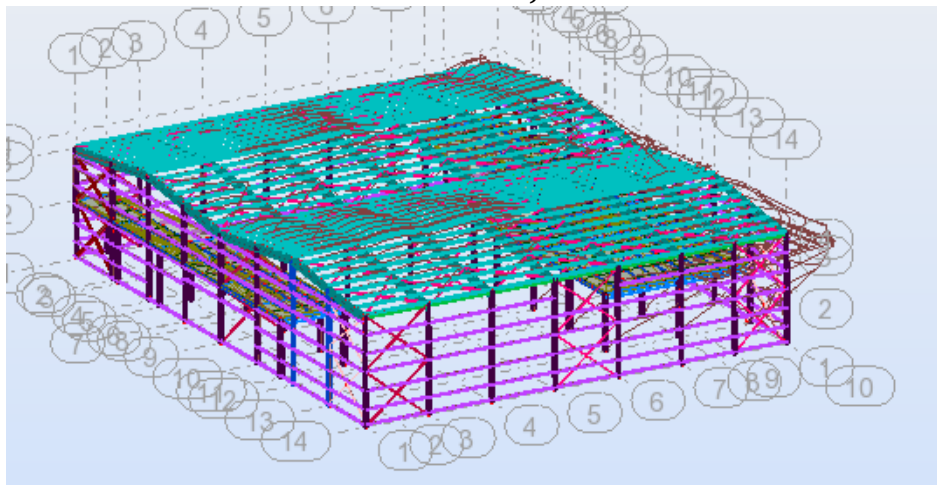
Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

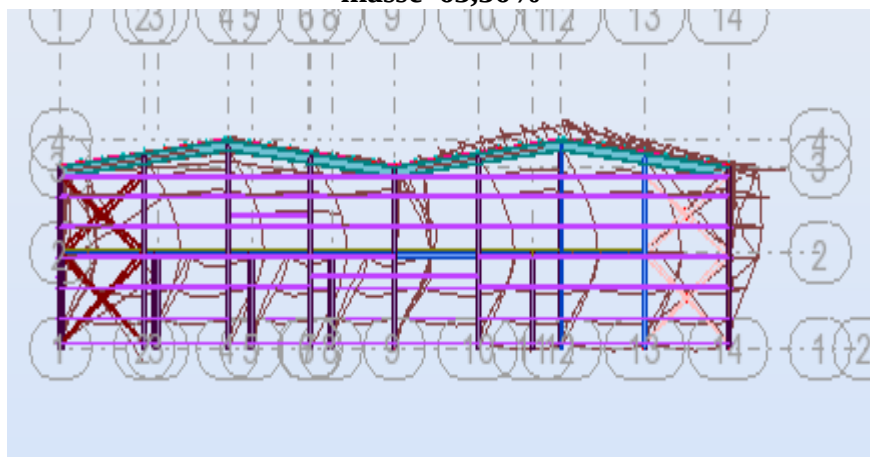
b. Les réponses modales de la structure :

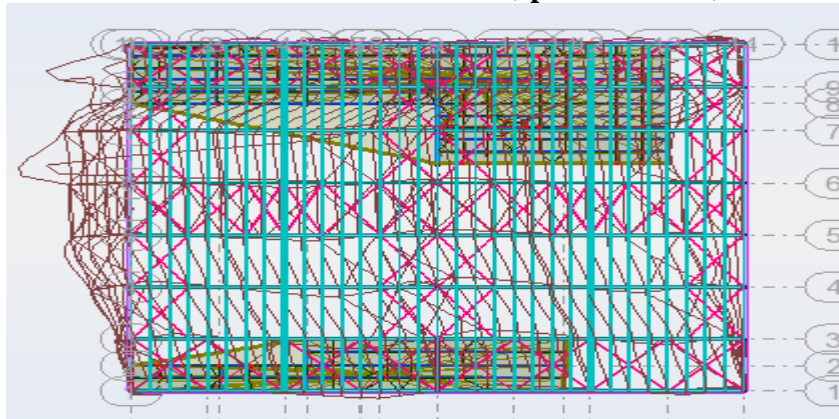
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,33$ s, taux de participation de la masse 44,40%



Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0.26$ s, taux de participation de la masse 63,36%



Mode 3 : Rotation autour de Z-Z , période $T = 0,23$ s :**IX.5.5. 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.

a. Les combinaisons de calcul :**Notation :**

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V1 : Vent sur le pignon.
- V2 : Vent sur le long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 : Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + W1	G + Q + E _X
1.35(G + S)	G + W2	G + Q - E _X
1.35(G + Q + S)	G + Q	G + Q - E _Y
G + 1.5W1D	G + S	G + Q + E _Y
G + 1.5W2D	G + 0,9(Q + S)	0.8G + E _X
G + 1.5W1S	G + W1D	0.8G - E _X
G + 1.5W2S	G + W1S	0.8G - E _Y
	G + W2D	0.8G + E _Y
	G + W2S	

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

b. Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article **4.3.6 du RPA99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

Tableau IX.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1955,24	1564,19	2470.25	Vérifiée
Sens yy	2476,41	1981,12	2313,5	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

➤ **Vérification des déplacements :**

1^{er} cas : situation durable :

Le CCM97 préconise de limiter les déplacements d'un bâtiment industriel à :

$$\text{Déplacement horizontal : } \begin{cases} \frac{H}{150} \text{ sans charge du vent.} \\ \frac{H}{125} \text{ avec charge du vent.} \end{cases}$$

Où : h est la hauteur du poteau.

Déplacement vertical : $\frac{L}{200}$ Où : L est la longueur de la traverse.

Les déplacements horizontaux et verticaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 : déplacements max en situation durable

	Combinaisons		Déplacement max (cm)	
	Avec Vent	Sans Vent	Avec Vent	Sans Vent
Suivant X	G+1.5W1S	1.35G+1.5S	0.6	0.9
Suivant y	G+1.5W2D	1.35G+1.5S	0.6	0,9
Suivant Z	G+1.5W1D	G + S	4.4	4.2

$$\frac{H}{150} = \frac{950}{150} = 6.33\text{cm} \quad ; \quad \frac{H}{125} = 7.6\text{cm} \quad ; \quad \frac{L}{200} = \frac{1200}{200} = 6\text{cm.}$$

2^{ème} cas : situation accidentelle :

Le DTR RPA99 préconise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de hauteur d'étage H = 10,6m.

Les déplacements horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IX.6 : déplacements max en situation accidentelle.

	Déplacement max (cm)
Suivant XX	4.9
Suivant YY	1.3

Donc tous les déplacements sont vérifiés.

VERIFICATION DES ELEMENTS

Après avoir modéliser l'ensemble des portiques en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique. Sous différents combinaisons ; 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.

X.1. Vérification des traverses :

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°10 et de longueur $L = 12\text{m}$; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

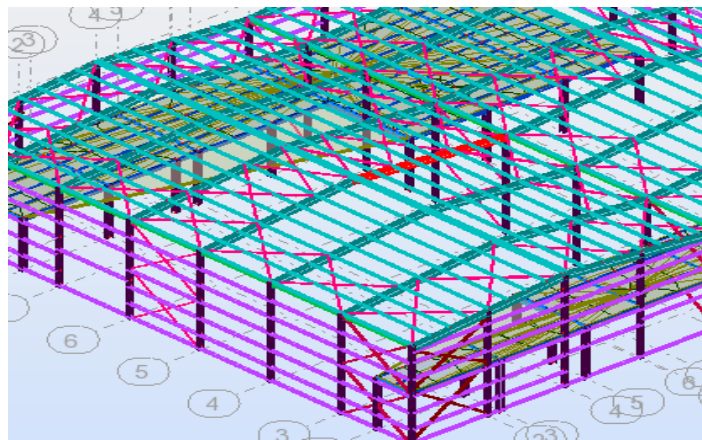


Figure X.1 : Traverse la plus sollicité

X.1.1. Vérification de la section à la résistance :

a) Bilan des efforts :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°219) sous la combinaison $G+1.5W2D$

$$M_{ysd}^{max} = 194,78 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd}^{max} = 171,24 \text{ KN}$$

$$V_{zsd}^{max} = -104,02 \text{ KN}$$

b) Classe de la section

• Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{30}{2,9} = 5,17 \leq 10\varepsilon$$

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

la semelle est de classe 1

- **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

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

$$d_c = \left(\frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \frac{171,24}{1,1 \times 23,5} = 6,62$$

$$\alpha = \frac{1}{29,8} \left(\frac{29,8 + 6,62}{2} \right) = 0,61 \leq 1$$

$$\alpha = 0,51$$

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{29,8}{1,1} = 27,09$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,61} = 59,01$$

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

La section de **HEA400** est de **classe 01**

a) Incidence de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{plRd}$

$$V_{zsd} = 104,02 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{57,33 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 777,83 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plrd}} = \frac{104,02}{777,83} = 0,133 < 0,5$$

Alors ; l'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0,25N_{pl,Rd}, 0,5A_w f_y / \gamma_{m0})$: il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 171,24 \text{ Kn}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{159 \times 23,5}{1} = 3736,5 \text{ KN}$$

$$0,25 \times N_{pl,rd} = 934,12 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 57,33 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 673,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < \min \left(0,25 N_{plrd}, 0,5 \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$\Rightarrow N_{sd} < \min (934,12 \text{ KN}; 673,62 \text{ KN})$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 171,24 \text{ KN} < 673,62 \text{ KN}$$

OK

Alors, l'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

➤ **Vérification de la résistance de la section transversale :**

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 23.5}{1.0} = 602,07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 194,78 \text{ KN.m} < M_{plyrd} = 602,07 \text{ KN.m}$$

La résistance de la section transversale est vérifiée.

➤ **Vérification a déversement :**

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E_a I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 2548,62 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 0,71 > 0,4$$

Il ya rique du déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}} = 0,78$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 1704,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = 469,61 \text{ KN.m} > M_y = 194,78 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification selon logiciel ROBOT :

Le profilé choisi **HEA400** est adéquat comme traverse.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
10 Poutre_10	 HEA 400	ACIER	71.75	164.61	0.49	12 G+1.5W1S

X.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°408 de hauteur **H=9,5m** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

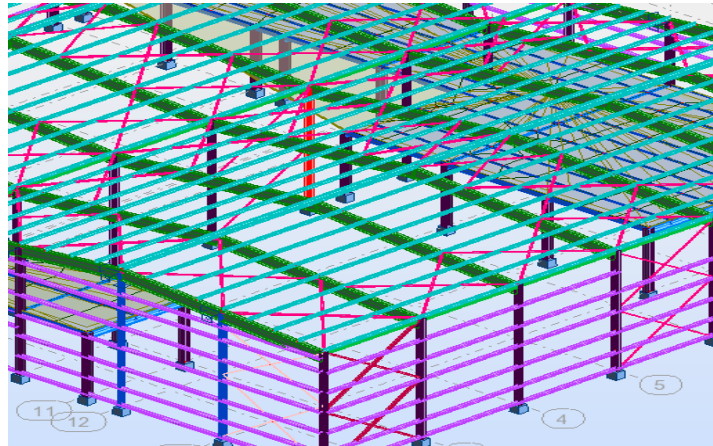


Figure X.2 : Poteau le plus sollicité

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel ROBOT sont :

h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)	combinaison d'action
9.5	175,14	M _y =235,74	M _z =1,92	72,08	G+1,5W1S

X.2.1. Vérification à la résistance :

Classe de la section :

- **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$c / t_f = b_f / 2 \cdot t_f \leq 10 \varepsilon \Rightarrow 280 / 2 \times 13 = 10,76 < 11 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

- **Classe de l'âme : (fléchie)**

$$d / t_w = 196 / 8 = 24,5 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc : les poteaux de section **HEA280** sont de classe **02**.

Remarque : puisque l'âme et la semelle sont de classe différentes donc on choisit la classe 2 qui est la plus défavorable car les sections de classe 2 peuvent atteindre la résistance plastique sans risque de voilement local mais avec une capacité de rotation limitée.

X2.2. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

$$V_{sd} = 72,08 \text{ Kn}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{31,74 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 430,63 \text{ Kn} > V_{sd} = 72,08 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 72,08 \text{ kN} < 0.5 V_{plRd} = 215,31 \text{ kN} \rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique.}$$

X.2.3. Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{plRd}$

$$N_{sd} = 175,14 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,3 \times 23,5}{1} = 2286,55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

X.2.4. Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sd} = 235,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1112 \times 23,5}{1} = 261,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \rightarrow \text{ok}$$

X.2.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

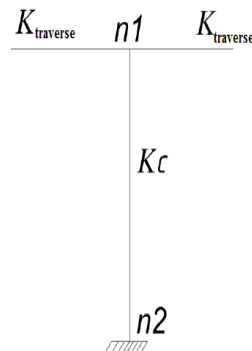
➤ Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

➤ Calcul de $\chi_{\min}$:

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

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



$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{Travee}}$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Encastrement à la base)}$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{13670}{950} = 14,38 \text{ cm}^3$$

$$K_{Travee} = \frac{I_y}{L} = \frac{13670}{600} = 178,66 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,46$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = I_{Ky} / i_y = 0,7 \times 950 / 11,86 = 56,07$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} = 0,59 > 0,2$$

(il y a risque de flambement)

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 280/270 = 1,037 < 1,2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Axe de flambement **y-y** $\longrightarrow$ courbe de flambement b ; $\alpha=0.34$

(tableau).

$$X_y = 0,8418$$

- **Suivant l'axe faible z-z : (hors du plan du portique)**

$$\lambda_y = I_{Kz} / i_z = 0.7 \times 950 / 7 = 95$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 1,01 > 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 280/270 = 1,03 < 1,2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Axe de flambement **z-z** $\longrightarrow$ courbe de flambement c ; $\alpha=0.49$ (tableau 3).

$$X_z = 0,5343$$

$$\text{Donc : } \chi_{\min} = 0,5343$$

➤ **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) :

$$\mu_y = -0,54$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} = 1,11$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = -0,56$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} = 1,18$$

$$N_{sd} = 175,14\text{Kn}$$

$$M_{y, Sd} = 235,74$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} = 97,3 \times 23.5 / 1 = 2286,55\text{Kn}$$

$$M_{ply.Rd} = 1112 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1 = 261,32 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plz.Rd} = 121,75 \text{ Kn.m}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$\frac{175,14}{0,766 \times 2286,55} + \frac{1,11 \times 235,74}{261,32} + \frac{1,18 \times 1,92}{121,75} = 0,80 < 1$$

Vérification avec le logiciel **robot** :

408 Barre_408	OK	HEA 280	ACIER	80.12	135.76	0.56	12 G+1.5W1S
---------------	----	---------	-------	-------	--------	------	-------------

Conclusion :

Dans le calcul et dans le modèle robot on a opter pour un **HEA 280** qui vérifie les calculs, Le profilé choisi **HEA280** est adéquat comme poteau.

X.3. Vérification de la poutre au vent :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°63) sous la combinaison **G+1.5W2D** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

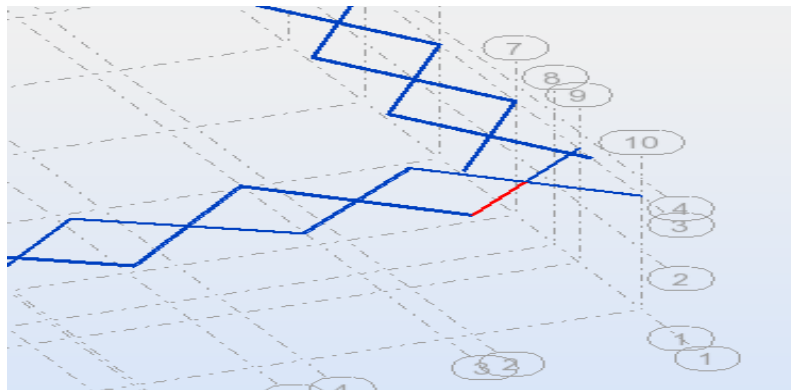


Figure X.3 : Diagonale la plus sollicitée dans la poutre au vent

L'effort dans la poutre au vent est :

$$N_{sd}^{MAX} = 110,44 \text{ KN (traction)}$$

a) Vérification à la traction :

L'effort de traction $N_{sd} = 110,44 \text{ Kn}$

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 13,17 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{13,17 \times 23,5}{1} = 309,49 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 110,44 \text{ Kn} < N_{rd} = 309,49 \text{ Kn} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au flambement :

$$\lambda = 391 / 3,06 = 127,77$$

$$\lambda_{\bar{}} = \lambda / \lambda_1 = 127,77 / 93,9 = 1,36$$

$$\lambda_{\bar{}} = 1,36 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0,40$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0,40 \times 13,17 \times 1 \times 23,5 / 1,1 = 112,54 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 110,44 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 112,54 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification avec ROBOT :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
63	OK	CAE 100x7	ACIER	127.75	127.75	0.88	13 G+1.5W2D

X.4. Vérification des palées de stabilités :

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (barre N°163) sous la combinaison **G+1.5W1D** ; comme illustré en rouge sur la figure suivante :

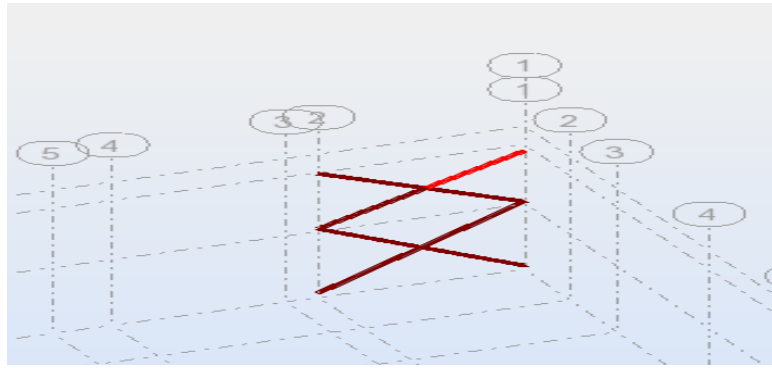


Figure X.4 : Diagonale la plus sollicitée dans la palée de stabilité

L'effort max dans les diagonales est $N_{\max} = 25.59 \text{ Kn}$

$$l_k = l_0 = 3.39\text{m} = 339\text{cm}$$

$$\lambda = 339 / 3.02 = 112.25$$

$$\lambda = \lambda / \lambda_1 = 112.25 / 93.9 = 1.19$$

$$\lambda = 1.19 \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \chi = 0.4388$$

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.4388 \times 22.7 \times 1 \times 23.5 / 1.1 = 212.79 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 25.59 \text{ Kn} < N_{c,Rd} = 212.79 \text{ Kn} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification avec le logiciel ROBOT :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
163	OK	DCED 120x12	ACIER	83.51	63.43	0.09	11 G+1.5W1D

CALCUL DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- 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. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau XI.1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons

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

- Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

- Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- Coefficients partiels de sécurité()

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

chap.6.1.2 –

eurocode3

- **Coefficient de frottement :**

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: XI .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

Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout 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.

Tableau: XI .3 : Principales caractéristiques géométriques

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-
d_m	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

XI .1 Assemblages poteau- traverse

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

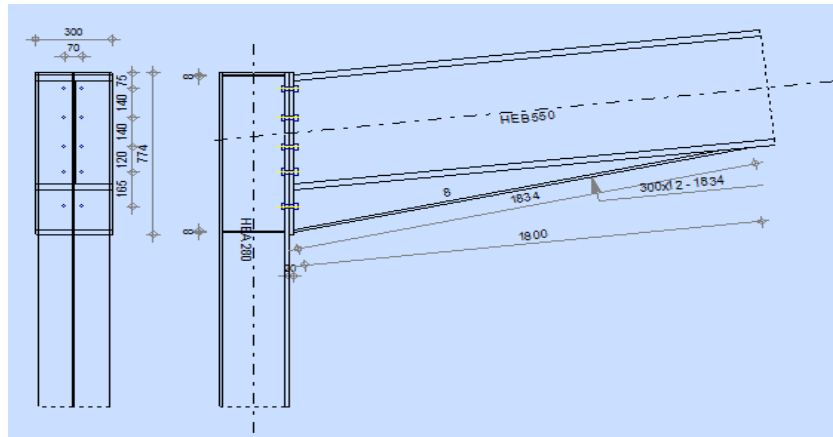


Figure XI.1 : Représentation de l'assemblage poteau-traverse

➤ **Efforts de calcul :**

$$M_{\max} = 58,43 \text{ KN.m} \quad N_{\max} = 110,13 \text{ KN} \quad V_{\text{sdmax}} = 224,33 \text{ KN}$$

XI.1.1 Assemblage poteau platine:

• **Dimensionnements des boulons :**

On choisit des boulons **M16** de diamètre $\varnothing 16$ de **classe 10.9**

• **Disposition des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2 \cdot 22 = 39,6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}$$

• **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1,2d_0 \quad e_1 \geq 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 65 \text{ mm.}$$

• **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1,5d_0 \quad e_2 \geq 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm.}$$

• **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$D_1 = 640 \text{ mm.} \quad D_2 = 475 \text{ mm.} \quad D_3 = 355 \text{ mm.}$$

$$D_4 = 215 \text{ mm.} \quad D_5 = 75 \text{ mm}$$

On prend en compte juste les 3 premières rangées de boulon sollicité à la traction due au moment de flexion.

$$d_1 = 64,0 \text{ cm.} \quad d_2 = 47,5 \text{ cm.} \quad d_3 = 35,5 \text{ cm}$$

$$N1 = \frac{M_{sd} \times d1}{\sum d_i^2} = \frac{58,43 \times 0,64}{0,76125} = 49,12 \text{ Kn}$$

$$N2 = \frac{58,43 \times 0,475}{0,76125} = 36,45 \text{ Kn}$$

$$N3 = \frac{58,43 \times 0,355}{0,76125} = 27,24 \text{ Kn}$$

- L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109,9 \text{ KN par boulon.}$$

- Le moment résistant de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

- Vérification de la résistance de l'assemblage :

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

$$\sum d_i^2 = 0,76125 \text{ m}^2$$

$$M_{rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 109,9 \times 0,76125}{0,64} = 261,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 58,43 \text{ KN.m} < 261,44 \text{ KN.m}$$

- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{110,13}{10} = 11,01 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\text{Avec : } k_s = 1 ; \mu = 0,4 ; n = 1 ; \gamma_{ms} = 1,25$$

$$\text{D'où : } V_{rd} = 35,16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,01 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 35,16 \text{ KN}$$

condition vérifiée

- Vérification vis-à-vis du cisaillement + traction de chaque boulon :

$$F_{vsd} = 11,01 \text{ KN.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{49,12}{2} = 24,56 \text{ Kn}$$

Avec:

n: nombre de rangé de boulons

$$F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0,4 (109,9 - 0,8 \times 24,56)}{1,25} = 28,88 \text{ Kn}$$

$$\text{Donc : } F_{vsd} = \frac{V}{10} = 11,01 < F_{vrd} = 28,88 \text{ Kn}$$

condition vérifiée

• **Résistance de l'âme du poteau à la traction :**

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } F_{vrd} \leq F_{trd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

b_{eff} = distance entre boulon (p_2)

t_w = épaisseur de l'âme du poteau

$$F_{trd} = \frac{235 \times 8 \times 150}{1,0} = 282 \text{ Kn}$$

$$F_{vrd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{49,12}{0,27 - 0,013} = 191,12 \text{ Kn avec } h = 270 \text{ mm ; } t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } F_{vrd} < F_{trd}$$

condition vérifiée.

• **Résistance de l'âme du poteau à la compression :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{vrd} = 191,12 \leq F_{crd} = f_y \times t_w \left(1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \times \frac{B_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$B_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec:

σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du Poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant

T_w = 8 mm épaisseur de l'âme du poteau

T_f = 33 mm épaisseur de la traverse

t = 20 mm épaisseur de la platine

t_p = 13 mm épaisseur de la semelle du poteau

r = 24

B_{eff} = 258 mm

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times \mu}{I}$$

avec μ : coefficient de frottement

$$\sigma_n = 24,74 \text{ MPa}$$

$$F_{vrd} = 191,12 \text{ Kn} < F_{crd} = 580,75,94 \text{ Kn}$$

condition vérifiée

• **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

$$F_{vrd} \leq V_{rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{0,58 \times 235 \times 270 \times 8}{1,0} = 294,40 \text{ Kn}$$

$$F_{vrd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{49,12}{0,27 - 0,013} = 191,12 \text{ Kn}$$

$$F_{vrd} = 191,12 \text{ Kn} < V_{rd} = 267,64 \text{ KN}$$

• **Vérification au risque de poinçonnement lors de serrage :**

On doit vérifier que :

$$F_p \leq B_{prd}$$

D'où :

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 157 \times 1000 = 109,9 \text{ Kn}$$

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t \times \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

Où :

$$d_m : \text{diamètre moyen du boulon} \quad d_m = 24,58 \text{ mm.}$$

$$t : \text{épaisseur des pièces à boulonnés} \quad t = 20 \text{ mm.}$$

D'où :

$$B_{prd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 360}{1,25} = 266,73 \text{ Kn}$$

$$F_p = 109,9 \text{ Kn} < B_{prd} = 266,73 \text{ Kn}$$

condition vérifiée

XI.1.2. Assemblage platine traverse:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre donnée par la condition suivante :

i. Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0,5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0,5 \times 17,5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

ii. Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5 \times 33 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

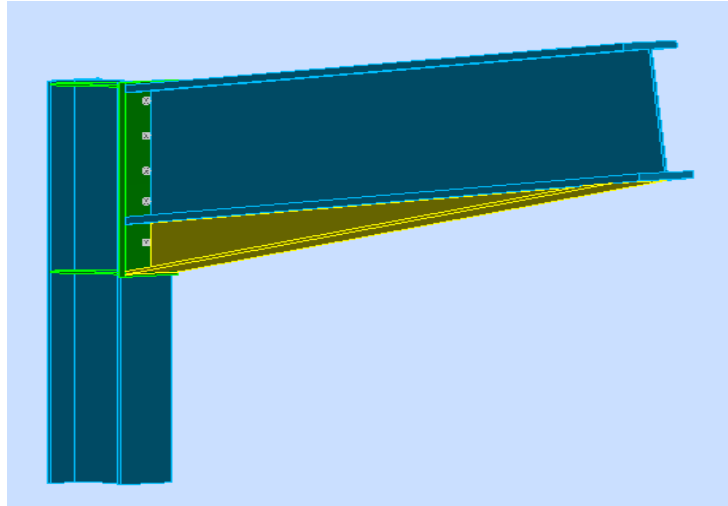


Figure XI.2 : Vue de l'assemblage poteau-traverse

XI .2. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 12m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

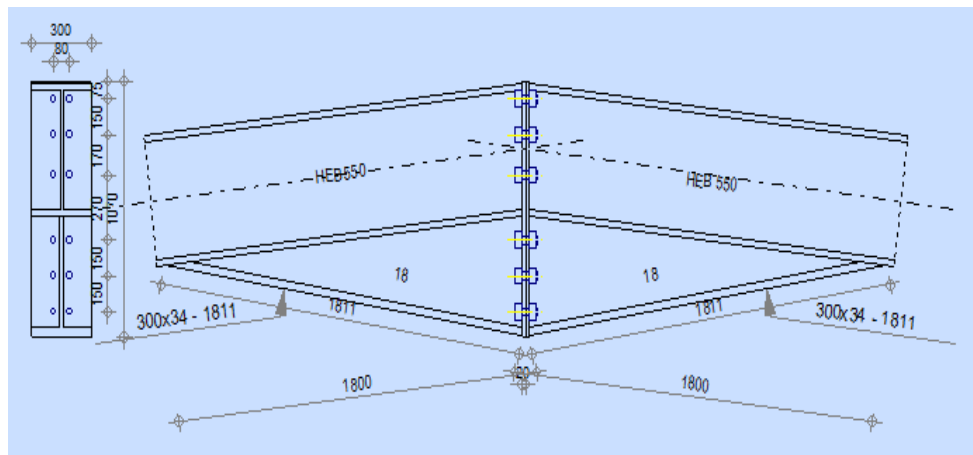


Figure XI.3: Représentation de l'assemblage traverse-traverse

- **Efforts de calcul :**

$$M^{\text{Max}} = 544,97 \text{ KN.m.} \quad N^{\text{Max}} = 18,11 \text{ KN.} \quad V^{\text{Max}} = 43,57 \text{ KN.}$$

- **Dimensionnements des boulons :**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre **M24** de classe **10.9**

- **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \quad \text{Avec : } d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 26 = 57,2 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 26 = 78 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 120 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 26 = 31,2 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 75 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 26 = 39 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 90 \text{ mm}$$

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$D1 = 965 \text{ mm} \quad d2 = 815 \text{ mm} \quad d3 = 665 \text{ mm} \quad d4 = 395 \text{ mm}$$

$$D5 = 225 \text{ mm} \quad d6 = 75 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 965^2 + 815^2 + 665^2 = 2,03 \text{ m}^2.$$

$$N_i = \frac{M \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{544,97 \times 0,965}{2,03} = 259,06 \text{ Kn} \quad N_2 = \frac{544,97 \times 0,815}{2,03} = 218,79 \text{ Kn}$$

$$N_3 = \frac{544,97 \times 0,665}{2,03} = 178,52 \text{ Kn}$$

- **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

Vérification au moment résistant :

$$M_R = \frac{n \times F_p \times \sum di^2}{d_1}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_P : force de précontrainte dans les boulons.

f_{ub} : 1000 MPa.

n : nombre de boulon par rangé (n=2).

$$F_P = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 353 = 247,1 \text{ Kn par boulon}$$

$$\text{Soit : } F_P = n \cdot F_P = 2 \cdot 247,1 = 494,20 \text{ KN par rangée.}$$

$$M_R = \frac{494,2 \times 2,03}{0,965} = 1039 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 544,97 \text{ Kn.m} < M_R = 1039 \text{ Kn.m}$$

condition vérifié

- **Vérification a l'effort tranchant :**

$$F_{vsd} = \frac{V_{sdmax}}{n} = \frac{43,57}{12} = 3,63 \text{ Kn}$$

$$F_{vrd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{M2}} = 59,30 \text{ Kn}$$

Avec:

$K_S = 1$: Facteur de forme, trous nominaux. (Eurocode 3 chap. 6.5.8.1)

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement, surface brossée (Eurocode3 chap. 6.5.8.3)

$m = 1$: Plan de contact

$$F_{vsd} = 3,63 \text{ Kn} < F_{vrd} = 59,30 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifié}$$

❖ **Vérification vis-à-vis du cisaillement + traction de chaque boulon :**

$$F_{vsd} = 3,63 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{K_S \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{259,06}{2} = 129,53 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (247,1 - 0,8 \times 129,53)}{1,25} = 34,43 \text{ KN}$$

donc :

$$F_{Vsd} = 3,63 \text{ KN} < F_{vrd} = 34,43 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

• **Résistance au poinçonnement :**

$$F_p \leq B_{p, RD} = 0.6 \times \Pi \times d_m \times t_p \times f_u / \gamma_{MB}$$

Avec :

t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête de la vice

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle a tête du boulon

$$F_{tsd} = 247,1 \text{ Kn} \leq B_{p, RD} = 0.6 \times 3.14 \times 38,8 \times 36 \times 2 / 1.25 = 421,05 \text{ kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

XI .2 .1. Assemblage platine traverse :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre donnée par la condition suivante :

i. Gorge reliant l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 17,5 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

ii. Gorge reliant la semelle :

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 33 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 10 \text{ mm}$$

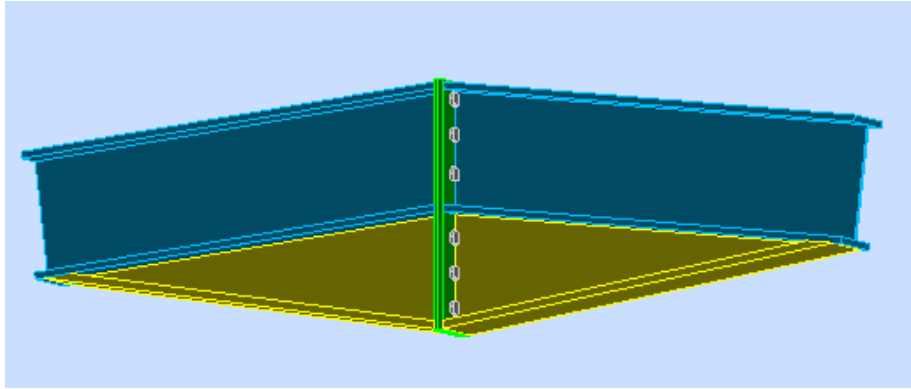


Figure XI.4: Vue de l'assemblage traverse-traverse

XI .3. Assemblage poteau-poutre secondaire :

$$M^{\max} = 11,83 \text{ Kn.m} \quad V_{ed} = 10,03 \text{ Kn}$$

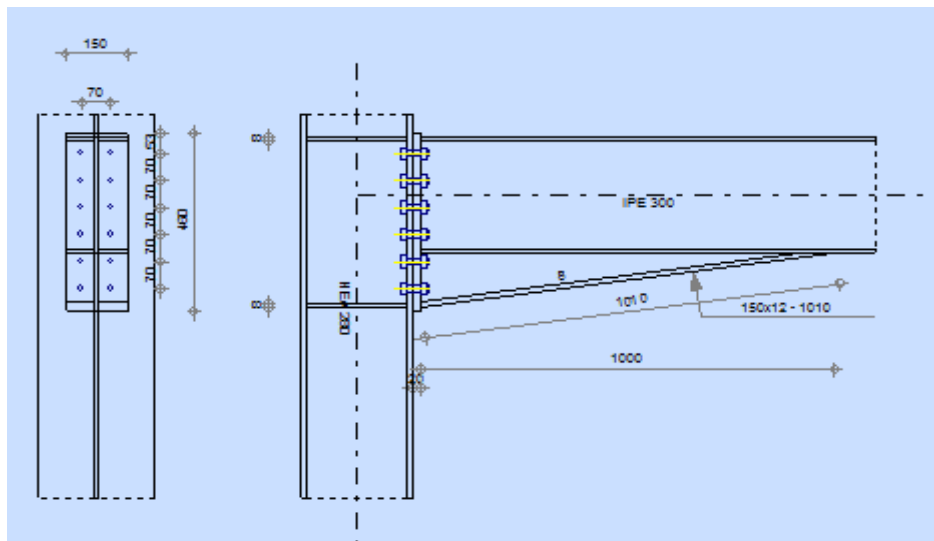


Figure XI.5: Représentation de l'assemblage poteau-poutre secondaire

XI.3.1 Assemblage poteau platine:

- Dimensionnements des boulons :

L'assemblage se fait par platine : **920 x 300 x 30** , et des boulons **M16** de diamètre **ø16** de classe **10.9**

- Distance entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 2,2d_0 \quad P_2 \geq 3d_0 \text{ Avec : } d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$P_1 \geq 2 \cdot 2 \times 18 = 39,6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad e_1 \geq 1.2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_1 = 65 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \quad e_2 \geq 1.5 \times 18 = 27 \text{ mm} \quad \text{On prend : } e_2 = 75 \text{ mm.}$$

L'assemblage se fait par platine : **920 x 300 x 30** . On choisit des boulons **M16** de diamètre **ø16** de **classe 10.9**

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$d_1 = 403 \text{ mm. } d_2 = 333 \text{ mm. } d_3 = 263 \text{ mm.}$$

$$d_4 = 193 \text{ mm. } d_5 = 123 \text{ mm} \quad d_6 = 53 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{11,83 \times 0,403}{0,342} = 13,94 \text{ Kn} \quad N_2 = \frac{11,83 \times 0,33}{0,342} = 11,41 \text{ Kn}$$

$$N_3 = \frac{11,83 \times 0,263}{0,342} = 9,09 \text{ Kn}$$

- **Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :**

Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$\text{D'où : } N_i = \frac{M_{Rd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

- **L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :**

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109,9 \text{ KN par boulon.}$$

- **Le moment résistant de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_i \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

- **Vérification de la résistance de l'assemblage :**

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

$$\sum d_i^2 = (403^2 + 333^2 + 263^2) = 342467 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i} = M_{Rd} = \frac{2 \times 109,9 \times 342467}{403} \times 10^{-3} = 186,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 11,83 \text{ KN.m} < 186,78 \text{ KN.m}$$

condition vérifiée

- **Vérification sous l'effort tranchant :**

Par boulons :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{10,03}{12} = 0,83 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = 26,37 \text{ KN}$$

$$F_{Vsd} = 0,83 \text{ KN} \leq F_{VRD} = 26,37 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis du cisaillement + traction de chaque boulon :**

$$F_{Vsd} = 0,83 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que $F_{Vsd} \leq F_{vrd}$

$$F_{vrd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{13,49}{2} = 6,74 \text{ KN}$$

Avec:

n: nombre de rangé de boulons

$$F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0,4 (109,9 - 0,8 \times 6,74)}{1,25} = 33,44 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } F_{Vsd} = 0,83 < F_{vrd} = 33,44 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_V < F_{TRd}$$

$$\text{Avec : } F_{TRd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$\text{D'où : } F_{TRd} = 0,8 \times 15 \times \frac{23,5}{1,0} = 282 \text{ KN}$$

$$F_V = \frac{11,83}{0,257} = 46,03 \text{ KN}$$

$$F_V = 46,03 \text{ KN} < F_{TRd} = 282 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_v = 46,03 \text{ KN} \leq F_{crd} = f_y \times t_w (1,25 - 0,5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) \times \frac{B_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$B_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec:

σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant

$T_w=8\text{mm}$ épaisseur de l'âme du poteau

$T_f=33\text{mm}$ épaisseur de la traverse

$t=20\text{mm}$ épaisseur de la platine

$t_p=13\text{mm}$ épaisseur de la semelle du poteau

$r=24$

$B_{eff}=258\text{mm}$

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times \mu}{I}$$

avec μ : coefficient de frottement

$\sigma_n=1,376\text{MPa}$

$F_{vrd}=46,03\text{Kn} < F_{crd}=592,09\text{Kn}$

condition vérifiée

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

On doit vérifier que : $F_v \leq V_{Rd}$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M_0}} \quad \text{D'où :} \quad V_R = 0.58 \times 23.5 \times 27 \times \frac{0.8}{1.0} = 294,40 \text{ KN.}$$

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} \quad \text{D'où :} \quad F_v = \frac{11,83}{0.257} = 46,03 \text{ KN}$$

$F_v = 46,03 \text{ KN} < V_R = 294,40 \text{ KN}$

condition vérifiée

- **Résistance au poinçonnement :**

$$F_p \leq B_{p, RD} = 0.6 \times \Pi \times d_m \times t_p \times f_u / \gamma_{MB}$$

Avec :

t_p : Epaisseur de la plaque sous la tête de la vice

d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle à tête du boulon

$F_p=109,9\text{Kn} \leq B_{p, RD}=0.6 \times 3.14 \times 2,458 \times 36 \times 2 / 1.25 = 266,73\text{kn}$ condition vérifiée

XI.3.2. Assemblage platine poutre :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

- **Epaisseur de la platine :**
- **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_w \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10,2 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

○ **Gorge reliant la semelle :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 t_f \quad \rightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 16 \text{ mm} \quad \rightarrow a = 6 \text{ mm}$$

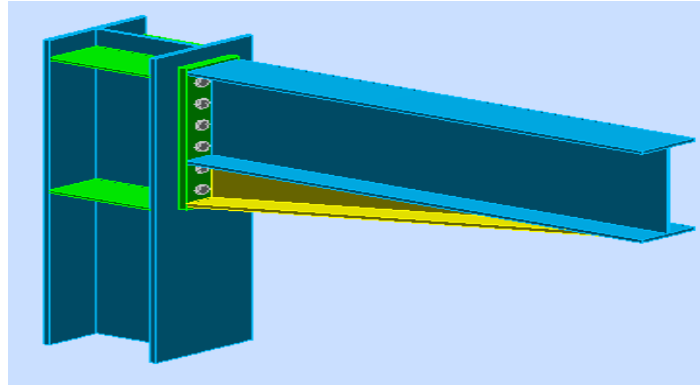


Figure XI.6: Vue de l'assemblage poteau-poutre secondaire

XI .4. Assemblage Poteau –poutre maitresse :

Le mode de transmission de l'effort que la poutre maitresse transmet au poteau est par cisaillement, $V_{sd} = 40,44 \text{ kN}$

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 4.8** caractérisé par :

$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 320 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L100×100×10)

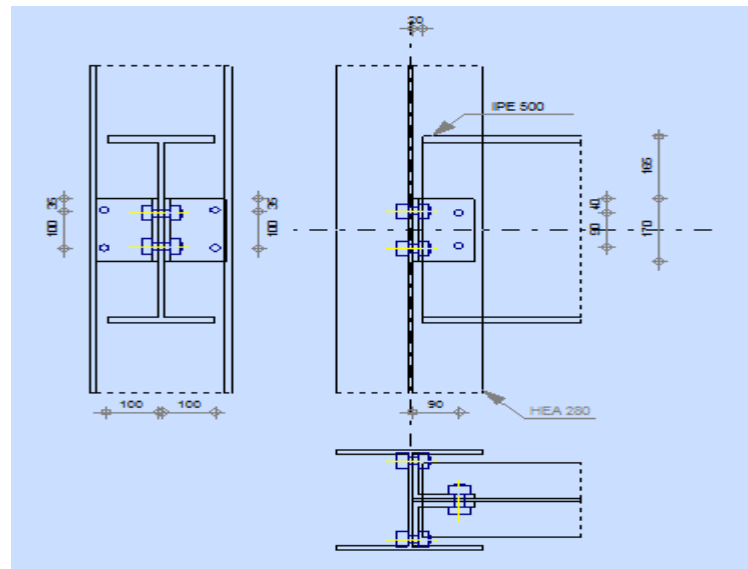


Figure XI.7: Représentation de l'assemblage poteau-poutre maitresse

XI .4.1. Dimensionnement des boulons :

- **Choix des boulons:**

a) Coté poteau :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul donc les modes de rupture possible sont :

- Rupture des boulons par cisaillement
- Rupture des barres par pression diamétrale

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd}$$

$$\Rightarrow F_{v, sd} = V_{sd} / n \cdot p \leq 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

N : nombre boulons.

P : nombre de plan de cisaillement.

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v, sd} \cdot \gamma_{Mb}}{0,5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{20,22 \times 1,25}{0,5 \times 40}$$

$$A_s \geq 1,263 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons **M16** de **classe 4.8** avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$

b) Coté poutre maitresse :

On choisit le même type des boulons M18 avec : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

Distance entre axes des boulons:

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$\begin{aligned} p_1 &= 50 \text{ mm} \\ p_2 &= 75 \text{ mm} \\ e_1 &= 30 \text{ mm} \\ e_2 &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

D'où

XI .4 .2. Vérifications nécessaires :

- **La pression diamétrale**

On doit vérifier que : $F_{b, sd} \leq F_{b, rd}$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}; \quad \alpha = \min(e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0,25; f_{yb}/f_u; 1)$$

$$\gamma_{mb} = 1,25 \quad \alpha = 0,60$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,50 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{brd} = 64,8 \text{ Kn}$$

$$F_{bsd} = 20,22 < 31,10 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Assemblage long :**

Assemblage long $\Rightarrow L < 15 \times d$

$$L = (n-1) \times p_2 = (2-1) \times 50 = 50 \text{ mm}$$

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270$$

$$\text{Alors } 15 \times d = 270 > L = 50$$

l'assemblage n'est pas long

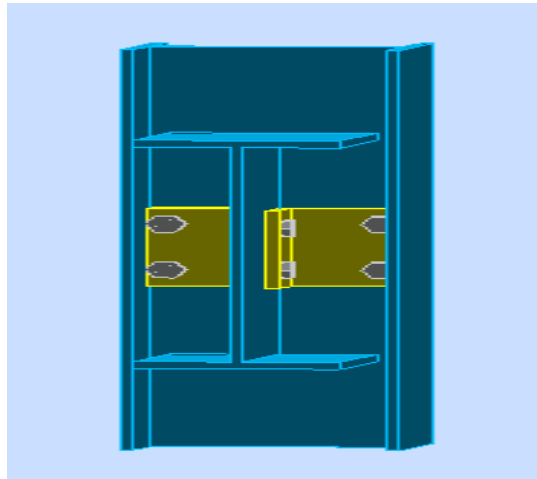


Figure XI.8: Vue de l'assemblage poteau-poutre maitresse

XI.5. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre maitresse) :

Les solives sont articulées aux poutres maitresse par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre maitresse soit $V_{st} = 7,01 \text{ KN}$.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 4.8** caractérisé par :

$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$. (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 320 \text{ MPa}$. (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de (L100×100×10)

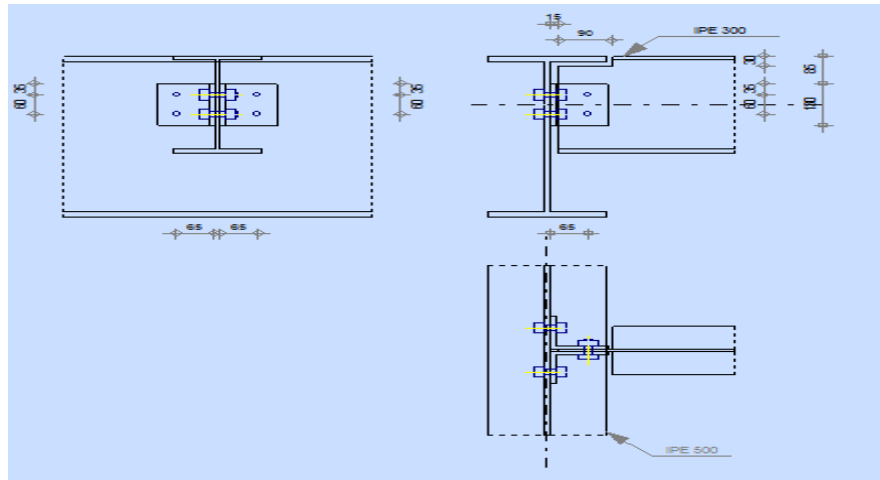


Figure XI.9: Représentation de l'assemblage poutre maitresse-solive

XI .5.1 Dimensionnement des boulons :

- **Choix des boulons:**

a)Coté solive :

les boulons sont sollicités en cisaillement seul donc les modes de rupture possible sont :

- Rupture des boulons par cisaillement
- Rupture des barres par pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = V_{sd}/n.p \leq 0,5 f_{ub} . A_s / \gamma_{Mb}$$

N : nombre boulons.

P : nombre de plan de cisaillement.

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v,sd} . \gamma_{Mb}}{0,5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{3,50 \times 1,25}{0,5 \times 40}$$

$$A_s \geq 0,218 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons **M10** de **classe 4.8** avec $A_s = 58 \text{ mm}^2$

b) Coté poutre maitresse :

On choisit le même type des boulons **M10** de **classe 4.8** avec : $A_s = 58 \text{ mm}^2$

Disposition constructive :

Distance entre axes des boulons:

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

D'où :

$$p_1 = 40mm$$

$$p_2 = 50mm$$

$$e_1 = 20mm$$

$$e_2 = 30mm$$

XI .5.2. Vérifications nécessaires :

- **La pression diamétrale**

On doit vérifier que : $F_{bsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} ; \alpha = \min(e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0,25; f_{yb}/f_u; 1)$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = 0,60$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,60 \times 360 \times 10 \times 10}{1,25} \times 10^{-3}$$

$$F_{brd} = 43,2Kn$$

$$F_{vsd} = 3,50Kn < F_{brd} = 43,2 kn$$

Condition vérifié

- **Assemblage long :**

$$\text{Assemblage long} \Rightarrow L < 15 \times d$$

$$L = (n-1) \times p_2 = (2-1) \times 50 = 50mm$$

$$15 \times d = 15 \times 10 = 150$$

$$\text{Alors } 15 \times d = 150 > L = 50$$

l'assemblage n'est pas long

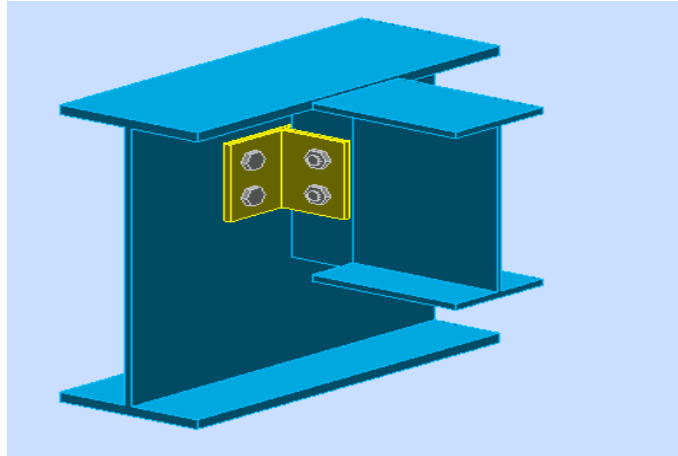


Figure XI.10: Vue de l'assemblage poutre maitresse-solive

XI.6. Assemblage de l'échantignolle :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{qz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

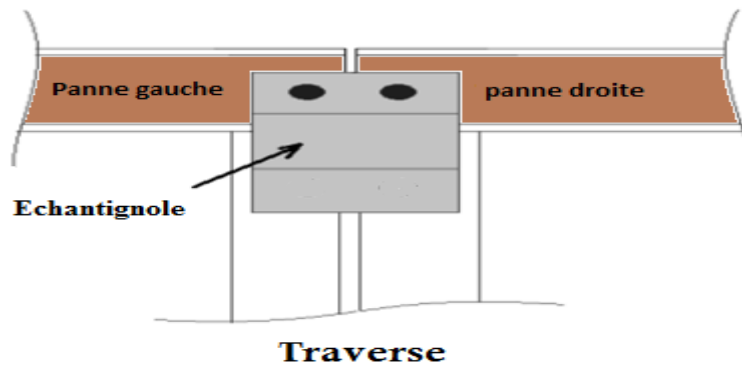


Figure XI.11 : Vue de face de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire **M 14** de **classe 6.8** ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$R_{qz} \text{ max} = 9,57\text{Kn}$ est celui due au vent (voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction:

On choisit des boulons ordinaire **M 14** de **classe 6.8** ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$$\frac{F_{Vsd}}{F_{Vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 \cdot F_{tRd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.9 \cdot 115 \cdot 60 / 1.25 = 49,68 \text{ Kn}$$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{mb} = 0.5 \cdot 1.15 \cdot 60 / 1.25 = 27.60 \text{ Kn}$$

$$F_{tRD} = \frac{0.9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mo}} = \frac{0.9 \cdot 1.15 \cdot 60}{1.25} = 49.68 \text{ Kn} > \frac{9.57}{2} = 4.78 \text{ Kn} \quad \text{condition Vérifier}$$

$$\frac{4.78}{27.60} + \frac{4.78}{1.4 \times 49.68} = 0.24 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

XI .7. Assemblage du Contreventement vertical :

XI .7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

- **Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

Tableau XI.4 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Dans ce genre d'assemblage, les boulons sont sollicités en cisaillement seul, les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N=167,67 \text{ Kn} \leq 200 \text{ Kn} \quad \text{d'où } e = 8 \text{ mm}$$

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 4.6, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0.6 \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \times A_s ; \text{ avec } F_{ub} = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Tab 3.3 CCM97})$$

γ_{mb} : Coefficient de sécurité qui est égal à 1,25

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{vrd} \quad \text{Avec : } F_{sd} = \frac{N}{n \cdot p} \quad (n \text{ est le nombre de boulons pris arbitrairement et } p \text{ est le nombre de plan de cisaillement})$$

Avec $n=3$ et $p=1$

$$F_{vsd} = \frac{167,67}{3 \times 2} = 27,94 \text{ Kn} \quad :$$

$$A_s \geq F_{vsd} \times \gamma_{mb} / 0.6 \times F_{ub}$$

$$A_s \geq 145,52 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons M16, $A_s = 157 \text{ mm}^2$ et de classe 4.6

F_{ub} : est la résistance à la traction de l'acier de boulon

F_{sd} : Effort de cisaillement sollicitant de calcul

F_{vrd} : Effort de cisaillement résistant de calcul

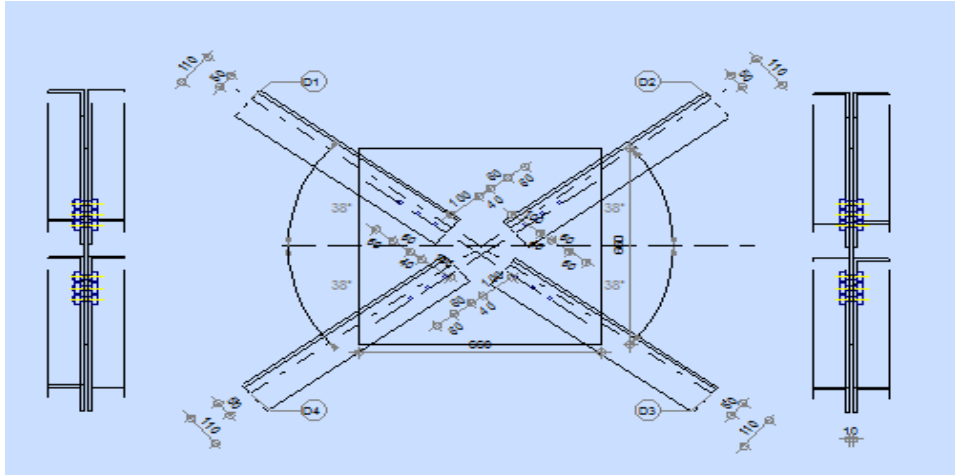


Figure XI.12 : Représentation de l'assemblage de la palée de stabilité

XI .7.2 Vérification à la pression diamétrale :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{brd} = \frac{2,5\alpha.F_u.d.t}{\gamma_{mb}} \quad \text{Avec } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

d : diametre des trous

t : epaisseur de la tole la plus mince.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $e_1=35\text{mm}$; $e_2=45\text{mm}$; $p_1=60\text{mm}$.

Nous avons des diagonales de type **L** (120*120*12)

Donc $\alpha=0,64$; $d=18\text{mm}$; $t=12\text{mm}$.

$F_{brd}= 63,70 \text{ Kn} > F_{bsd}=27,94 \text{ Kn}$ (c'est vérifié).

Donc les boulons M18 sont admis

XI .7.3 . Vérification de la rupture de la section nette :

il faut vérifié :

$$N_{sd} \leq N_u$$

$$\text{Avec } N_u = 0,9 \times A_{\text{nette}} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} ; \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{\text{nette}} = A - (d_0 \times t) = 2270 - 20 \times 12 = 2030 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0,9 \times 2030 \times \frac{360}{1,25} = 526,17 \text{ Kn}$$

$$N_u = 526,17 \text{ Kn} > N_{sd} = 167,67 \text{ Kn}$$

XI .7.4. Vérification des cordons de soudure poteaux gousset :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,7 t_{\text{max}}$$

avec :

$$t_{\text{max}} = 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,7 \times 8\text{mm}$$

On prend $a = 5 \text{ mm}$

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L \geq \frac{F_{wsd} \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

F_{wsd} : effort repris par une cornière avec $F_{wsd} = N/n$

N : nombre de cordon de soudure

γ_{mw} : Coefficient de sécurité $\gamma_{mw} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 6\text{mm}$.

$$L \geq \frac{83,83 \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{0,5 \times 36} \geq 8,06\text{cm} \quad \text{On prend} \quad L = 10\text{cm}$$

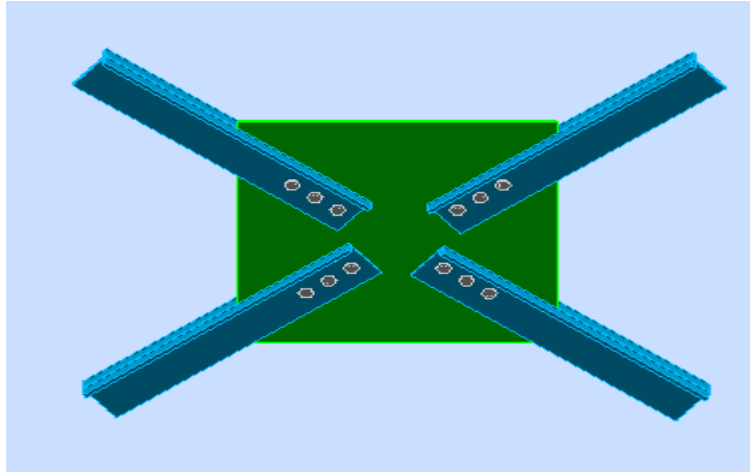


Figure XI.13 : Vue de l'assemblage de la palée de stabilité

XI .8. Assemblages du contreventement horizontal :

XI .8.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

- **Pré dimensionnement du gousset :**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

Tableau XI .5 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Dans ce genre d'assemblage, les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU}=192,98\text{Kn} \leq 200\text{Kn} \quad \text{d'où } e= 8 \text{ mm}$$

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.6 dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0,6.F_{ub}.A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 600\text{MPa}$$

Le dimensionnement des boulons se fait avec la vérification de la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{brd} \quad \text{Avec : } F_{sd} = \frac{N}{n.p} \quad (\text{n est le nombre de boulons pris arbitrairement et p est le nombre de plan de cisaillement})$$

Avec $n=3$ et $p=1$

$$F_{sd} = 64,32 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{mb}}{0,6 \cdot F_{ub}} \quad \text{donc } A_s \geq 223,33 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons M20, $A_s = 245 \text{ mm}^2$ et de classe 6.6

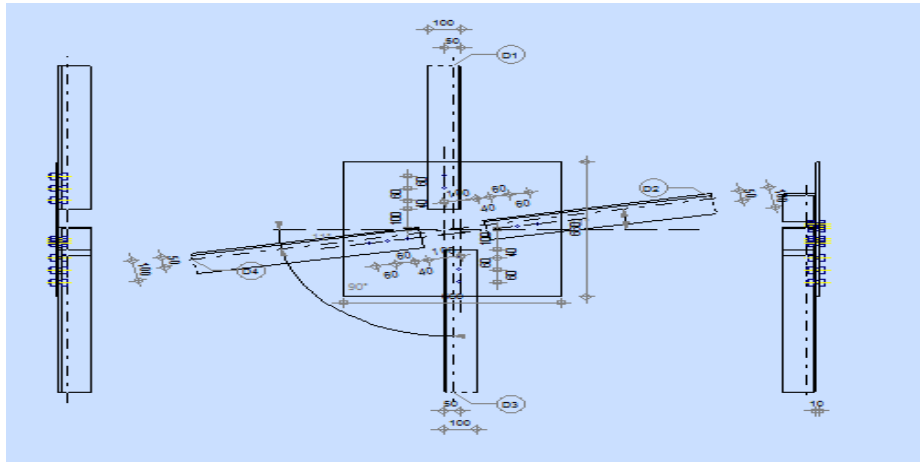


Figure XI.14 : Représentation de l'assemblage de la poutre au vent

XI .8.2. Vérification à la pression diamétrale :

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$F_{bsd} \leq F_{brd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

d : diamètre des trous

t : épaisseur de la tôle la plus mince.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $e_1 = 40 \text{ mm}$; $e_2 = 50 \text{ mm}$; $p_1 = 60 \text{ mm}$.

Nous avons des diagonales de type L(100*7)

Donc $\alpha = 0,66$; $d = 20$; $t = 7$

$$F_{brd} = 66,52 \text{ kN} > F_{bsd} = 64,32 \text{ kN}$$

(condition vérifiée).

XI .8.3. Vérification de la rupture de la section nette :

Il faut vérifié :

$$N_{sd} \leq N_u$$

$$\text{Avec } N_u = 0,9 \times A_{\text{nette}} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} ; \gamma_{m2} = 1,25$$

$$A_{\text{nette}} = A - (d_0 \times t) = 1317 - 22 \times 7 = 1163 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 0,9 \times 1163 \times \frac{360}{1,25} = 301,44 \text{ Kn}$$

$$N_u = 301,44 \text{ Kn} > N_{sd} = 192,98 \text{ Kn}$$

XI .8.4. Vérification de cordons de soudure gousset traverse :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

avec :

$$t_{\max} = 8 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm} \Rightarrow a = 4 \text{ mm}$$

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L \geq \frac{N \cdot \gamma_{mw} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

F_{wsd} : effort repris par une cornière avec $F_{wsd} = N/n$

N : nombre de cordon de soudure

γ_{mw} : Coefficient de sécurité $\gamma_{mw} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 4 \text{ mm}$.

$$L \geq \frac{96,49 \times 1,25 \times 0,8 \times \sqrt{3}}{0,4 \times 36} \geq 11,60 \text{ cm}$$

On prend $L = 15 \text{ cm}$.

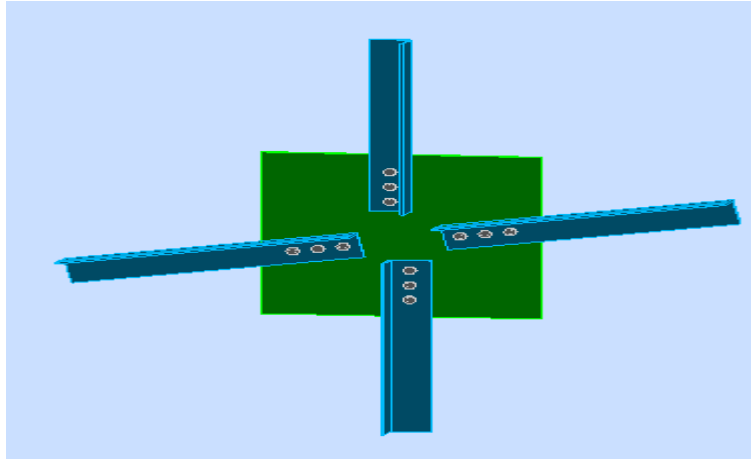


Figure XI.14 : Vue de l'assemblage de la poutre au vent

XI .9. Assemblage du Pieds de poteau encastré :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable :

$$N = 424,04 \text{ kN}$$

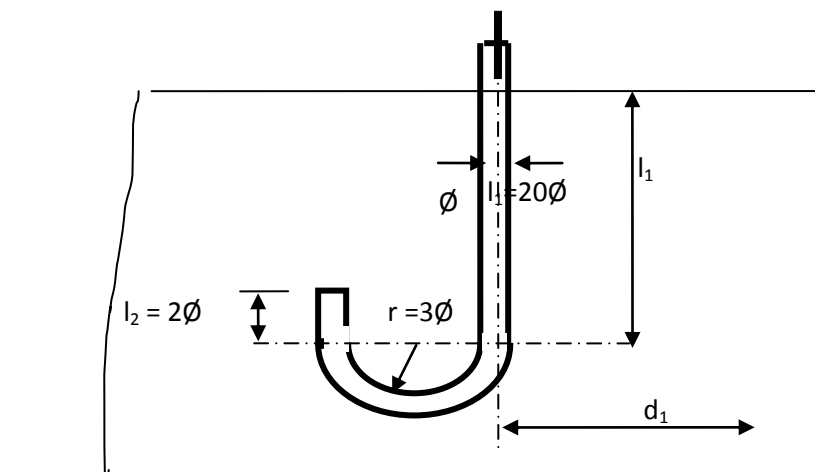


Figure XI.16 : Tige d'encrage du pied du poteau.

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.

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

$$l_1 = 20\phi$$

$$l_2 = 2\phi$$

$$r = 3\phi$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 400}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{5} \right)^2} (20\Phi + 6.4 \times 3\Phi + 3.5 \times 2\Phi) \geq \frac{N_t}{8}$$

$$\Rightarrow 15,43\Phi^2 - 10,6\Phi - 53 \geq 0$$

$$\Rightarrow \Phi = 2,20 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 3 \text{ cm}$

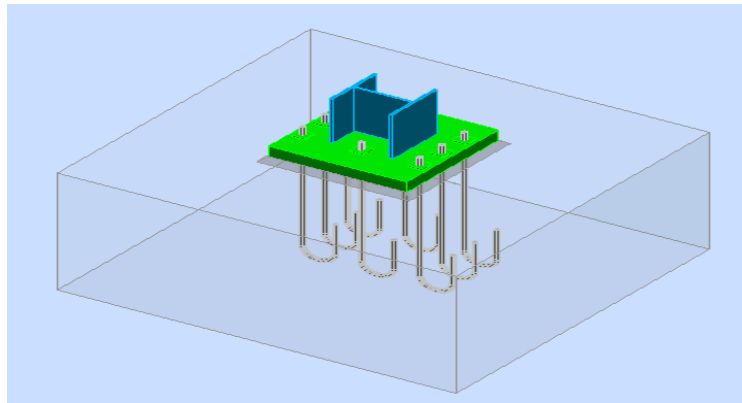


Figure XI.16 : vue du pied de poteau

Sous la combinaison n°19 1,35(G+Q+S) le poteau est soumis à un effort normal de traction N et un moment M

XI.9.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

D'après le **CCM 97** article **C 2 3**, lors du calcul des efforts de traction dans les tiges d'ancrage dus aux moments de flexion, le bras de levier ne doit pas être pris supérieur à la distance entre le centre de gravité de l'air d'appui du côté comprimé et le centre de gravité du groupe des tiges d'ancrage.

Calcul de l'excentricité :

$$M = N \times e \quad \text{alors } e = \frac{M}{N} \quad e = 0,39 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

$$A = 3 \times \Pi \times r^2 = 24,11 \text{ cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 17,39 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 28 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3(l-h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h' = 27,65 \text{ cm}$$

a) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 424,04 \times 17,39}{28 \times 27,65 \left(27 - \frac{27,65}{3} \right)} = 10,7 \text{ MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

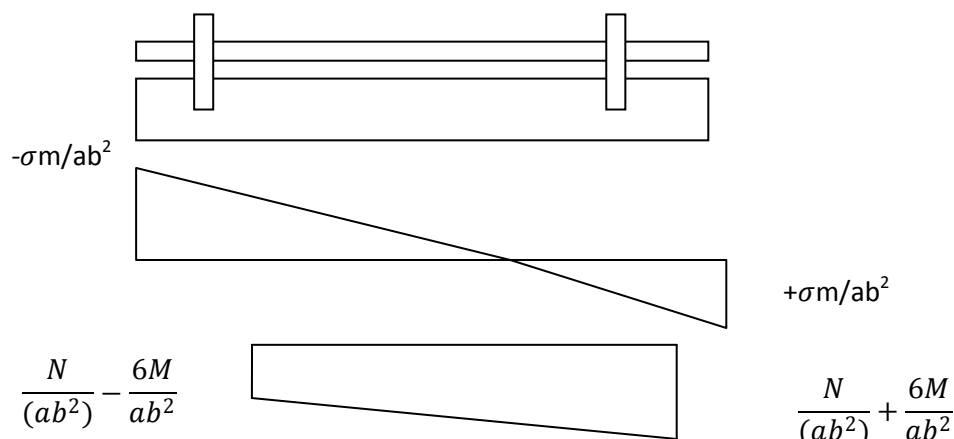
b) les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{424,04}{24,11} \cdot \frac{17,39 - 27 + \frac{27,65}{3}}{\left(27 - \frac{27,65}{3} \right)} = -18,64 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

XI.9.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

Puisque l'excentricité est inférieure à $h/6$ donc la platine sera calculée comme si le poteau était articulé mais soumis à un diagramme trapézoïdal



$$M_{\text{pliage}} = F_N \left(\frac{8}{2} \right) + F_M \left(\frac{8}{3} \right)$$

$$F_N = \sigma N \cdot 8 \cdot a = (N \times 8) / b = 58,48 \text{ Kn}$$

$$F_M = 1/2 \times 8 \times \sigma M \quad \text{avec} \quad \sigma M = \frac{6M}{ab^2} = 0,0051 \text{ Kn/m}$$

$$F_M = 0,0204 \text{ Kn}$$

$$M_{\text{pliage}} = 58,48 \times \frac{8}{2} + 0,0204 \times \frac{2}{3} \times 8 = 2,34 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{pliage}} \leq \left(\frac{at^2}{6} \right) \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$T \geq \sqrt{\frac{6 \times 1 \times 2,34 \times 10^2}{59 \times 23,5}} = 1 \text{ cm}$$

On adopte une platine de 10mm

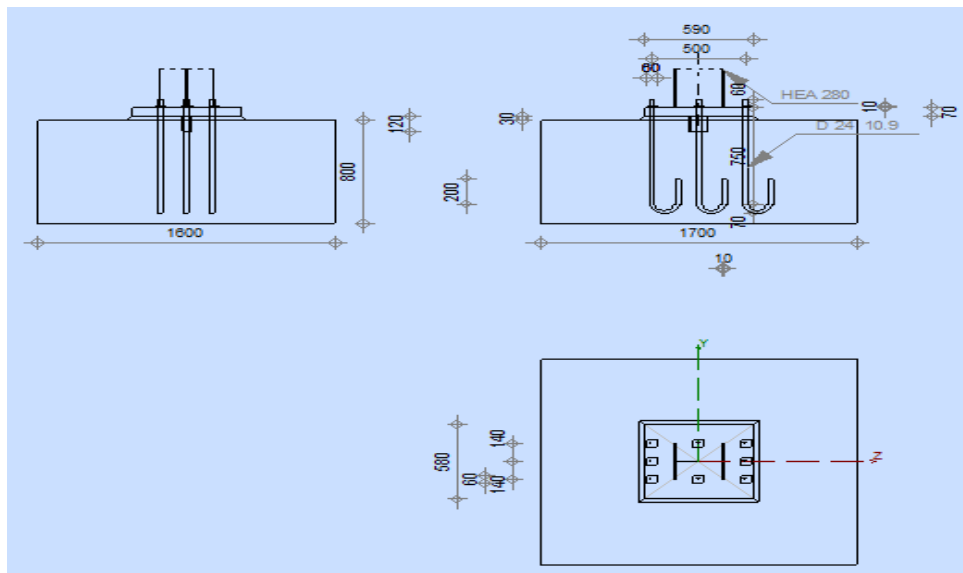


Figure XI.17 : Représentation du pied de poteau

XI .10. Assemblage du pied de potelet :

Il suffit de calculer la base uniquement pour le potelet le plus sollicité (potelet central) et d'adopter la même base pour tous les autres potelets. Le potelet travaille en compression simple sous le poids propre $N_{sd}=64,89 \text{ KN}$

$$a \cdot b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{64,89}{1,42} = 45,69 \text{ cm}^2$$

Vue que la section est très faible, on prendra par construction $a = 420 \text{ mm}$ et $b = 270 \text{ mm}$

D'où :

$$a.b = 1134 \text{ cm}^2; \sigma_b = \frac{64,89}{42 \times 27} = 0,57 \text{ Mpa}$$

L'épaisseur est déterminée en vérifiant la platine au pliage.

$$t \geq 6 \sqrt{\frac{3,0,057}{23,5}} = 0,51 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } t = 0,6 \text{ cm}$$

Boulons d'ancrage : le potelet n'est pas soumis au soulèvement, mais par mesure constructive et pour un bon ancrage des potelets les boulons choisis sont $\varnothing 20$.

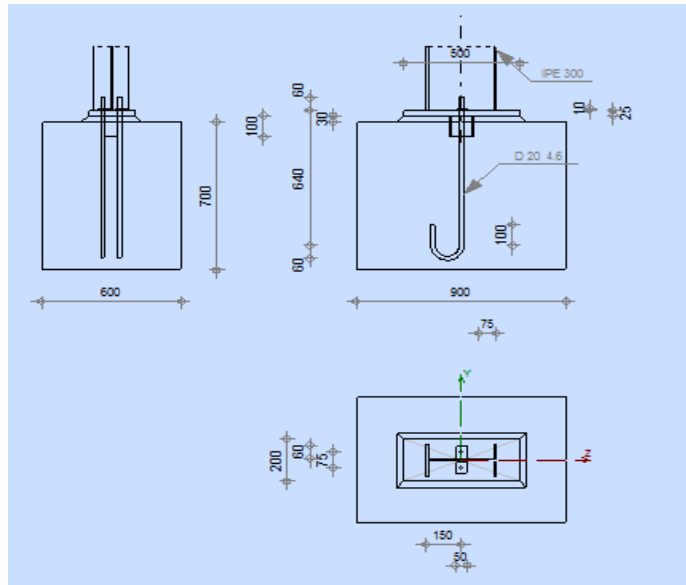


Figure XI.18 : Représentation du pied de potelet

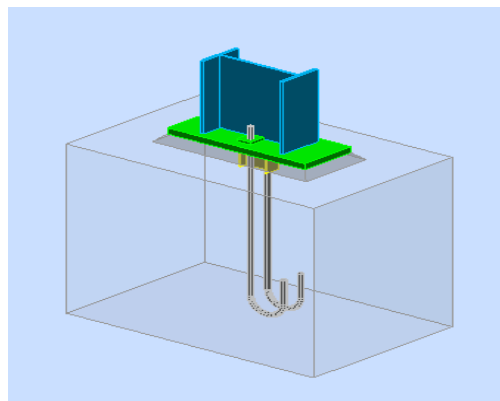


Figure XI.19 : Vue du pied de potelet

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Un ouvrage quelle que 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'appellent 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_2 est : $\sigma_{\text{sol}} = 2,3 \text{ bars}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2,5 \text{ m}$

XII.1. Calcul des fondations:

XII.1.1. 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 XII. 1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA280

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+Ex	G+1,5W1S	G+W1S
N^{max} (KN)	38,66	408,38	284,99
M_y (KN.m)	0,28	2,72	10,70
M_z (KN.m)	0,14	1,35	3,63
V_y (KN)	0,17	1,42	137
V_z (KN)	0,07	0,79	122,55

XII.1.2. Pré dimensionnement de la semelle du 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. (HEA280)

H et B : dimension de la semelle.

$h_1 : d + c$; avec $c = 5 \text{ cm}$. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

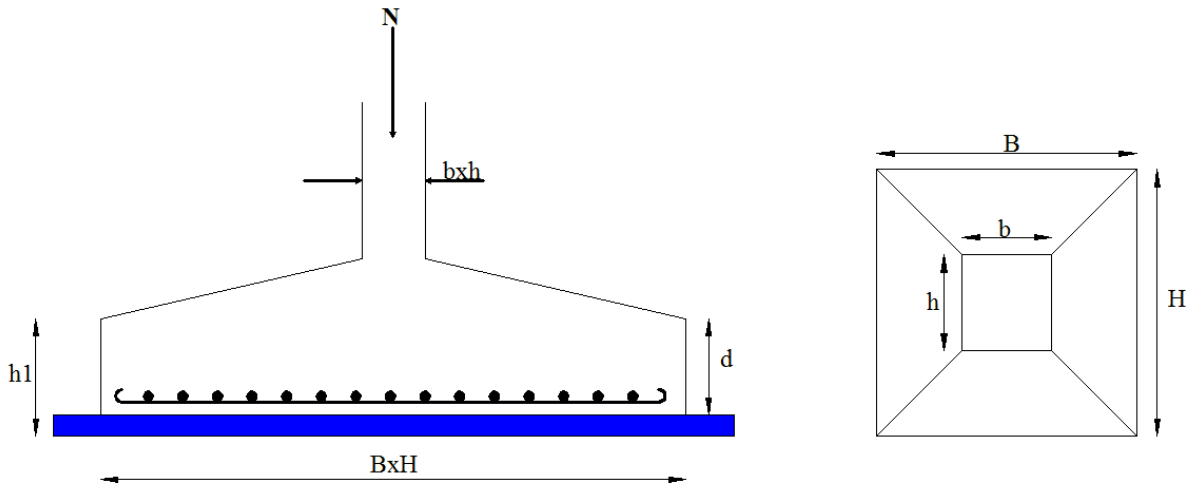


Figure XII.1 : Dimension de la semelle du poteau.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91-Ch 15.III-Art 1.2})$$

- 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:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \dots \dots \dots \sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \text{ on } \rightarrow \text{prend } \sigma_M = \max$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 2,3 \text{ bar}$$

$$h = 27 \text{ cm}$$

$$b = 28 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1,04B$$

XII.1.3. Dimensionnement de la semelle:✓ **Situation accidentelle :** $\sigma_M \leq 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{\frac{h \times B}{b} \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\frac{h \times B}{b}} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,24B + 0,0057 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{0,28}{38,66} = 0,0072m$$

$$B = 2m$$

$$\Rightarrow H = 1,04 \times 2 = 2,08$$

$$\text{Soit; } H = 2,5m$$

$$\text{Soit } B = 2m \text{ et } H = 2,5m$$

✓ **Situation durable :** $\sigma_M \leq 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 0,49B + 0,038 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{3,63}{284,99} = 0,01$$

$$\Rightarrow B = 2m$$

$$\Rightarrow H = 1,04 \times 2 \Rightarrow H = 2,08m$$

$$\text{Soit; } H = 2,5m$$

On choisit pour toutes les semelles $B=2m$ et $H=2,5m$

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4}, \frac{H-h}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2-0,28}{4} = 43cm, \frac{2,5-0,27}{4} = 55,75cm \right\}$$

$$\text{soit } d = 60cm$$

$$h_1 = d + c = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

 l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,5 - 0,65 = 1,85 \text{ m}$$

▪ **Poids de la semelle:**

$$P = H \times B \times h_1 \times f_{c28}$$

$$P = 2,5 \times 2 \times 0,65 \times 25 = 81.25 \text{ Kn}$$

▪ **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

XII.1.4.Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$\text{sens H} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 230 = 460 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 230 = 305,9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau XII .2 : Vérification des contraintes dans les deux sens

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	$\sigma_{\max}$ (bar)	$\sigma_{\min}$ (bar)	σ_{moy} (bar)
ELS	Sens H	0,037	0,62 < 3,05	0,51	0,59 < 2,3
	Sens B	0,01	0,58 < 3,05	0,55	0,57 < 2,3
Accidentelle	Sens H	0,007	0,21 < 4,6	0,2	0,20 < 2,3
	Sens B	0,003	0,22 < 4,6	0,20	0,21 < 2,3

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : B= 2,00m et H =2,50m

XII.1.5.Vérification de la stabilité au renversement::

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0,5\text{m} \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,625\text{m} \rightarrow \text{sens H} \end{cases} \quad (\text{RPA 99 v 2003.Art.10.1.5})$$

$$\text{sens B: } e_0 = 0,003\text{m} < 0,5\text{m}$$

$$\text{sens H: } e_0 = 0,007\text{m} < 0,625\text{m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

XII.1.6. Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{h}{6} \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} \rightarrow \text{sens } B \\ e_0 < \frac{H}{24} \rightarrow \text{sens } H \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens } B$$

$$N' = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sens } H$$

a) Situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=2,5m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,007 < \frac{0,27}{6} = 0,047 \\ e_0 = 0,003 < \frac{2,5}{24} = 0,10 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 104,60 \left(1 + \frac{3 \times 0,007}{2,5} \right) = 104,95 \text{ KN}$$

$$N' = 105,35 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (H - h)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{105,35 \times (2,5 - 0,27)}{8 \times 0,6 \times 348 \times 10^3} = 1,40 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=2m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,003 < \frac{0,28}{6} = 0,046 \\ e_0 = 0,003 < \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 104,45 \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2} \right) = 105,23 \text{ KN}$$

$$N' = 104,92 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{104,92 \times (2 - 0,28)}{8 \times 0,6 \times 348 \times 10^3} = 1,08 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

• **A l'E.L.U:**

- **Armatures parallèles à H:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,006 < \frac{0,27}{6} = 0,045 \\ e_0 = 0,006 < \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N}$$

$$N' = 408,38 \left(1 + \frac{3 \times 0,006}{2,5} \right) = 411,32 \text{ KN}$$

$$N' = 411,32 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (H - h)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{411,32 \times (2,5 - 0,27)}{8 \times 0,6 \times 348 \times 10^3} = 5,49 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,003 < \frac{0,28}{6} = 0,046 \\ e_0 = 0,003 < \frac{2}{24} = 0,066 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de N'}$$

$$N' = 408,38 \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2} \right) = 409,80 \text{ KN}$$

$$N' = 409,80 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{409,80 \times (2 - 0,28)}{8 \times 0,6 \times 348 \times 10^3} = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,21 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 65 = 15,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 15,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 250 \times 65 = 19,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 19,62 \text{ cm}^2$$

On choisit 8HA16 dans le sens // à B 14HA14 et dans le sens // H

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1,4 \times 40}{2,4 \times 1,5^2 \times 0,21} = 49,38 \text{ cm} > \frac{H}{4} = 62,4 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,6 \times 40}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 0,21} = 56,43 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 50 \text{ cm}$$

Donc les armatures seront munies de crochets

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau XII.3: Les armatures des semelles.

Armatures	ELU	$A_{\min}$ (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
A_s (H)	5,47	19,62	14HA14	21,55	49,38	30
A_s (B)	4,21	15,69	8HA16	16,08	56,43	15

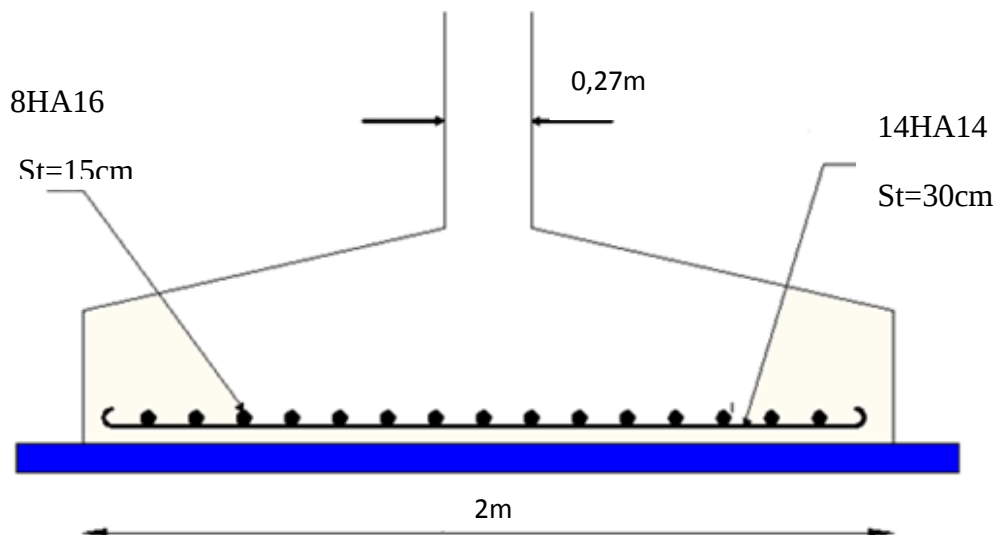


Figure XII.2: Schéma de ferrailage de la semelle du poteau

XII .2.Fondation sous potelet

Nous avons des potelets IPE 300, la surface de la platine du potelet $S = a \times b$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = 300 + 2(100) = 50 \text{ cm} \\ b = 150 + 2(100) = 35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{donc } S = 50 \times 35 = 1750 \text{ cm}^2$$

Avec N : Effort Normal de compression $N_{sd} = 42,10 \text{ kN}$ (A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 1,42B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{1,28B^2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec } \sigma_{sol} = 2,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0,35 \times 42,10}{0,5 \times 230}} = 0,35 \text{ m}$$

Soit $B = 50 \text{ cm}$, d'où $A = 1,42 \times 50 = 71 \text{ cm}$ on prend $A = 80 \text{ cm}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{80-50}{4} = 7,5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{50-35}{4} = 3,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d \geq 7,5 \text{ cm}$$

On prend $d = 12 \text{ cm}$

- **L'encrage :**

$$h_t = d + c = 12 + 5 = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 5,67 \leq h_p \leq 8,5 \quad \text{Avec } C = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_p = 8 \text{ cm}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_c = \frac{Ne}{s} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } Nt = Nsd + 1,35Ps$$

$$Ps : \text{ poids de la semelle} = \gamma \times Vs$$

$$Vs : \text{ volume de la semelle}$$

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$Vs = A \times h_t \times B = 0,8 \times 0,17 \times 0,5 = 0,068 \text{ m}^3$$

$$Vs = 0,068 \text{ m}^3$$

$$P_s = 25 \times 0,068 = 1,7 \text{ KN}$$

$$Nt = 42,10 + 1,35 \times 1,7 = 44,39 \text{ KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{44,39}{0,5 \times 0,8} = 110,97 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 230 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul des armatures :**

calcul de ferrailage par la méthode des bielles : la semelle se comporte en une semelle isolée la transmission de N par des bielles

$$F_x = \frac{N_t (A - a)}{8 \times d} = \frac{42,10 (0,8 - 0,5)}{8 \times 0,12} = 13,15 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t (A - a)}{8 \times d} = \frac{42,10 (0,5 - 0,35)}{8 \times 0,12} = 6,57 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{13,15}{\frac{40}{1,15}} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } \frac{fe}{\gamma_s}$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{6,57}{\frac{40}{1,15}} = 0,18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_x \geq A_{x \min}$$

$$A_y \geq A_{y \min}$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}, fe = 400 \text{ Mpa}$$

- $A_{x \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{40} \right) 80 \times 12$

$$A_{x \min} = 11,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{fe} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{40} \right) 50 \times 12$$

$$A_{y \min} = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$d'ou : \begin{cases} A_{x \min} > A_x \Rightarrow A_x = A_{x \min} = 11,59 \text{ cm}^2 \\ A_{y \min} > A_y \Rightarrow A_y = A_{y \min} = 7,24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan xx' , on prend $8HA14 = 12,32\text{cm}^2$, avec un espacement de 18cm entre deux barres. Dans le plan yy' , on prend $4HA16 = 9,05\text{cm}^2$, avec un espacement de 5 cm entre deux

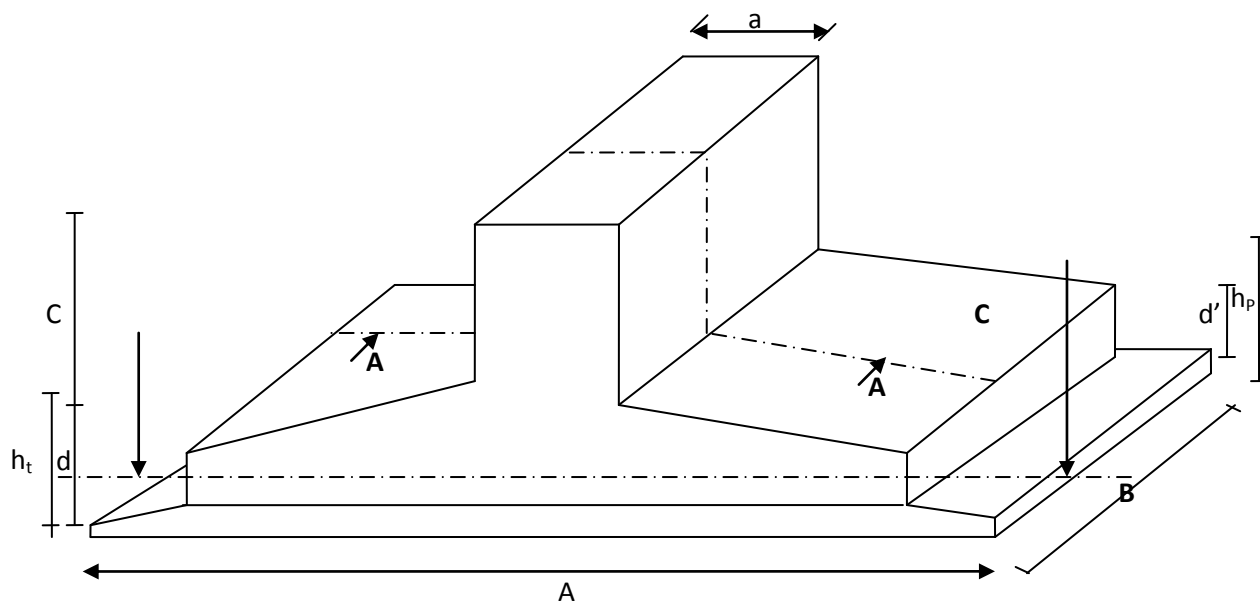


Figure XII.3 : la dimension de la semelle de potelet

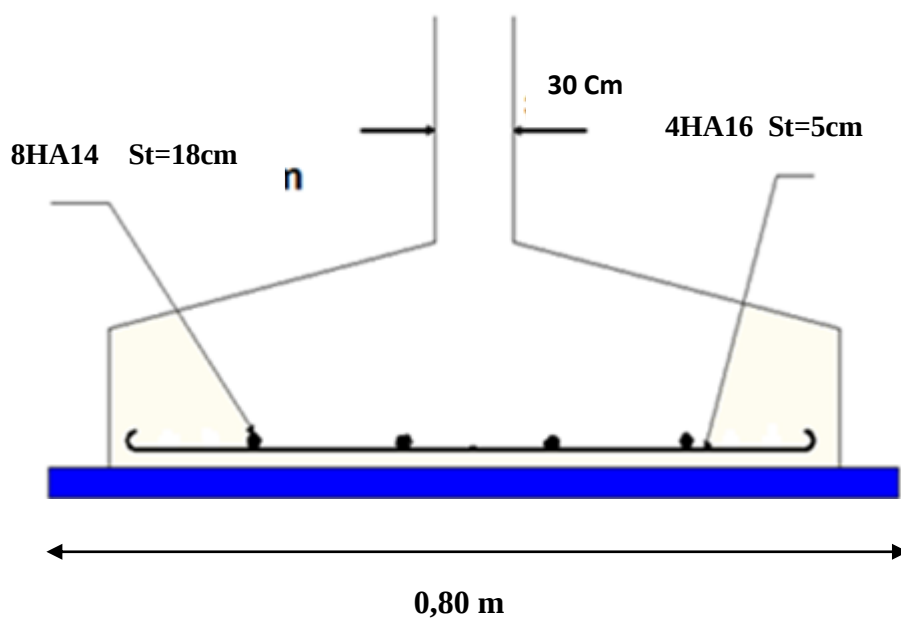


Figure XII.2 Schéma de ferrailage de la semelle du potelet

XII.3. Calcul des longrines

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, ils sont en béton armé ou en béton précontraint.

XII.3.1. Pré dimensionnement

Selon **RPA Art (10.1.1)** En fonction de la catégorie du sol (Site) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : sites de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section (25x30) cm^2

XII.3.2. Ferrailage

Les longrines sont calculée a la traction simple avec un effort de traction N_t qui égale :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b}) \alpha$$

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. $\alpha = 15$ (zone **IIa** ; site S_2)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{408,38}{15} \right) = 27,20KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{284,99}{15} \right) = 19KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} \Rightarrow \begin{cases} ELU \rightarrow A_s = \frac{27,2 \times 10^{-3}}{348} = 0,78cm^2 \\ ELS \rightarrow A_s = \frac{19 \times 10^{-3}}{201} = 0,94cm^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 25 \times 30$$

$$A_{\min} = 4,5cm^2$$

Donc on ferraille avec $A_{\min}$, soit 4HA12, avec $A_s = 4,52 cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{0,25 \times 0,30 \times 2,1}{400} = 3,93cm^2$$

$$4,52cm^2 \succ 3,93cm^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < \min(20\text{cm}, 15 \cdot 0,6) = 9\text{cm}$$

Les cadres sont espacés de 10 cm en travée et de 8 cm en zone nodale.

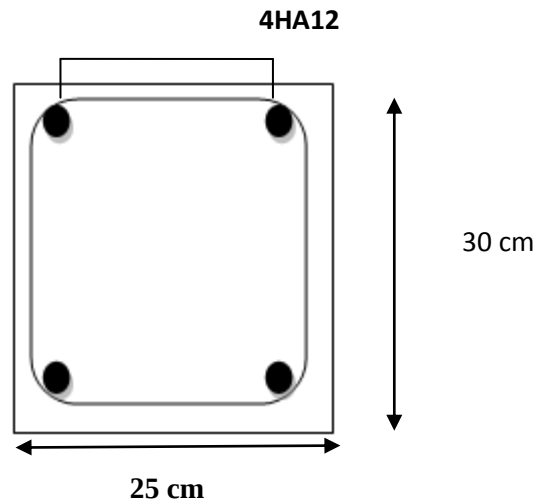


Figure XII.5: Schéma de ferrailage des longrines.

XII.4. Le fut :

Les fondations sont ancrées à $D=2,5\text{m}$ l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(60 \cdot 40) \text{ cm}^2$.

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)

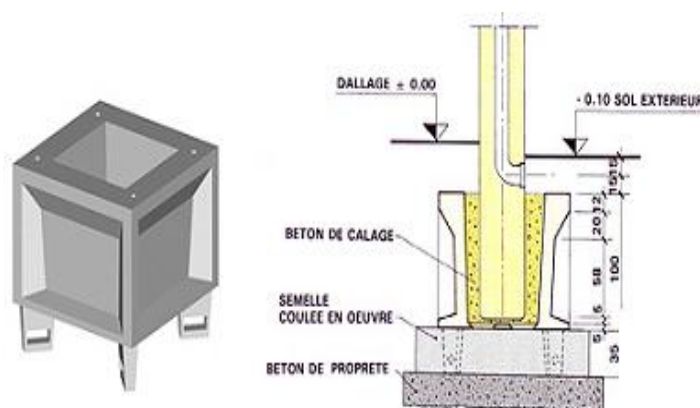


Figure XII.6 : Section du fut à ferrailer.

XII.4.1. Ferrailage du fut :

Soit $h=60\text{cm}$ et $b=40\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 408,38 \text{ KN} \\ M_u = 1,61 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad e = \frac{M_u}{N_u} = 0,39 \text{ Cm} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ Cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 55 \text{ cm} \\ d' = 5 \text{ cm} \\ h = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,61 + 407,97 \left(0,55 - \frac{0,6}{2} \right) = 103,60 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 407,97 (0,55 - 0,05) - 103,60 = 100,38 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 493,64 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{103,60 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,55^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{103,6 \cdot 10^{-3}}{0,579 \times 348} = 5,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0875 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,579 \end{array} \right.$$

on revient a la fléxion composée :

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = 5,14 + \frac{407,97}{34,8} = 16,86 \text{ cm}^2$$

Selon **RPA99/2003 (art 7.4.2.1)** la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,min} = 0,8\% b \times h = 43,2 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,min} = 18HA12 + 12HA16 = 44,49 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales**

Soit un cadre et une épingle de diamètre **Ø8** dont l'espacement max est donné par le

RPA comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq 12 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \leq 12\text{cm}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend $S_t=10\text{cm}$.

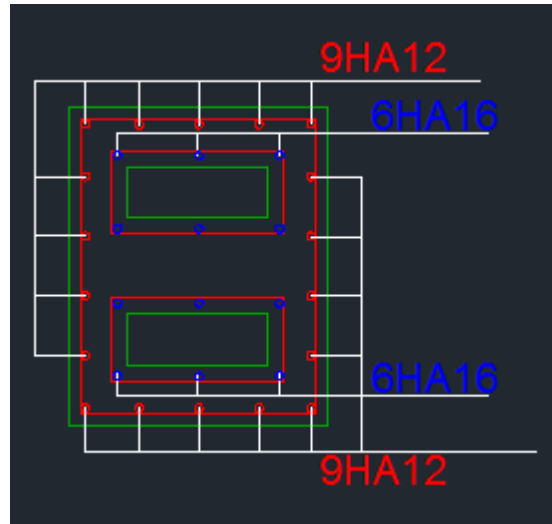


Figure XII.7 : Schéma de ferrailage des futs.

XII.5. Conclusion

On adopte les sections suivantes :

$\begin{cases} 14\text{HA14 sens H} \\ 8\text{HA16 sens B} \end{cases}$ Pour les semelles des poteaux.

$\begin{cases} 8\text{HA14 sens A} \\ 8\text{HA12 sens B} \end{cases}$ Pour les semelles des potelets.

$\begin{cases} 18\text{HA12} \\ 12\text{HA16} \end{cases}$ Pour les futs

4HA12 pour les longrines

STABILITE GLOBALE

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

$$\Sigma \text{ Moments résistants (stabilisateurs)} \geq \Sigma \text{ moments renversants.}$$

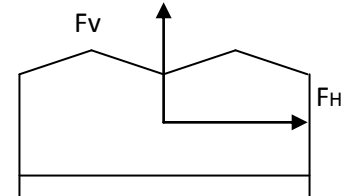
$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

XIII.1 Détermination des moments renversants (M_R)

XIII.1.1. Cas du vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)



Ces deux composantes donnent un moment de renversement « MR », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « MS » dû au poids propre du bâtiment.

XIII.1.1.1. Vent sur façade principale avec surpression intérieure ($C_{pi}=+0,8$) :

Tableau XIII.1 : vent sur pignon $C_{pi}=+0,8$

zone	$q_j(N/m^2)$	$S(m^2)$	$F_H (KN)$	$F_V(KN)$	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	-	395,2	-	-	24,15	-	4,75
E	598,41	395,2	236,49	-	24,15	41,60	4,75
F	1421,44	13,14	-	18,67	3,015	1,09	9,63
G	1614,89	13,14	-	21,21	3,015	1,09	9,63
H	1212,83	105,33	-	127,74	6,03	8,64	10,22
I	864,75	370,85	-	320,69	6,03	26,25	10,76
F(fr)	-	-	19,16	-	24,15	41,60	10,9
			FH=255,65	-	$X_t=24,15$	$Y_t=41,67$	$Z_t=5,21$
			-	Fv=448,31	$X_u=6,29$	$Y_u=21,33$	$Z_u=11,46$

Calcul des coordonnées des points d'application des résultantes des forces horizontales de trainé T et de soulèvement U

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

XIII.1.1.2 Vent sur façade secondaire avec surpression intérieure (Cpi=+0,8) :

Tableau XIII.2 : vent sur long pan Cpi=+0,8

zone	qj(N/m²)	S(m²)	FH (KN)	FV(KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	488,85	0	0	-	20,8	4,75
E	605,13	458,85	277,66	-	48,30	20,8	4,75
F1	1442,32	11,88	-	17,13	1,09	2,72	9,63
F2	1442,32	11,88		17,13	1,09	38,87	9,63
G	1181,08	66,92	-	79,03	1,09	20,8	9,63
H	858,52	411,42	-	353,21	7,125	20,8	10,35
Ffr			13,097	-	24,15	41,60	10,9
			R_H=290,75		X_t=47,20	Y_t=21,73	Z_t=5,02
				R_V=449,37	U_t=5,87	U_t=21,59	U_t=10,55

- **Vérification de la stabilité :**

- a) **Vent sur la façade secondaire**

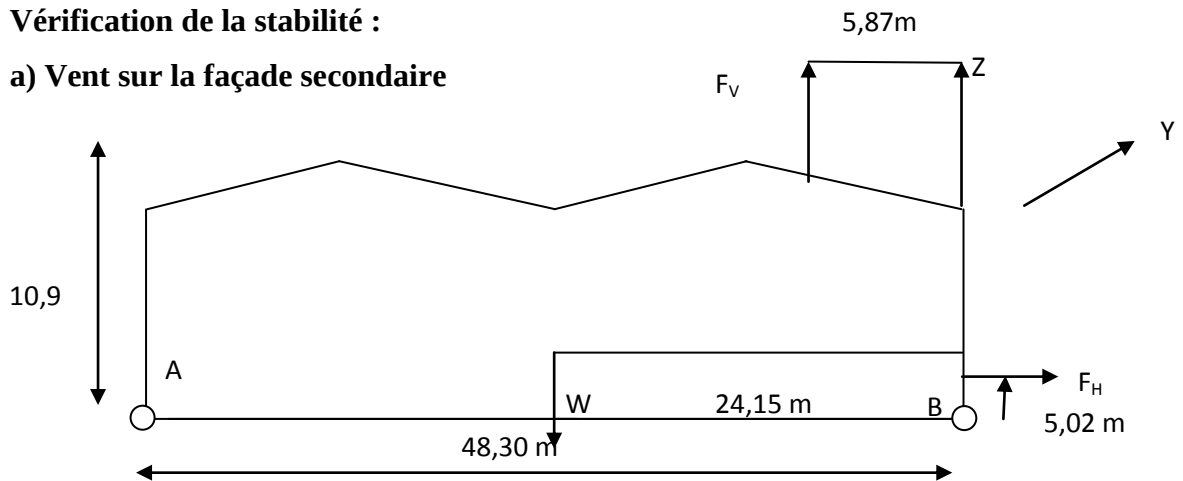


Figure XIII.1 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan $C_{pi}=+0,8$.

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = F_H \cdot 5,02 + F_V \cdot 10,55$$

$$M_r = 290,75 \times 5,02 + 449,37 \times 10,55$$

$$M_r = 6200,42 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant:**

$$M_s = W \times d$$

Avec :

W : poids approximatif par (m^2) de la surface en plan du bâtiment. (Chapitre de l'étude sismique).

d : bras de levier sur coté pignon

$$W = 123,30 \text{ Kg /m}^2$$

$$W = 123,30 \times 48,30 \times 41,60 = 247744,22 \text{ kg} = 2477,44 \text{ KN}$$

$$M_s = 2477,44 \times 24,15 = 59830,17 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 59830,17 \text{ KN.m}$$

$$M_s > M_r \Leftrightarrow 59830,17 > 6200,42 \text{ KN.m} \Leftrightarrow \text{la stabilité transversale est vérifiée.}$$

b) Vent sur façade principale

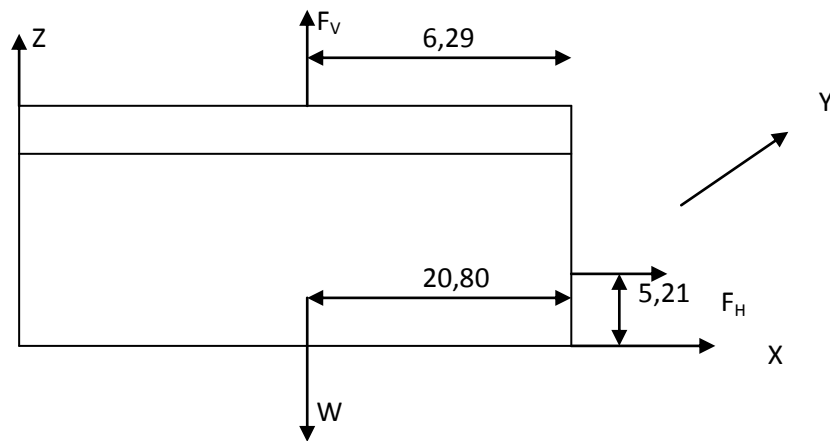


Figure XIII.2 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur pignon
 $C_{pi}=+0,8$.

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = F_H \cdot 5,21 + F_v \cdot 11,46$$

$$M_r = 255,65 \times 5,21 + 448,31 \times 11,46$$

$$M_r = 6469,56 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment stabilisant:**

$$M_s = W \times 48,30 \times 41,60 \times 20,8 = 51530,07 \text{ Kn.m}$$

Remarque :

$M_s > M_r \Leftrightarrow$ la stabilité longitudinale est vérifiée

XIII.1.2. Cas du séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Tableau XIII. 1: Réactions à la base dues aux effets sismiques.

Le mode			Réaction			
	$F_x(\text{KN})$	$F_y(\text{KN})$	$F_z(\text{KN})$	$M_{xx}(\text{KN.m})$	$M_{yy}(\text{KN.m})$	$M_{zz}(\text{KN.m})$
CQC	201,67	151,72	0	940,38	1097,07	6298,71

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = + 940,38(0 \times 22.43) = 940,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 1096,71 + (0 \times 16,91) = 1097,07 \text{ KN.m}$$

Avec :

Y_G et X_G : coordonnée de centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales (Ref : **note de calcul complète robot**).

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 2477,52 \text{ KN}$$

- **Moment résistant**

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 2477,52 \times 22,91 = 56759,98 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 2477,52 \times 23,39 = 57949,19 \text{ KN.m}$

Tableau XIII. 2: 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
	940,38	1097,07	56759,98	57949,19	45407,98	46359,35

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.

Conclusion :

La stabilité d'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme respectivement est vérifiée ; donc notre construction est stable.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'études nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la charpente métallique, qui prend de plus en plus d'ampleur et d'importance et d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises sur un projet réel.

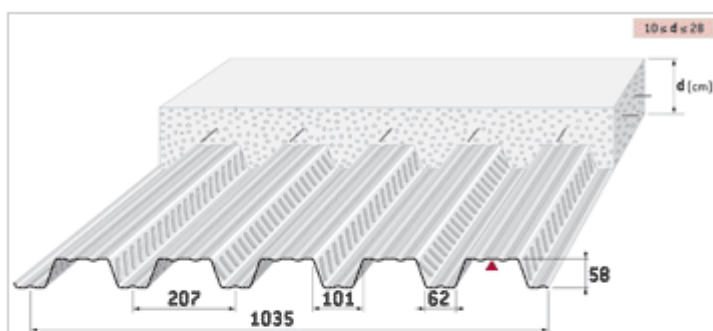
Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- ✓ L'effet de vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul était mené conformément au règlement Neige et Vent (RNV99) pour déterminer les actions exercées sur les parois de l'ouvrage. En suite on s'est intéressé au pré dimensionnement et calcul des éléments (poutre poteaux.....etc.) en se basant sur la rigidité de ces derniers.
- ✓ Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses action à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- ✓ L'utilisation du logiciel ROBOT rend les calculs plus faciles, et permet de tirer les différents efforts appliqué sur la structures et de vérifié les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur et d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ✓ Les systèmes de contreventements sont essentiels dans la stabilité de l'ouvrage.

Le travail que nous avons réalisé, nous a permet d'Actualiser, améliorer nos connaissances théoriques et s'avoir appliqué les nouveaux règlements de calcul (EUROCODE 3, RPA 2003, RNV65, et DTR algérien).

Annexe 1 :

Cofraplus 60



Le plancher collaborant **Cofraplus 60** est un procédé qui consiste à marier les performances d'un profil acier avec celles du béton. Sa légèreté, sa résistance et sa facilité de mise en œuvre lui permettent des applications les plus variées telles les logements, les terrasses, les parkings aériens, etc.

Profil nervuré, embouti sur les âmes des nervures, destiné à la construction de dalle en béton. Spécialement conçu pour les ouvrages à surcharges modérées et portées moyennes, il peut être également utilisé sur vide sanitaire visitable et ventilé.

Caractéristiques

- Nervures trapézoïdales crantées latéralement
- Longueur de pas 207 mm, hauteur d'onde 58 mm
- Largeur utile : 1035 mm
- Epaisseur : 0,75mm
- Poids : 8,53 Kg/m²
- Revêtement: Galvanisé Z 275 ou galvanisé prélaqué

Annexe 2 :

Section en cm^2 des armatures de diamètre φ

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

Annexe 3 :

Valeur de χ en fonction de λ

Coefficients de réduction				
λ	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 4 :

Etude de Sol

Unité Industrielle à Ath Mansour

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise choisi pour recevoir une unité industrielle près du village Thaourirth dans la commune d'Ath Mansour pour le compte de la **SCPI/B.AR.T** sise à Béjaia, est constitué de sols de portance très satisfaisante.

Le terrain est nu, avec un relief «structural» issu de l'arrangement des roches dans le sous sol et aussi «modelé», par l'action de l'érosion au niveau de la surface du terrain.

Il est de constitution limoneuse argileuse très graveleuse carbonatée en surface et en profondeur des marnes et roches calcaires stratifiées et très rigides.

Les essais pénétrométriques ont révélé un sous sol homogène vis-à-vis de sa résistance, très compact et avec des refus enregistrés en surface, à partir du deuxième mètre de profondeur dans, quasiment tout le terrain.

De ce fait, nous suggérons, ce qui suit :

- ✓ Une couche superficielle constituée de terres végétales, éboulis et remblais couvre la partie entourant la bâtisse en ruine et dont l'épaisseur max est de **1^m.60**. cette couche doit être excavée.
- ✓ Hormis cette zone, les sols de fondation sont très compacts et semi rocheux au delà du **2^{ème}** mètre (**>2^m**) de profondeur, avec un taux de travail de **2.30 bars**.
- ✓ Dans tous les cas, l'ancrage sera au dessous des éboulis et des remblais. En outre, la profondeur de la sous face des fondations doit être supérieure au **1/10** de la hauteur de la construction projetée et suffisamment éloignée et protégée du phénomène du gel et dégel (variation de température de **-5°** env en hiver à **+50°** en été).
- ✓ Les caractéristiques mécaniques sont estimées à : $\phi = 35^\circ$ et $C = 0.57$ bar.
- ✓ Aucune agressivité des sols vis à vis du béton n'est constatée.
- ✓ L'ouvrage projeté est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA 99 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.
- ✓ Le site est de catégorie **S2**, qui concerne les sols fermes.

Par ailleurs, il est préconisé :

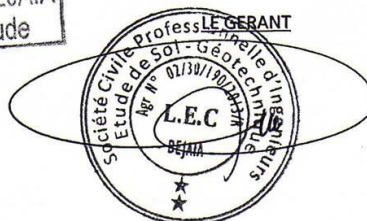
Le drainage systématique de toutes les eaux entrant dans le terrain d'assise.

L'Ingénieur chargé de l'Etude

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

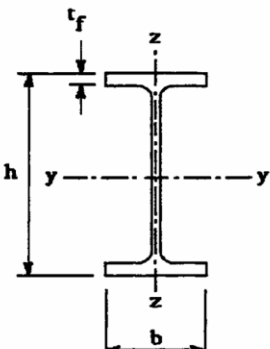
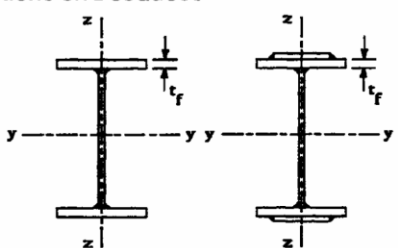
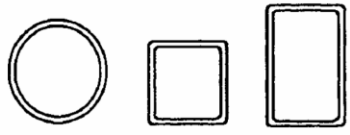
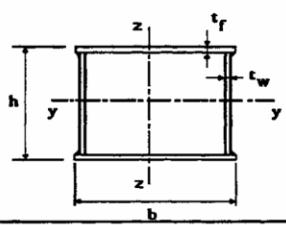
SCP / LEC BEJAIA
Service Etude

Béjaia, le 14 JUIN 2015

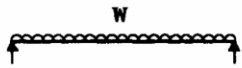
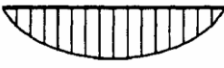
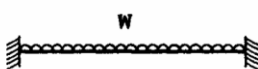
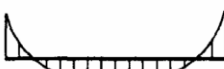
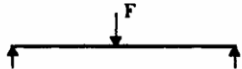
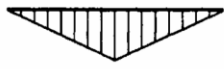
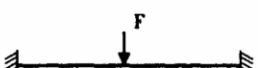
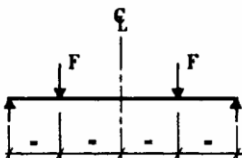


LEC BEJAIA

Annexe 5:

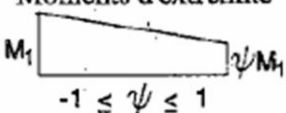
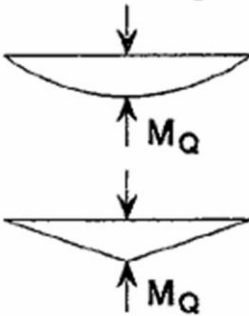
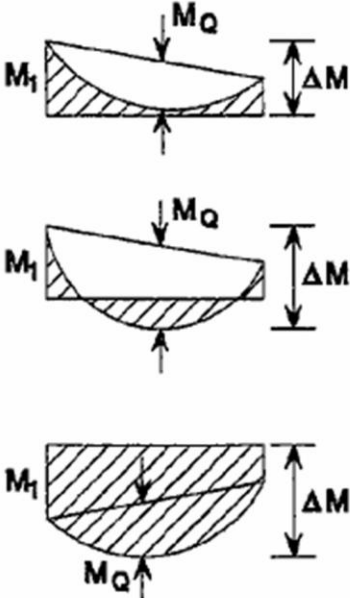
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2			

Annexe 6 :

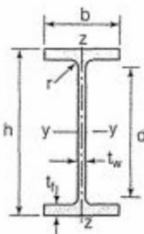
Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	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

Annexe 7 :

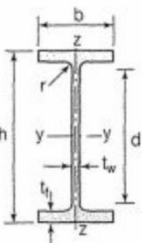
Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = Max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe 8 :

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

Annexe 9:

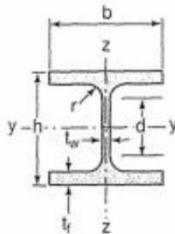
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	–	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Annexe 10:

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Dimensions

h

b

a

e

r

h₁

P

A

h

b

t_w

t_f

r

d

P

A

mm

mm

mm

mm

mm

mm

kg/m

cm²

HEA

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

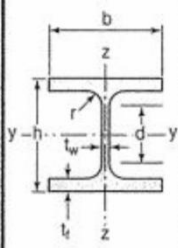
30

868

272,3

346,8

Annexe 11 :

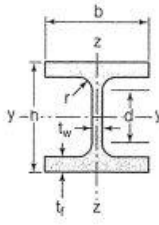
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion	
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	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 (suite)	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

Annexe 12:

Poutrelles

MATIERE

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

h

b

a

e

r

h₁

P

A

h

b

t_w

t_f

r

d

P

A

mm

mm

mm

mm

mm

mm

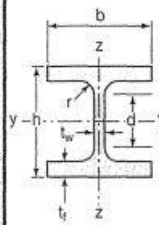
kg/m

cm²

HEB

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

Annexe 13 :

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
HEB (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
	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

Annexe 14 :

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 _{el,y}	W _{pl,y} ■	i _y	A _x	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ′	i _z	s _x	I _t	I _w	y _s	y _m	S 235	S 355	S 235	S 355			
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	✓		

Annexe 15:

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
G kg/m	h-b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Z _x -Y _x mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _c m ² /m	A _c m ² /t	
L 20 x 20 x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{/A}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{/A}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{/A}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{/A}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{/A}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{/A}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{/A}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{/A}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{/A}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{/A}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{/A}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{/A}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{/A}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{/A}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{/A}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{/A}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 ^{/A}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{/A}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{/A}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99
L 60 x 60 x 8 ^{/A}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89
L 65 x 65 x 6 ^{/A}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70
L 65 x 65 x 7	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95
L 65 x 65 x 8 ^{/A}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,64

Annexe 16:

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 y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression						
	G kg/m	$I_y = I_z$ mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y} = W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$I_y = I_z$ mm ⁴ x10	I_u mm ⁴ x10 ⁴	I_u mm ⁴ x10	I_v mm ⁴ x10 ⁴		I_v mm ⁴ x10	I_x mm ⁴ x10 ⁴				S235
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓		
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓		
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓		
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓		
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓		
L 60 x 60 x 4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓		
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓		
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓		
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓		
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓		
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓		
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓		

Annexe 17:

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen				Position des axes Position of axes Lage der Achsen						Surface Oberfläche	
G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Z _e -Y ₁ mm x10	V mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _e m ² /m	A _c m ² /t	
L70x70x6 ⁻	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L70x70x7 ⁻	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L70x70x8 ^{*/b}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L70x70x9 ^{*/c}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L75x75x4 [*]	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L75x75x5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L75x75x6 ⁻	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L75x75x7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L75x75x8 ⁻	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L75x75x10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L80x80x5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L80x80x6 ^{*/c}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L80x80x7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L80x80x8 ⁻	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L80x80x10 ⁻	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L90x90x6 ^{*/b}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L90x90x7 ⁻	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L90x90x8 ⁻	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L90x90x9 ⁻	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L90x90x10 ⁻	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L90x90x11 [*]	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L100x100x6 ^{*/b}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L100x100x7 [*]	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L100x100x8 ^{*/c}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L100x100x10 ^{*/c}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L100x100x12 ^{*/c}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L110x110x8 ^{*/b}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L110x110x10 ^{*/c}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L110x110x12 [*]	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

Annexe 18:

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 y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I _z mm ⁴ x10 ⁴	Pure compression					
	G kg/m	I _y = I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} = W _{el,z} mm ³ x10 ³	I _y = I _z mm ⁴ x10	I _u mm ⁴ x10 ⁴	I _v mm ⁴ x10	I _v mm ⁴ x10		S 235	S 355				
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓		
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓		
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓		
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓		
L 75x75x4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓		
L 75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓		
L 75 x 75 x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓		
L 75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓		
L 75 x 75 x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓		
L 75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓		
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓		
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓		
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓		
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓		
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓		
L 90 x 90 x 6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓		
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓		
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓		
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓		
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓		
L 90 x 90 x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓		
L 100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓		
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓		
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓		
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓		
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓		
L 110 x 110 x 8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓		
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓		
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓		

Annexe 19:

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen				Surface Oberfläche		
G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x -y _x mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _C m ² /t	
L 120x 120 x 8 ^{*1/2}	14,7	120	8	13	6,5	18,7	3,23	8,49	4,56	4,22	0,469	31,87
L 120x 120 x 10 ^{1/2}	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120x 120 x 11 ^{*1/2}	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120x 120 x 12 ^{1/2}	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120x 120 x 13 ^{*1/2}	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120x 120 x 15 ^{*1/2}	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 120x 120 x 16 ^{*1/2}	28,3	120	16	13	6,5	36,0	3,55	8,49	5,02	4,32	0,469	16,58
L 130x 130 x 10 [*]	19,8	130	10	14	7,0	25,2	3,55	9,19	5,03	4,58	0,508	25,67
L 130x 130 x 12 ^{*1/2}	23,5	130	12	14	7,0	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 130x 130 x 13 [*]	25,4	130	13	14	7,0	32,3	3,68	9,19	5,20	4,62	0,508	20,02
L 130x 130 x 14 ^{*1/2}	27,2	130	14	14	7,0	34,7	3,72	9,19	5,26	4,63	0,508	18,68
L 130x 130 x 16 [*]	30,8	130	16	14	7,0	39,3	3,80	9,19	5,37	4,66	0,508	16,49
L 150x 150 x 10 ^{1/2}	23,0	150	10	16	8,0	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51
L 150x 150 x 12 ^{1/2}	27,3	150	12	16	8,0	34,8	4,12	10,61	5,83	5,29	0,586	21,44
L 150x 150 x 13 ^{1/2}	29,5	150	13	16	8,0	37,6	4,17	10,61	5,89	5,30	0,586	19,87
L 150x 150 x 14 ^{1/4}	31,6	150	14	16	8,0	40,3	4,21	10,61	5,95	5,32	0,586	18,53
L 150x 150 x 15 ^{1/2}	33,8	150	15	16	8,0	43,0	4,25	10,61	6,01	5,33	0,586	17,36
L 150x 150 x 16 ^{1/2}	35,9	150	16	16	8,0	45,7	4,29	10,61	6,06	5,34	0,586	16,34
L 150x 150 x 18 ^{1/2}	40,1	150	18	16	8,0	51,0	4,37	10,61	6,17	5,37	0,586	14,63
L 150x 150 x 20 ^{1/2}	44,2	150	20	16	8,0	56,3	4,44	10,61	6,28	5,41	0,586	13,27
L 160x 160 x 14 [*]	33,9	160	14	17	8,5	43,2	4,45	11,31	6,29	5,66	0,625	18,46
L 160x 160 x 15 ^{1/2}	36,2	160	15	17	8,5	46,1	4,49	11,31	6,35	5,67	0,625	17,30
L 160x 160 x 16 [*]	38,4	160	16	17	8,5	49,0	4,53	11,31	6,41	5,69	0,625	16,28
L 160x 160 x 17 ^{1/4}	40,7	160	17	17	8,5	51,8	4,57	11,31	6,46	5,70	0,625	15,37

Annexe 20:

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 y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		I _y mm ⁴ x10 ⁴	Pure compression					
		I _y =I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} =W _{el,z} mm ³ x10 ³	i _y =i _z mm x10	I _u mm ⁴ x10 ⁴	I _v mm ⁴ x10	I _y mm ⁴ x10 ⁴	S235		S355	S460				
G kg/m		I _y =I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} =W _{el,z} mm ³ x10 ³	i _y =i _z mm x10	I _u mm ⁴ x10 ⁴	I _v mm ⁴ x10	I _y mm ⁴ x10 ⁴	I _v mm ⁴ x10	I _y mm ⁴ x10 ⁴	S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
L 120x 120 x 8	14,7	255,4	29,11	3,69	406,0	4,65	104,8	2,37	-150,6	3	4	4	✓	✓	✓
L 120x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6	2	3	3	✓	✓	✓
L 120x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9	1	3	3	✓	✓	✓
L 120x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,1	2,34	-216,6	1	2	3	✓	✓	✓
L 120x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,8	4,59	162,2	2,34	-231,8	1	1	3	✓	✓	✓
L 120x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7	1	1	1	✓	✓	✓
L 120x 120 x 16	28,3	469,4	55,57	3,61	743,8	4,54	195,0	2,33	-274,4	1	1	1	✓	✓	✓
L 130x 130 x 10	19,8	401,1	42,47	3,99	637,8	5,03	164,5	2,55	-236,7	3	3		✓		
L 130x 130 x 12	23,5	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,4	1	3		✓		
L 130x 130 x 13	25,4	506,5	54,35	3,96	804,9	4,99	208,1	2,54	-298,4	1	2		✓		
L 130x 130 x 14	27,2	540,1	58,20	3,95	857,8	4,98	222,3	2,53	-317,8	1	1		✓		
L 130x 130 x 16	30,8	605,0	65,75	3,93	959,7	4,94	250,3	2,53	-354,7	1	1		✓		
L 150x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,1	2,96	-368,0	3	4	4	✓	✓	✓
L 150x 150 x 12	27,3	736,9	67,75	4,60	1172	5,80	302,1	2,94	-434,9	3	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150 x 13	29,5	791,7	73,07	4,59	1259	5,79	324,6	2,94	-467,1	2	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150 x 14	31,6	845,4	78,33	4,58	1344	5,77	346,9	2,93	-498,5	1	3	3	✓	✓	✓
L 150x 150 x 15	33,8	898,1	83,52	4,57	1427	5,76	369,0	2,93	-529,1	1	2	3	✓	✓	✓
L 150x 150 x 16	35,9	949,7	88,65	4,56	1509	5,74	390,8	2,92	-558,9	1	2	3	✓	✓	✓
L 150x 150 x 18	40,1	1050	98,74	4,54	1666	5,71	433,8	2,92	-616,1	1	1	2	✓	✓	✓
L 150x 150 x 20	44,2	1146	108,6	4,51	1817	5,68	476,2	2,91	-670,2	1	1	1	✓	✓	✓
L 160x 160 x 14	33,9	1034	89,50	4,89	1644	6,17	423,9	3,13	-609,9	2	3		✓		
L 160x 160 x 15	36,2	1099	95,47	4,88	1747	6,16	450,9	3,13	-647,9	1	3		✓		
L 160x 160 x 16	38,4	1163	101,4	4,87	1848	6,14	477,7	3,12	-685,0	1	2		✓		
L 160x 160 x 17	40,7	1225	107,2	4,86	1947	6,13	504,2	3,12	-721,2	1	2		✓		

Notations Générales :

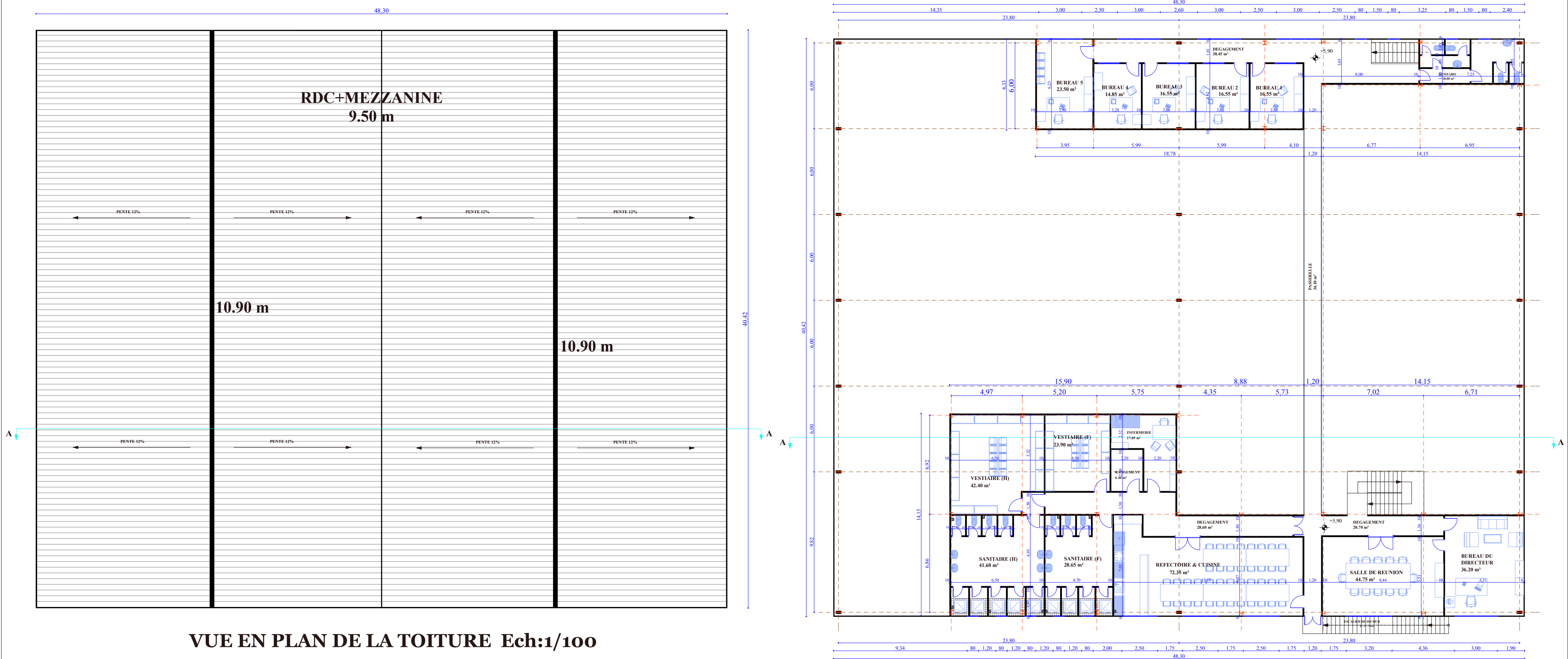
Les principales notations utilisées sont les suivants :

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
N_{nette}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
Φ	.Diamètre d'une armature transversale.
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (μ_u).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.

f (ou δ)	Flèche d'une poutre
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
f_y	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_u	Résistance limite d'élasticité.
V_u	Résistance limite de rupture.
H et B	Largeur et longueurs de la semelle des poteaux.
A et B	Largeurs et longueurs des semelles des potelets
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.
l_0	Longueur de flambement

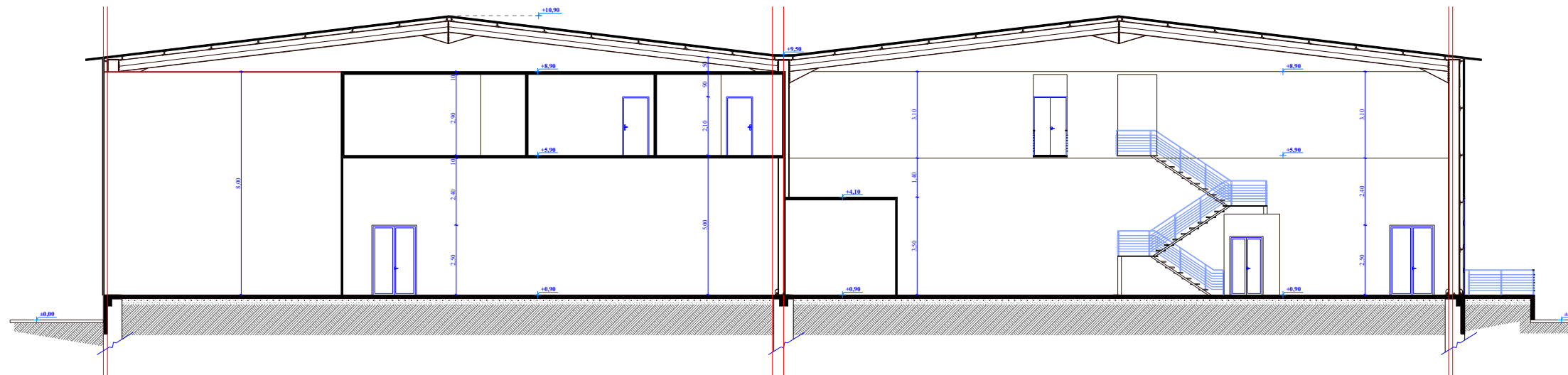
Références bibliographiques :

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 »
- DTR B.C. 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes
RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- DTR.B. C- 2.44 ; règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97"
- Calcul des structures métallique selon l'eurocode3 Jean Morel
- Eurocode 4
- Cours de 1ère année master
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

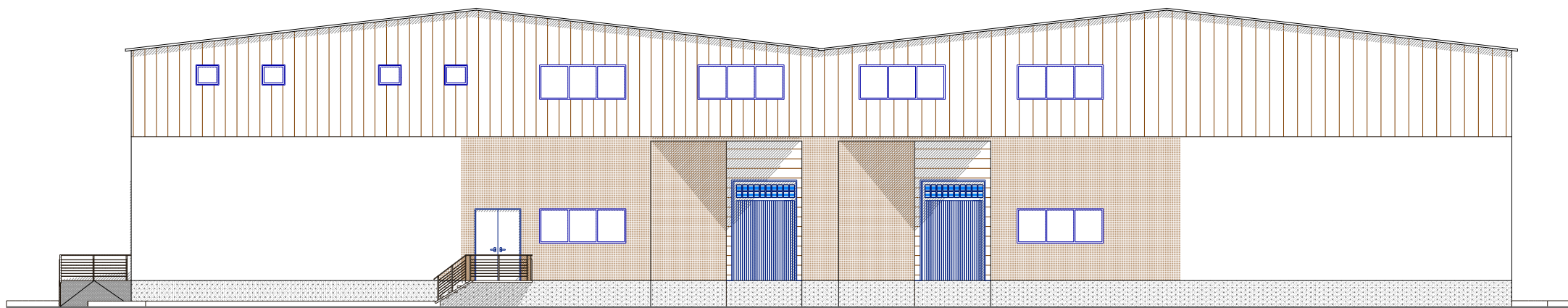


VUE EN PLAN DE LA TOITURE Ech:1/100

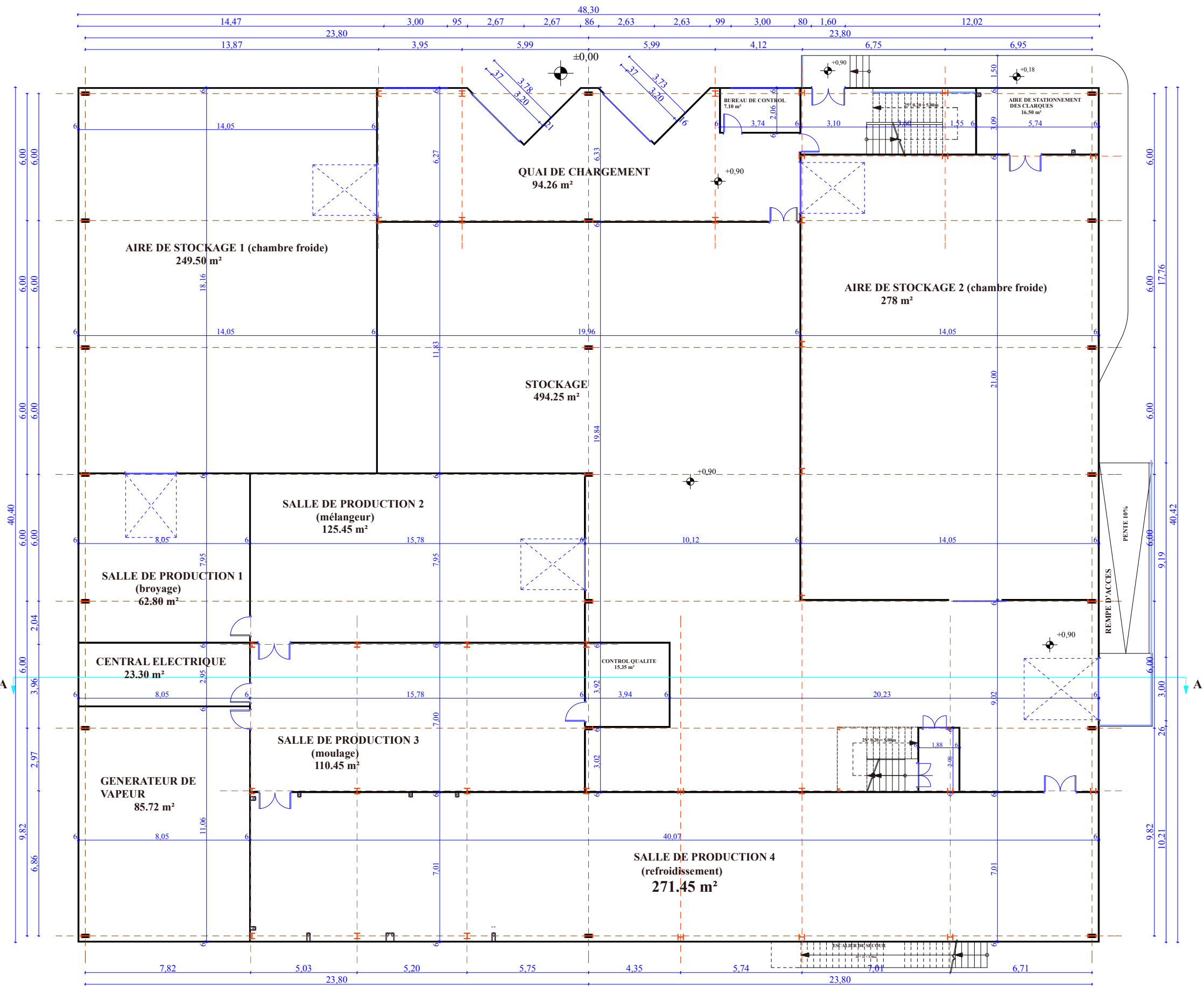
VUE EN PLAN DE LA MEZZANINNE Ech:1/100



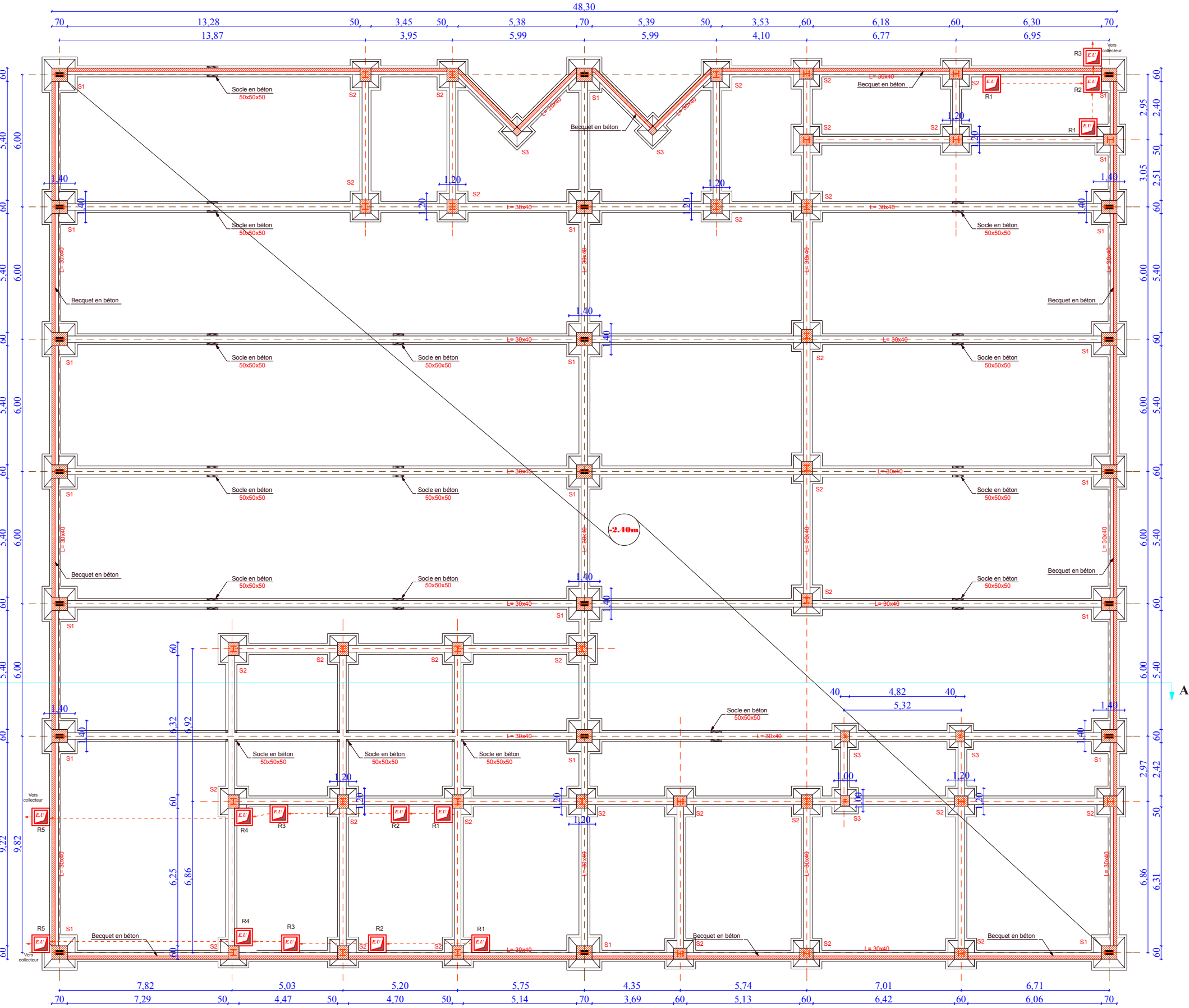
COUPE A-A Ech:1/100



FACADE PRINCIPALE Ech:1/100



VUE EN PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE Ech:1/100



VUE EN PLAN DES FONDATIONS
Ech:1/100

LEGENDE

EP

R Eaux pluviales

EU

R Eaux usées

R1: 60x60x80 cm

R2: "60x60x90"cm

R3: "60x60x100" cm

R4: "60x60x110" cm

R5: "60x60x120" cm