



République Algérienne Démocratique et Populaire

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

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologie*

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et structure

Thème :

*Etude d'une salle de sport à toiture en charpente
métallique*

Réalisé par :

M^{er} HAMANI Khaled
M^{er} RACHEF Redouane

Promoteur :

M^{er} M.HAZZAM

Membres de jury :

M^{er} A/H BECHEUR
M^{er} SERIKMA

Promotion 2013-2014

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

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

A M^{er} M. HAZZAM : Notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{er} H. BOUFOUS : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude SYNAPSE ARCHITECT et à tous les membres de ce bureau.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Khaled & Redouane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon très cher père.

*A ma belle étoile qui puisse exister dans l'univers la meilleure des mères, ma mère
qui m'a appris l'éducation avant le savoir et qui n'a pas cessé de me soutenir
durant toutes mes études.*

A mes très chers frères Ferhat, Khemisti et Lotfi.

A mes très chères sœurs Lila, Souad, Salima et Hadjira.

A mon adorable nièce Feirouz.

A ma très chère belle-sœur Nabila.

A mon très cher cousin Nabil.

A toute la famille HAMANI et ALLOUACHE.

A ma moitié Djidja et toute sa famille.

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Redouane et toute sa famille.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2013/2014.

KHALED.



Dédicaces



Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long de mes années d'études.

A mes très chers frères Nadir, Mourad, Réda, Merouane et Nadjim.

A mes très chères sœurs Nadia et djanet.

A mon adorable nièce Kamilia.

A mes très chers cousins Mustapha et Lamine.

A ma très chère cousine Malika.

A toute la famille RACHEF et KHELOUFI.

A tous mes amis exceptionnellement Salah.

A mon binôme Khaled et toute sa famille

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2013/2014.



REDOUANE

Table des matières

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage :	1
I.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :	3
I.4. Eléments de l'ouvrage :	4
I.5. Caractéristiques de sol :	4
I.6. Matériaux utilisés :	4
I.6.1. Acier :	5
I.6.2. Couverture :	9
I.6.3. Le béton :	9
I.7. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :	11
I.7.1. Définition :	11
I.7.2. Etat Limite Ultime (ELU) :	11
I.7.3. Etat Limite de Service (ELS) :	12
I.8. Actions et combinaisons d'actions :	12
I.8.1. Les actions :	12
I.8.2. Les combinaisons d'actions :	13
I.9. Les règlements utilisés :	14

Chapitre II : Etude climatique

II.1. Introduction :	15
II.2. Etude au vent :	15
II.2.1. Les coefficients du calcul :	17
II.2.2. Calcul des pressions :	20
II.3. Action de la neige :	30
II.3.1. Calcul de la charge de neige sur le sol :	30

II.3.2. Neige sur la toiture :.....	30
II.4. Etude de la variation de la température :.....	31
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments	
III.1. Calcul des pannes :	32
III.1.2. Données du calcul :.....	32
III.1.3. Détermination des sollicitations :	32
III.1.4. Principe de pré dimensionnement :.....	36
III.1.5. Pré dimensionnement :	38
III.1.6. Dimensionnement des pannes :	39
III.2. Calcul des liernes :.....	45
III.2.1. Définition :.....	45
III.2.2. Dimensionnement des pannes :	45
III.3. Calcul de l'échantignolle :.....	47
III.3.1. Définition :.....	47
III.4. Calcul des fermes :.....	49
III.4.1. Définition :.....	49
III.4.2. Détermination des charges revenantes sur la ferme :	50
III.4.3. Détermination des efforts dans les barres :.....	52
III.4.4. Dimensionnement des barres :.....	54
III.4.4.4. Les diagonales :	62
III.4.5. Calcul du poids réel de la ferme :	64
III.5. Pré dimensionnement des éléments en béton :	63
III.5.1. Les poutres de chainages :	64
III.5.2. Les poteaux :.....	65
III.5.3. Conclusion :	68
Chapitre IV : Calcul des contreventements	
IV.1. Introduction :	69

IV.2. Contreventements de la toiture (Poutre au vent) :	69
IV.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon :	69
IV.2.2. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	73

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction :	80
V.2. Description de ROBOT :	80
V.3. Analyse de la structure :	82
V.3.1. Type d'analyse :	82
V.3.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	87
V.4. Analyse des résultats :	91
V.4.1. Les combinaisons de calcul :	91
V.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :	92
V.4.3. Vérification des déplacements :	92
V.4.4. Effet de deuxième ordre :	93

Chapitre VI : Vérification des éléments de la toiture

VI.1. Introduction :	95
VI.2. Vérification des éléments de la ferme :	95
VI.2.1. Vérification à la traction :	95
VI.2.2. Vérification au flambement :	95
VI.2.3. Condition de résistance :	95
VI.3. Vérification de contreventement horizontale :	100
VI.3.1. Vérification à la traction :	101
VI.3.2. Vérification au flambement :	101
VI.4. Vérification des montants de rive (HEA300) :	103
VI.4.1. Vérification à l'effort tranchant :	103
VI.4.2. Vérification à la flexion déviée :	103
VI.4.3. Vérification à la flexion composée :	104

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction :	105
VII.2. Fonctionnement des assemblages :	105
VII.2.1. Le boulonnage :	105
VII.2.2. Le soudage :	105
VII.2.3. Fonctionnement par adhérence :	105
VII.2.4. Coefficient partiels de sécurité (EC03 Chap6 Art.6.1.2) :	105
VII.2.5. Coefficient de frottement (EC03 Chap6 Art.6.5.8.3) :	106
VII.3. Les différents types d'assemblages :	106
VII.3.1. Assemblages des éléments de la ferme :	106
VII.3.2. Assemblages des éléments de contreventement (poutre au vent) :	112
VII.3.3. Assemblage de l'échantignolle :	114
VII.3.4. Assemblage poteau-ferme :	115
VII.3.5. Assemblage des éléments de la ferme :	118
VII.3.6. Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :	121

Chapitre VIII : Etude de l'ossature

VIII.1. Etude des poteaux :	126
VIII.1.1. Les recommandations de l'RPA99 V2003 :	126
VIII.1.2. Ferrailage des poteaux :	128
VIII.1.3. Vérifications :	129
VIII.2. Etude des poutres de chainages :	132
VIII.2.1. Recommandation du RPA :	133
VIII.2.2. Ferrailage des poutres de chainages :	133
VIII.2.3. Vérifications :	135

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction :	138
IX.2. Choix de type de fondation :	138

XI.2.1. Détermination des sollicitations :.....	138
IX.2.2. Pré dimensionnement de la semelle :	139
IX.2.3. Dimensionnement de la semelle :.....	140
IX.2.4. Vérification des contraintes :.....	141
IX.2.5. Vérification de la stabilité au renversement (RPA99 V2003 Art 10.1.5) :	143
IX.2.6 Détermination des armatures de la semelle :.....	143
IX.3. Calcul des longrines :	148
IX.3.1. Introduction :	148
IX.3.2. Pré dimensionnement :	148
IX.3.3. Ferrailages :	148

Chapitre X : Vérification à la stabilité d'ensemble

X.1. Introduction :.....	150
X.2. Détermination des moments renversants :.....	150
X.2.1. Cas du vent :	150
X.2.2. Cas de séisme :.....	152

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Les valeurs de E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{c_j}	11
Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture.....	18
Tableau II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois verticales.....	18
Tableau II.3 : Les valeurs de C_r	20
Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique.....	20
Tableau II.5 : Les surfaces élémentaires.....	22
Tableau II.6 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi. .	22
Tableau II.7 : Les surfaces élémentaires.....	23
Tableau II.8 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.	23
Tableau II.9 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -0,14$	24
Tableau II.10 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$	24
Tableau II.11 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0,14$	25
Tableau II.12 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0,8$	25
Tableau II.13 : Les surfaces élémentaires.....	26
Tableau II.14 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi verticale.....	26
Tableau II.14 : Les surfaces élémentaires.....	27
Tableau II.15 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zones de la toiture.	28
Tableau II.16 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -0,1$	28
Tableau II.17 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$	28
Tableau II.16 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0,1$	29
Tableau II.17 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = 0,8$	29

Tableau III.1 : Efforts normaux dans les éléments de la ferme (diagonales, montants, membrures).....	53
Tableau III.2 : Les sections de la ferme choisies.....	63
Tableau V.1 : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003	86
Tableau V.2 : Pourcentage de participation massique.....	89
Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.	91
Tableau V.4 : Vérification de l'effort sismique à la base.	92
Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.....	92
Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.....	93
Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.....	94
Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.....	94
Tableau VI.1 : Les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.	101
Tableau VI.2 : Sollicitations dans les montants de rives.	103
Tableau VII.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	105
Tableau VII.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.	106
Tableau VII.3 : Les efforts dans les éléments de la ferme.....	107
Tableau VII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.	107
Tableau VII.4 : Dimension des cordons de soudures.	112
Tableau VII.5 : Les sollicitations les plus défavorables.....	121
Tableau VIII.1 : Armatures longitudinales miniamele et maximales dans les poteaux selon RPA99 V2003.....	127
Tableau VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	128
Tableau VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	128
Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton.	131
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes tangentielles.	131
Tableau VIII.5 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	134
Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes tangentielles.	135
Tableau VIII.7 : Vérification au cisaillement.	135
Tableau IX.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (40x50).	138
Tableau IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.	140
Tableau IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.	141
Tableau IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type1.	142
Tableau IX.5 : Vérification des contraintes dans le sol.	143
Tableau IX.6 : Les armatures de la semelle.....	147

Tableau X.1 : Vent sur la façade principale $C_{pi} = 0,8$	150
Tableau X.2 : Vent sur la façade latérale $C_{pi} = 0,8$	151
Tableau X.3 : Réaction à la base due aux effets sismique.....	152
Tableau X.4 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.....	153

Tables des figures :

Figure I.1 : Vue en 3D de la salle.	1
Figure I.2 : Vue en plan de la salle.	2
Figure I.3 : Coupe A-A.	2
Figure I. 4 : Vue en plan de la toiture.	3
Figure I.5 : Vue sur la façade latérale.	3
Figure I.6 : Diagramme σ - ε de l'acier.	6
Figure I.7 : Lois de comportement des différents types d'acier.	7
Figure I.8 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier.	8
Figure I.9 : Panneau sandwich.	9
Figure I.10 : Résistance de béton à la compression.	10
Figure II.2 : Vent sur la façade latérale.	16
Figure II.1 : Vent sur la façade principale.	16
Figure II.3 : Vent sur la toiture.	16
Figure II.4 : Surfaces élémentaires représentent les pressions du vent.	19
Figure II.4 : Coordonnées des résultantes des pressions du vent.	19
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.	21
Figure II.7 : Vue en élévation cas de V1 (cas $e < d$).	21
Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (V1).	22
Figure II.9 : Légende pour les toitures à un seul versant.	23
Figure II.10 : Vue en élévation cas de V2 (cas $e < d$).	26
Figure II.12 : Légende pour la toiture à un versant.	27
Figure II.11 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (V1).	27
Figure II.13 : Représentation du versant de la toiture.	31
Figure III.1 : Position de la panne sur le versant et repérage des axes.	32
Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.	33
Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.	33
Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.	34
Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.	34
Figure III.6 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.	34
Figure III.7 : Plan de cisaillement dans les pannes.	37
Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	38

Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux et trois appuis.....	39
Figure III.20 : Schéma statique des liernes.....	45
Figure III.11 : Coupe transversale de l'échantignole et les efforts sollicitant.	47
Figure III.12 : Vue en plan de l'échantignole.....	48
Figure III.13 : Schéma statique de la ferme.....	50
Figure III.14 : Surface afférente des nœuds.....	50
Figure III.15 : Schéma statique de la ferme sous la charge unitaire.....	52
Figure III.16 : Dimensions du poteau.....	65
Figure III.17 : Surface afférente d'un poteau	66
Figure IV.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	70
Figure V.1 : Types de structures sous ROBOT.....	82
Figure V.2 : Schéma du spectre de réponse.....	87
Figure V.3 : Mode de déformation (1).	89
Figure V.4 : Mode de déformation (2).	90
Figure V.5 Mode de déformation (3).....	90
Figure VI.1 : Poutre au vent en pignon.....	100
Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	101
Figure VII.2 : Assemblage « diagonale-gousset ».....	109
Figure VII.3 : Assemblage « montants-gousset ».....	110
Figure VII.3 : Détail assemblage gousset-membrures de la ferme.....	111
Figure VII.4 : Longueurs des soudures.....	112
Figure VII.5 : Vue en face et 3D de l'échantignolle.....	114
Figure VII.6 : Détail assemblage poteau ferme.....	115
Figure VII.7 : Assemblage poteau-ferme.	116
Figure VII.8 : Assemblage des deux éléments de la ferme.	118
Figure VII.8 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.	118
Figure VII.9 : Schéma statique équivalent de la ferme.	119
Figure VII.10 : Dispositions constructives.....	121
Figure VII.11 : Détail de la tige d'ancrage.....	122
Figure VII.12 : Vérification dans la section 1-1.....	124
Figure VII.13 : Vérification dans la section 2-2.....	124
Figure VII.14 : Vérification dans la section 3-3.....	125
Figure VIII.1 : Section d'un poteau.....	130
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	131

Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	132
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages.	137
Figure IX.1 : Dimension de la semelle.....	139
Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	147
Figure IX.3 : Schéma de ferrailage des longrines.	149
Figure X.1 : Représentation des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.	151
Figure X.2 : Représentation des forces horizontales et verticales sur la façade latérale avec surpression intérieure.....	152

Introduction Générale

Le but des études génie civil est de concevoir des structures capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir :

La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilités architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évident sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que :

La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements (CM66, ADDITIF 80 ou fascicule 62 titre V, EUROCOD 03), la stabilité élastique soit assurée :

- Soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.
- Soit au niveau local, individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutres, fermes, etc...).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'une salle de sport avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93, CCM97, RNVA99).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique.
- ✓ Le troisième chapitre est l'étude des éléments de la toiture.
- ✓ Le quatrième chapitre, concernant le calcul de contreventement.
- ✓ Le cinquième chapitre portera le calcul des poteaux.
- ✓ Le sixième chapitre portera le calcul des assemblages.
- ✓ Le septième chapitre, sera l'étude de l'infrastructure.
- ✓ Le dernier chapitre, pour la vérification de la stabilité d'ensemble.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail et de proposer des voies pour de futurs travaux.

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction

L'élaboration du projet de fin d'étude est une étape cruciale dans le cursus de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes actions, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul de notre projet.

I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'une salle de sport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique, qui sera implantée à Trouna commune de Beni Maouche dans la wilaya de Bejaia qui classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) comme zone de moyen sismicité **IIa**.

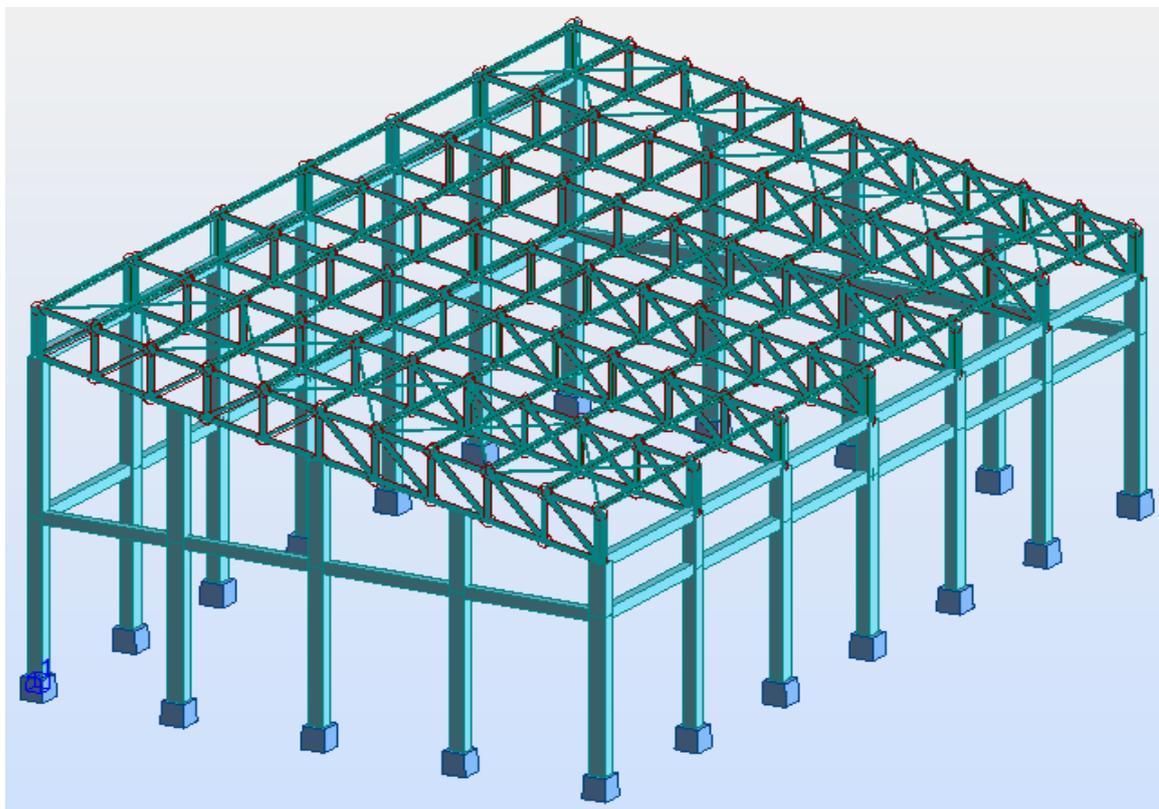


Figure I.1 : Vue en 3D de la salle.

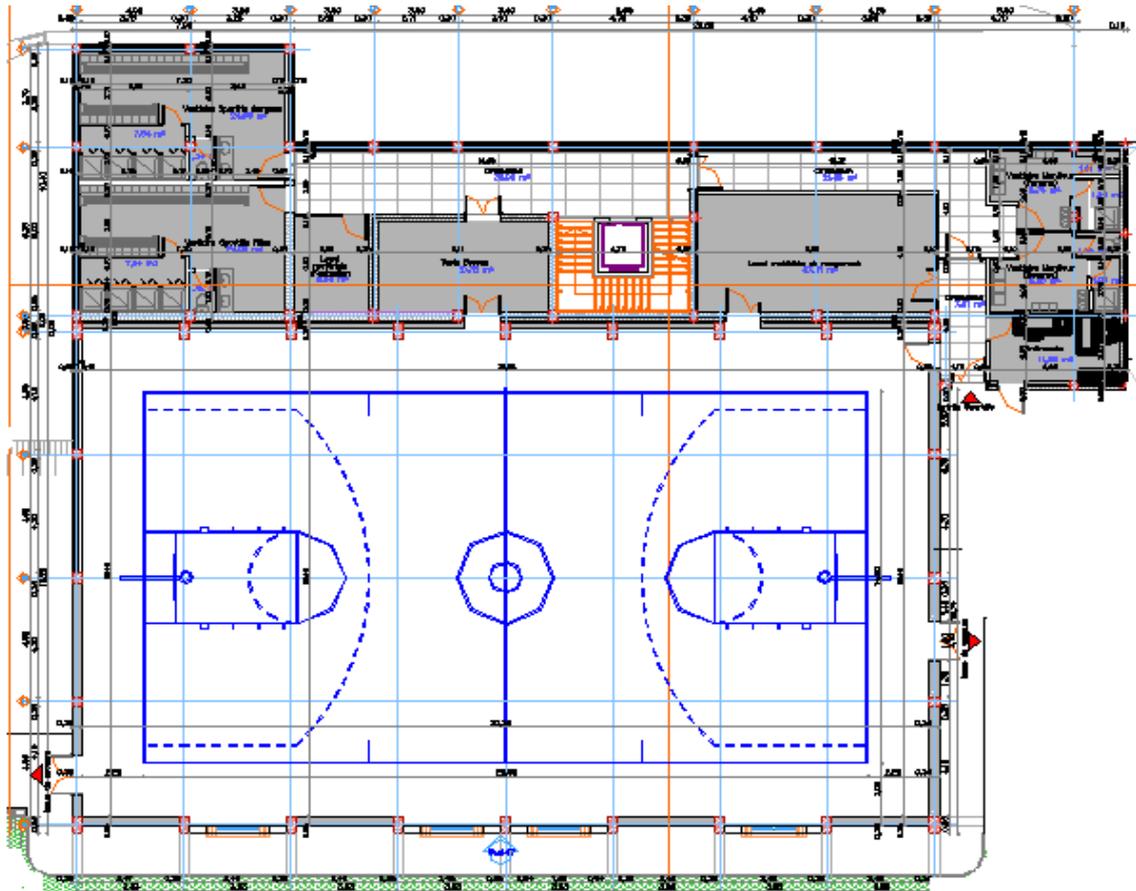


Figure I.2 : Vue en plan de la salle.

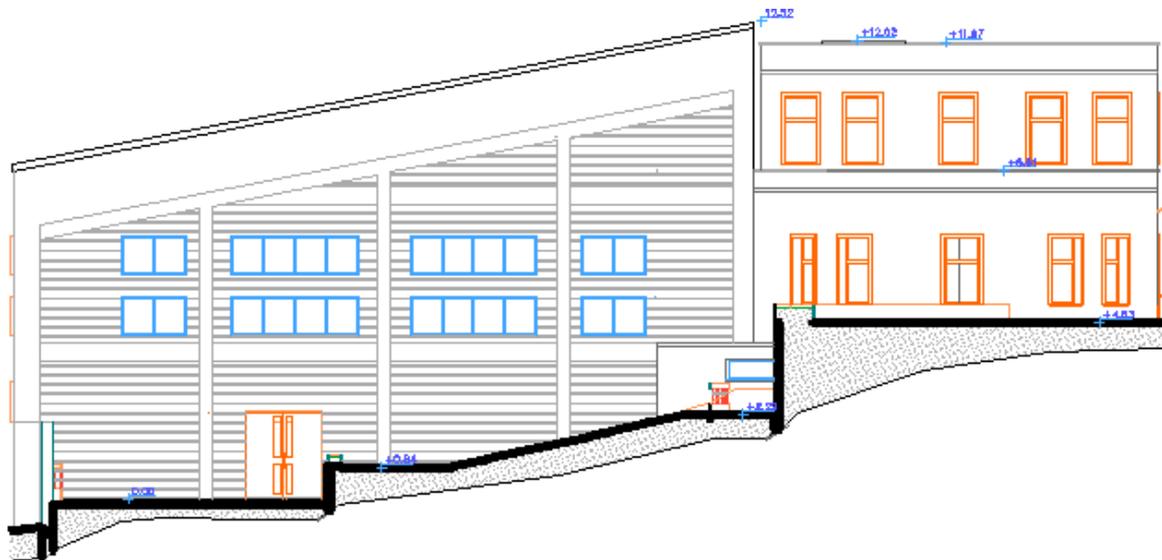


Figure I.3 : Coupe A-A.

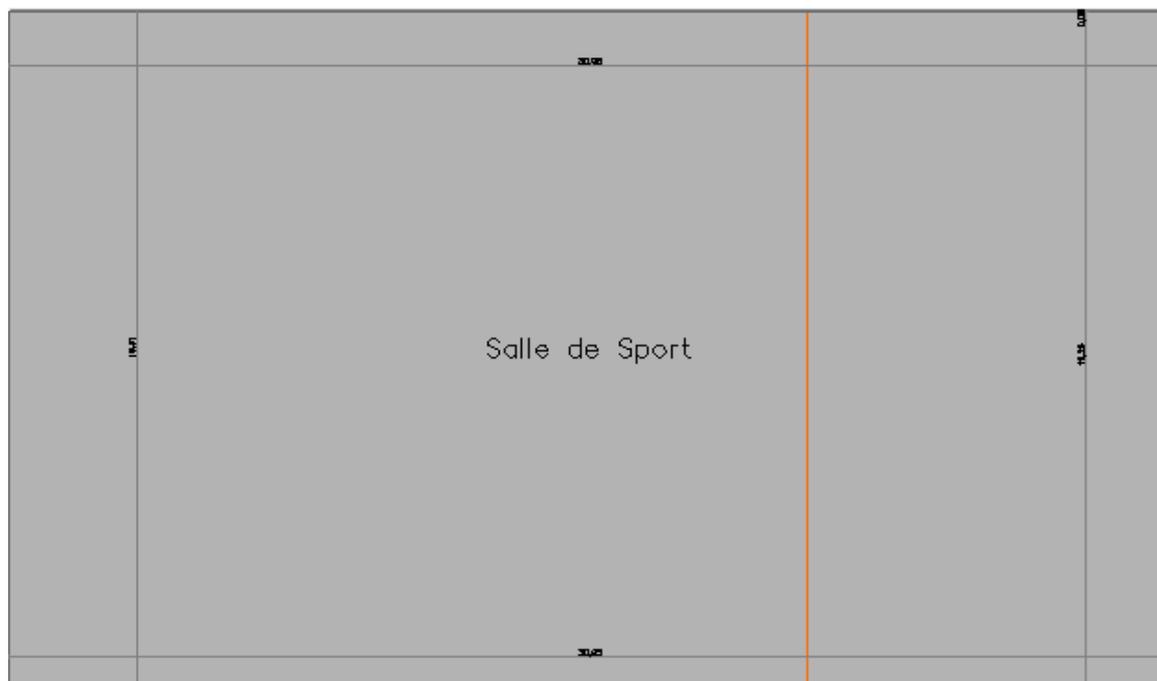


Figure I.4 : Vue en plan de la toiture.

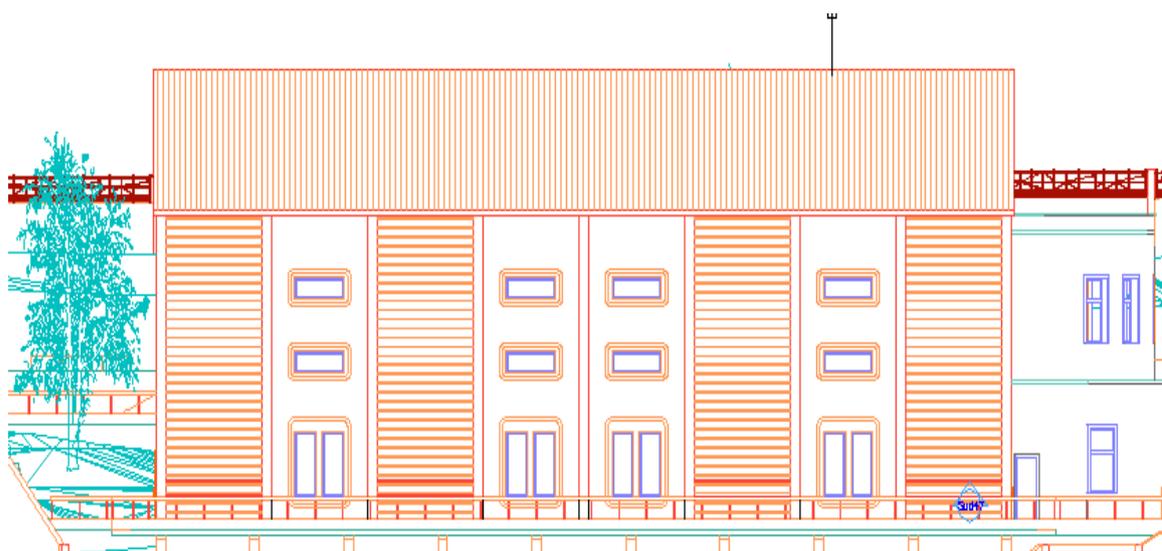


Figure I.5 : Vue sur la façade latérale.

I.3. Caractéristiques géométrique de l’ouvrage

- Longueur totale de la salle : 30,95 m
- Largeur totale de la salle : 19,25 m
- Hauteur totale de la salle : 12,52 m
- Surface totale de la salle : 562,65 m²
- Surface totale de la toiture : 595,79 m²

I.4. Eléments de l'ouvrage

- ❖ Toiture en charpente métallique à un seul versant avec une pente de **11,86° (21%)** qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importantes sont :
 - Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit.
 - La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte.
 - La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacée.
- ❖ L'ossature sera en portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide, car cette structure présente un aspect intéressant de point de vue :
 - Economique.
 - Isolation thermique.
 - Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé reliés par des poutres de chaînages.

I.5. Caractéristiques de sol

1. Prévoir des fondations superficielles.
2. L'ancrage des fondations :
 - L'ancrage sera à : **2,00m** de profondeur.
 - Le taux de travail à prendre dans les calculs est **$\sigma_{adm}=1,40$ bars**.

I.6. Matériaux utilisés

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place, et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.6.1. Acier

I.6.1.1. Définition

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, ... etc., qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité, corrosion...).

On ajoute le cuivre pour améliorer la soudabilité, le nickel et le chrome pour diminuer la corrosion. Le manganèse, le vanadium, le tungstène, le silicium pour augmenter la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et la ductilité

Il existe une multitude de types d'acier selon la teneur en carbone nous citons ici quelques exemples: aciers doux, aciers durs, aciers mi durs, aciers extra durs.

I.6.1.2. Essais de contrôle des aciers

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

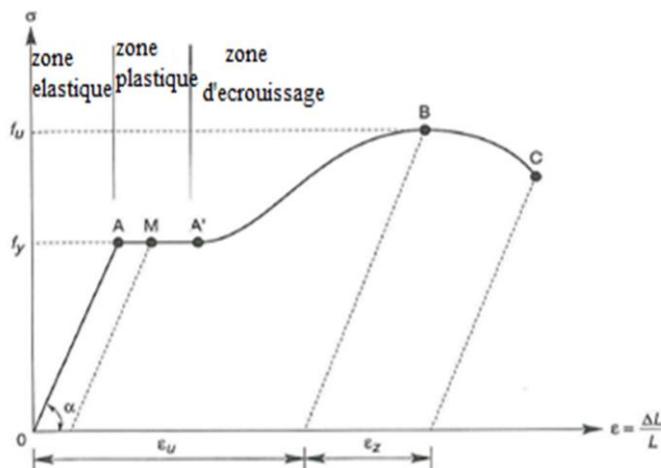
a. Les essais destructifs :

Qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- ❖ Essai de dureté : qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit des degrés de dureté.
- ❖ Essai de résilience : qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- ❖ Essai de pliage.
- ❖ Essai de fatigue.
- ❖ Essai de traction : qui permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale E, le coefficient de poisson, les contraintes limitent d'élasticité et de rupture, l'allongement à rupture.

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort progressif, croissant de zéro à la rupture un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de traction appliqué (ou la contrainte).

On obtient un diagramme effort / déformation suivant :



ε_u : allongement à la rupture ε_z : allongement de striction

Figure I.6 : Diagramme σ-ε de l'acier.

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

Phase OA : zone rectiligne pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible car c'est l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta l / l = 0$).

Phase AA' : palier horizontale, qui traduit un allongement ce charge constante c'est la zone plastique, à partir de A (par exemple, on M) si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre ce fait selon la droite MM' parallèle à OA et la pièce conserve un allongement rémanent OM'.

Phase A'B : la charge croit un nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;

Phase BC : l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, le palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite de d'élasticité f_y (point A).
- La contrainte de rupture f_u (point B).
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E.

b. Les essais non destructifs (essais métallographiques) :

Qui renseignent sur la composition et la structure des aciers, ce sont :

- ❖ La macrographie : c'est-à-dire l'examen visuel d'une surface poli traité à l'acide.
- ❖ La micrographie : c'est à dire l'examen visuel au microscope des cristaux, qui permet de déterminer notamment la tenue en carbone.
- ❖ La radiographie : par rayons X (en laboratoire) ou rayons γ (sur chantier), permet de déceler les défauts, cavités ou fissures interne des pièces, notamment des soudures.
- ❖ Utilisation des ultrasons : les ultrasons aussi permettent de déceler les défauts.

c. Effets de pourcentage de carbone sur le comportement mécanique de l'acier :

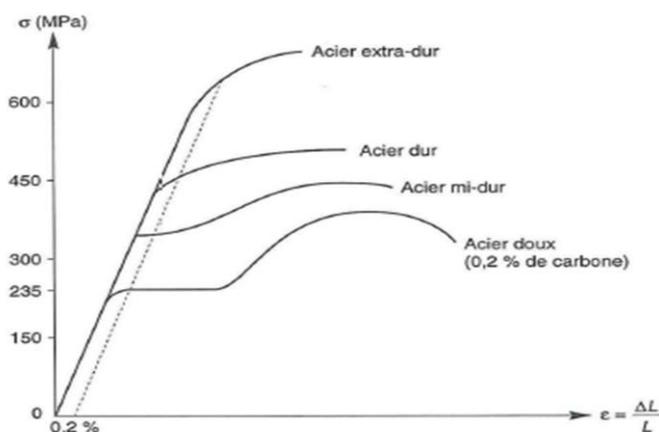


Figure I.7 : Lois de comportement des différents types d'acier.

Plus la teneur en carbone des aciers augmentent, plus la contrainte σ augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant 0.2%.

La notion de plasticité /sécurité est très importante. En effet lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite d'élasticité f_y si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr en rupture brutale sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. En revanche, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

I.6.1.3. Propriétés de l'acier doux

A. Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement **Eurocode3 et CCM97**.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S235**.

B. Ductilité

CCM97(Chapitre3.2.2.3)

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ϵ_u sur une longueur de $5,65 \sqrt{A}$ doit être supérieur à 15%.

Avec A : section transversale initiale de l'élément considéré.

- L'allongement à rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y) $\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y$.

C. Propriétés mécanique de l'acier

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0,4E$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 * 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique de l'acier : $\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

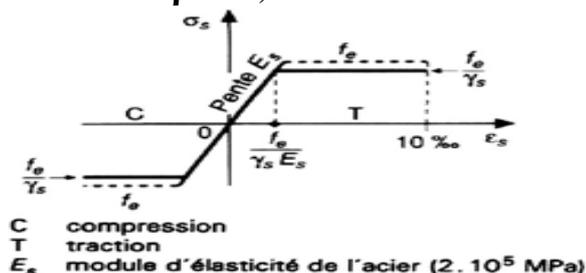


Figure I.8 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier.

I.6.2. Couverture

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

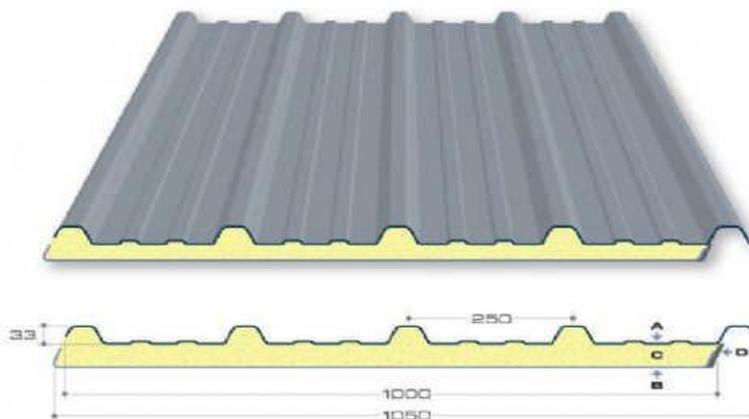


Figure I.9 : Panneau sandwich.

I.6.3. Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.6.3.1. Résistance caractéristique à la compression

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de **28** jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression cette résistance est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à **28j** de **25MPa**. **BAEL91 Art (A.2.1.1.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa si } j < 28j \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa si } j < 28j \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa si } j \geq 60j \end{array} \right.$$

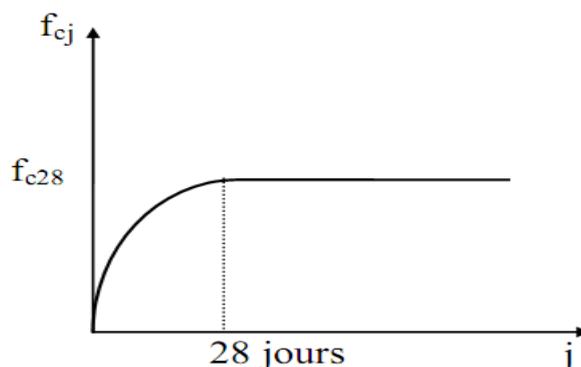


Figure I.10 : Résistance de béton à la compression.

I.6.3.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{ij}), est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (Mpa)}. \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}. \quad \text{BAEL91 Art (A.2.1.1.2)}$$

I.6.3.3. Déformation du béton

1. Déformation longitudinale :

❖ Module de déformation instantanée : **CBA93 Art (A.2.1.2 .1)**

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

❖ Module de déformation différée : **CBA93 Art (A.2.1.2 .2).**

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Mpa); sollicitations de longue durée.

f_{cj} (Mpa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (Mpa)	3264,20	34180	37620	40524,35	43063,54
E_{vj} (Mpa)	10819	11497	12654	13631	14485

Tableau I.1 : Les valeurs de E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

2. Coefficient du Poisson :

On appelle coefficient du poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta_a}{a}}{\frac{\Delta_l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0$ à l'ELU. **CBA93 Art (A.2.1.3)**
- $\nu = 0,2$ à l'ELS.

I.7. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

I.7.1. Définition

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue :

I.7.2. Etat Limite Ultime (ELU)

Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue 03 états limites ultime :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.7.3. Etat Limite de Service (ELS)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue 03 états limites de service :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service de compression de béton.

I.8. Actions et combinaisons d'actions

I.8.1. Les actions

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques...etc.) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui...etc.)

a) Actions permanentes (G_i) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée à la construction

b) Actions variables (Q_i) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitations.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques : - Actions de la neige (S).
 - Actions du vent (W).
 - Actions de la variation de température.

c) Actions accidentelles (E_i) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.).

I.8.2. Les combinaisons d'actions

I.8.2.1. Situations durables :

➤ ELU :

- Les charges d'exploitation peuvent être estimées avec la norme N.F.P 06.001.
- Les charges de neiges sont définies le D.T.U.06.002 (règles N.84)
- Les charges de vent sont définies le D.T.U .06.006 (règles NV 65)
- Actions des gradients thermiques : variation relative de longueur (-4.10^{-4} à 3.10^{-4}).

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec action variable :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q$$

Avec :

G_{\max} : action permanente défavorable.

G_{\min} : action permanente favorable.

Q : action variable défavorable.

- Avec plusieurs actions défavorables :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 \Sigma Q_i$$

➤ ELS :

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations.

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec action variable :

$$G + Q$$

- Avec plusieurs actions variables :

$$G + 0,9 \Sigma Q_i$$

I.8.2.2. Situations accidentelles :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 E$
- $0,8 G \pm E$

I.9. Les règlements utilisés

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont :

- **RNVA99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement Algérienne Neige et Vent 99.
- **CCM97, Eurocode3** : L'étude et le calcul de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, et l'Eurocode3.
- **RPA99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le Règlement Parasismique Algérienne RPA99 V 2003.
- **DTR-BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **DTU 13.12** : Règlement de calcul des fondations superficielles.
- **BAEL 1991** : Béton Armé aux Etats Limites.
- **CBA 1993** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, DTR-BC 2.4 Ministère de l'habitat.

Chapitre II : Etude climatique

II.1. Introduction

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNVA 99**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de menée des calculs conformes.

II.2. Etude au vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on site le vent, il peut venir de n'importe quel côté.

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

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (l'élément reposant sur le sol ou éloignant du sol).

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent des facteurs suivants :

- La région.
- Le terrain d'implantation (site).
- La hauteur de la structure.
- La forme géométrique de la structure.
- La forme de la toiture.

Selon le sens de vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, des différentes cas ont été envisagés sont les suivants :

- Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- Vent sur la toiture.

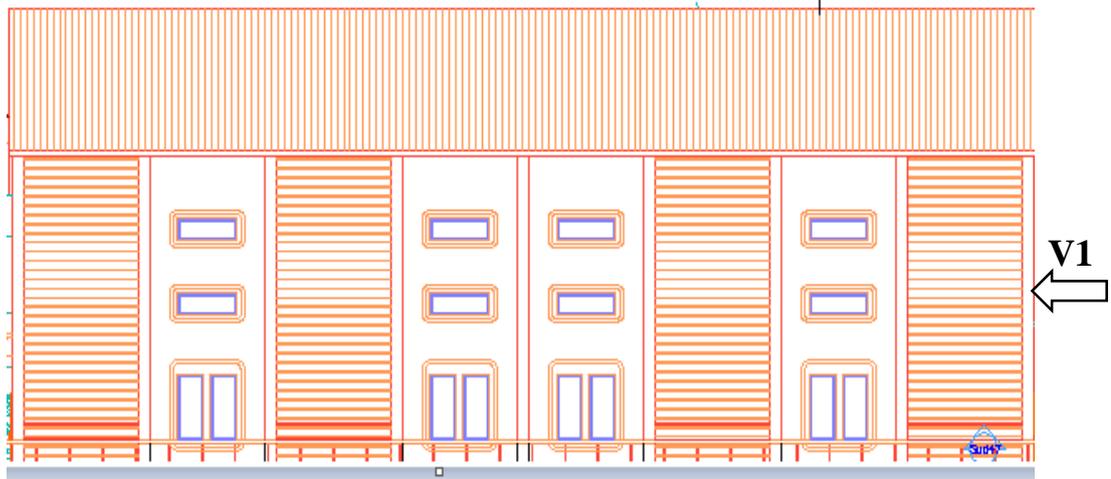


Figure II.1 : Vent sur la façade principale.



Figure II.2 : Vent sur la façade latérale.

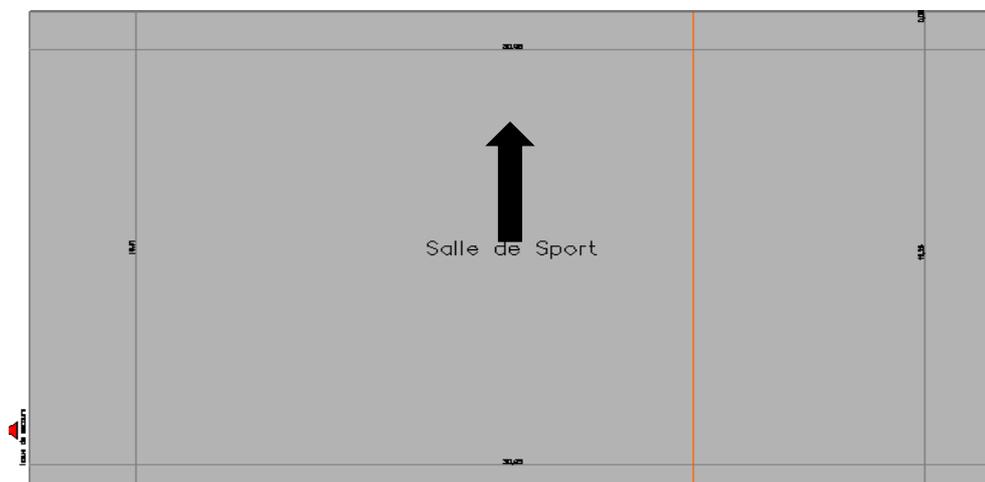


Figure II.3 : Vent sur la toiture.

II.2.1. Les coefficients du calcul

II.2.1.1. Effet de la région (q_{ref})

La pression dynamique de référence q_{ref} qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(z)$.

Pour notre bâtiment qui est une structure permanente elle sera implantée dans la zone I dont la pression de référence est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.3 du RNVA99 (chapitre II).

II.2.1.2. Effet de site (K_T , Z_0 , Z_{min} et ε)

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) à (IV), ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (catégorie III) donc d'après le tableau 2.4 (chapitre II) RNVA99 les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- Le facteur de terrain : $K_T = 0,22$.
- Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0,3\text{m}$.
- La hauteur minimale : $Z_{min} = 8\text{m}$.
- $\varepsilon = 0,37$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d (cf. chapitre III RNVA99).

II.2.1.3. Coefficient topographique (C_t)

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

Les types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau 2.5 (Chapitre II) RNVA99. Pour notre ouvrage on prend un site montagneux, d'où le coefficient topographique est : $C_t = 1,5$.

II.2.1.4. Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chapitre III RNVA99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNVA99.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment avec l'ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par la figure 3.1

et figure 3.2 (chapitre III RNVA99) en fonction des dimensions de la structure (largeur b et hauteur h) et du sens du vent. Notre structure à une hauteur de **12,52m**, selon la direction du V1 et **8,92m** inférieure à **10m** selon V2, dans ce cas en prend une hauteur de **10m**.

➤ **Toiture :**

Direction du vent	h(m)	b(m)	d(m)	C _d
V1	12,52	19,25	30,95	0,93
V2	10,87	30,95	19,25	0,94

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture.

➤ **Les parois :**

Direction du vent	h(m)	b(m)	d(m)	C _d
V1	12,52	19,25	30,95	0,92
V2	10,87	30,95	19,25	0,94

Tableau II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois verticales.

II.2.1.5. Détermination de la pression dynamique (q_{dym})

Les constructions sans planchers intermédiaires (halls industriels, cheminées, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de « n » éléments de surface, de hauteurs égales à h_i.

La hauteur de notre structure est de 12,52m qui dépasse 10m donc :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur h_i. ; n est donné par la formule suivante :

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] \text{ soit : } \left[h_i = \frac{h}{n} \right] \quad \text{2.11 : Chapitre II § 3. 1. 1 RNVA99.}$$

Ou :

- **n** : désigne le nombre d'éléments de surface.
- **h** : (en m) désigne la hauteur totale de la construction.
- **E** : désigne la partie entière.
- **h_i** : désigne la hauteur d'éléments.

On a :
 $h = 12,52\text{m}$ donc :
 $n = E [12,52/3] \Rightarrow n = 4,17$.
 On prend : $n = 4$.
 D'où :
 $h_i = 12,52/4 \Rightarrow h_i = 3,13\text{m}$.

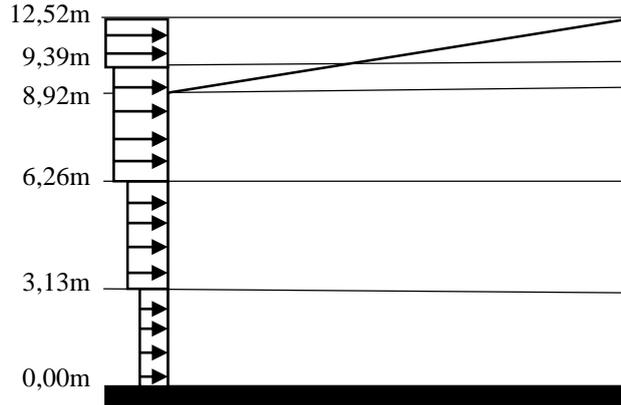


Figure II.4 : Surfaces élémentaires représentent les pressions du vent.

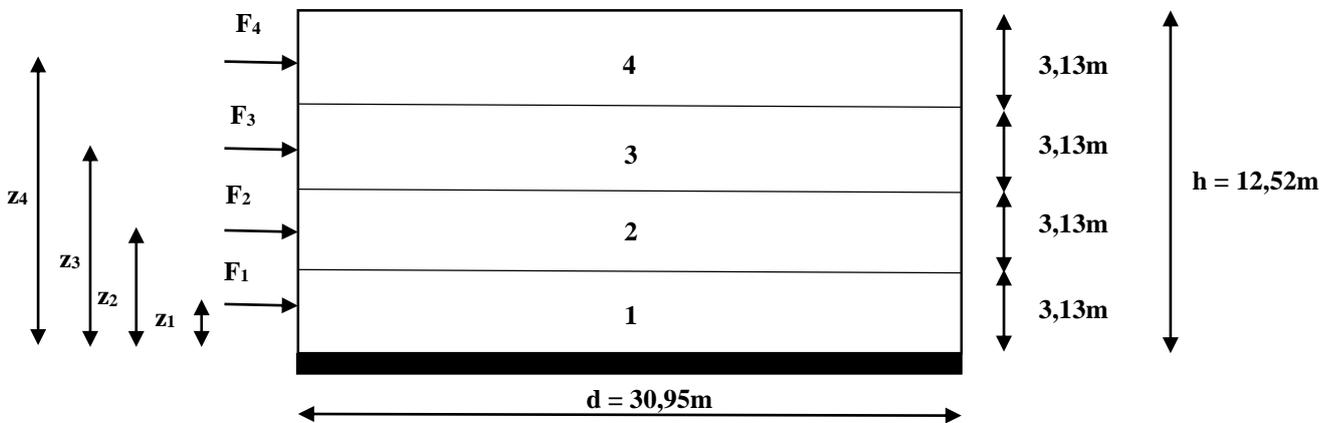


Figure II.4 : Coordonnées des résultantes des pressions du vent.

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad 2.12 : \text{Chapitre II } \S 3.2 \text{ RNVA99.}$$

a) Détermination de coefficient de rugosité (C_r) :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) & \text{Pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) & \text{Pour : } Z \leq Z_{min} \end{cases} \quad 2.15 : \text{Chapitre II } \S 4.2 \text{ RNVA99.}$$

Ou :

- K_T : facteur de terrain défini précédemment ($K_T = 0,22$).
- Z_0 : paramètre de rugosité défini précédemment ($Z_0 = 0,3$).
- Z_{min} : hauteur minimale définie précédemment ($Z_{min} = 8 \text{ m}$).
- Z : hauteur considérée (au centre des surface) ($Z = 12,52\text{m}$).

b) Détermination de coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d < 1.2$, $C_e(z)$ est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad 2.13 : \text{Chapitre II § 3.3.2. RNVA99.}$$

Tableau donnant les valeurs de C_r :

Z_i (m)	Z_{min} (m)	comparaison	C_r
1,565; 4,695 et 7,827	8,00	$Z < Z_{min}$	0,722
8,92	8,00	$Z > Z_{min}$	0,746
10,87	8,00	$Z > Z_{min}$	0,784
12,52	8,00	$Z > Z_{min}$	0,820

Tableau II.3 : Les valeurs de C_r .

Tableau donnant les valeurs de C_e et q_{dyn} :

Z_i (m)	C_r	C_t	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
1,565; 4,695 et 7,827	0,722	1,5	2,840	1065
8,92	0,746	1,5	2,975	1115,635
10,87	0,820	1,5	3,194	1197,756
12,52	0,820	1,5	3,407	1277,662

Tableau II.4 : Les valeurs de la pression dynamique.

II.2.2. Calcul des pressions

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, du sens, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face extérieure vers la face intérieure, la valeur de coefficient de pression est négative.

Si l'action élémentaire unitaire intérieure exercée sur une paroi est orientée de la face intérieure vers la face extérieure, la valeur de coefficient de pression est positive.

II.2.2.1. Vent sur façade principale (direction V1)

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

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

➤ **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.2 du chapitre V à la figure (5.1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5.1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

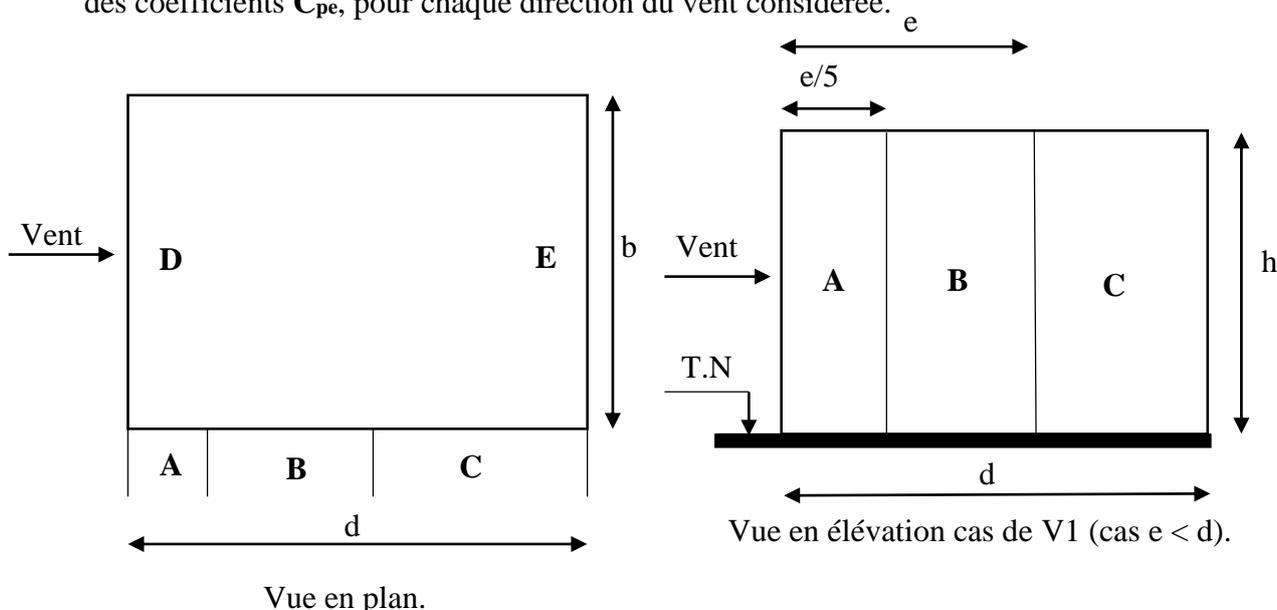


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales.

Dans notre cas on a :

$b = 19,25m$;

$d = 30,95m$;

$h = 12,52m$;

$e = \min (b ; 2 \times h)$;

$e = \min (19,25 ; 2 \times 12,52)$;

$e = 19,25m \Rightarrow d > e$;

$e/5 = 3,85m$.

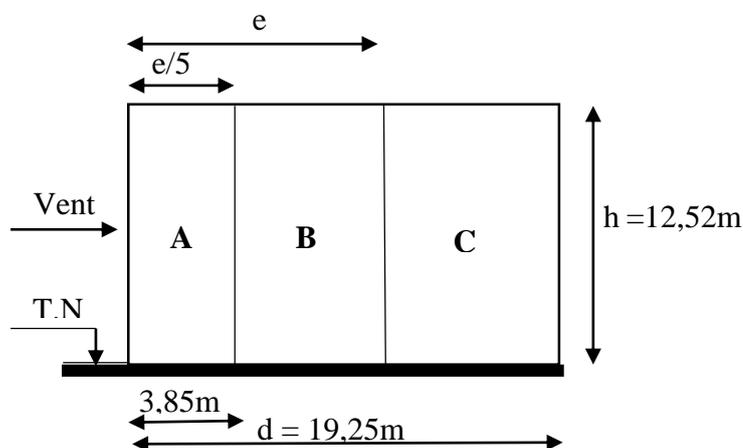


Figure II.7 : Vue en élévation cas de V1 (cas $e < d$).

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	A= (e/5× h)	B = (e-e/5).h	C = (d-e).h	D = (b×h)	E = (b×h)
Surfaces (m ²)	48,202	192,808	146,484	241,01	241,01

Tableau II.5 : Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§ 1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

Zones	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.6 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : (tableau5.1 chapitre 5 RNVA99)

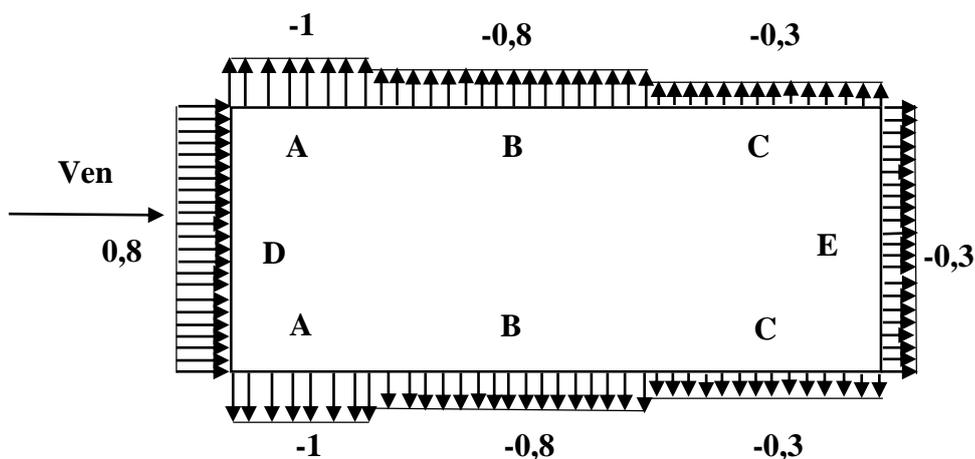


Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (V1).

➤ La toiture :

Pour un vent parallèle au génératrice (parallèle au long pan) on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à un seul versant pour $\theta = 90^\circ$, En prenant pour α (en degré) la pente de versant.

Dans notre cas on a :

$b = 19,25m ; d = 30,95m ; h = 12,52.$

$e = \min (b ; 2 \times h) = 19,52m ; e/10 = 1,952m ; e/2 = 9,76m.$

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

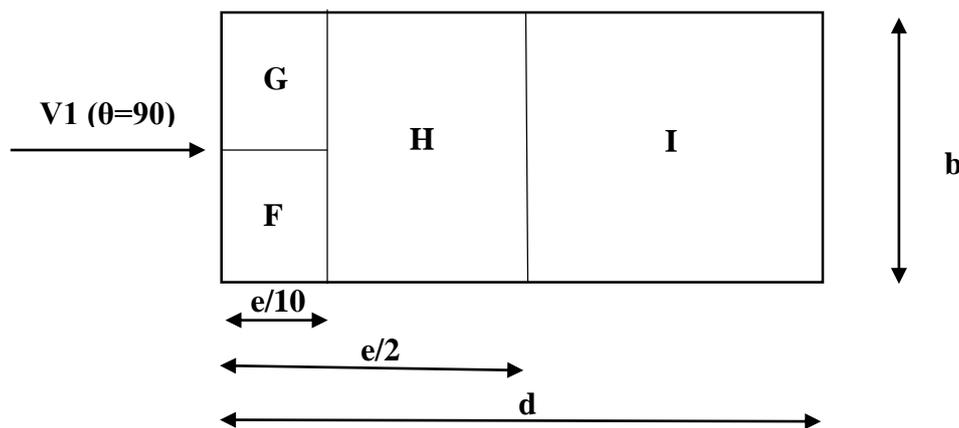


Figure II.9 : Légende pour les toitures à un seul versant.

La valeur de $\alpha = 11.86^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.3 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

Les surfaces des zones (F, G, H, et I) sont :

Zones	F = (b/2 × e/10)	G = (b/2 × e/10)	H = (b × e/2)	I = (b × (d-e/2))
Surfaces (m ²)	19,05	19,05	150,30	407,98

Tableau II.7 : Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des parois sont : $S \geq 10m^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§ 1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants sont données dans le tableau suivant : (tableau 5.3 chapitre 5 RNVA99)

Zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1,39	-1,83	-0,66	-0,56

Tableau II.8 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.

b) Calcul de coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

L'indice de perméabilité est défini comme suit : (§ 2.1.1 chapitre 5 RNVA99)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a un bâtiment sans cloisons intérieures, donc C_{pi} est compris entre (0,8) et (-0,5) (§ 2.2.1 chapitre 5 RNV A99).

➤ Les parois verticales :

- Les portes ouvertes :

$$\mu_p = 0,68 \Rightarrow C_{pi} = -0,14.$$

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Notre construction est une salle de sport, selon le règlement RNVA99 la pression statique du vent q_j d'une construction de catégorie I et qui dépend de nombreux coefficients est donné par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad \text{Formule 2.1 chapitre II RNVA99}$$

Avec :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad \text{Formule 2.2 chapitre II RNVA99}$$

Dépression intérieure $C_{pi} = -0,14$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0,92	1197,756	-1	-0,14	-0,86	-1030,07	-947,664
B	0,92	1197,756	-0,8	-0,14	-0,66	-790,518	-727,276
C	0,92	1197,756	-0,5	-0,14	-0,36	-431,192	-397,248
D	0,92	1197,756	0,8	-0,14	0,94	1125,890	1035,818
E	0,92	1197,756	-0,3	-0,14	-0,16	-191,640	-176,309

Tableau II.9 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -0,14$.

- Les portes fermées :

$$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = 0,8$$

(figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0,92	1197,756	-1	0,8	-1,8	-2155,96	-1183,48
B	0,92	1197,756	-0,8	0,8	-1,6	-1916,409	-1763,096
C	0,92	1197,756	-0,5	0,8	-1,3	-1557,08	1432,51
D	0,92	1197,756	0,8	0,8	0	0	0
E	0,92	1197,756	-0,3	0,8	-1,1	-1317,53	-1212,13

Tableau II.10 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$.

➤ Toiture :

- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0,68 \Rightarrow C_{pi} = -0,14.$

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Dépression intérieure $C_{pi} = -0,14$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0,93	1277,662	-1,39	-0,14	-1,25	-1597,077	-1485,282
G	0,93	1277,662	-1,83	-0,14	-1,69	-2159,248	-2008,101
H	0,93	1277,662	-0,66	-0,14	-0,52	-664,384	-617,877
I	0,93	1277,662	-0,56	-0,14	-0,42	-536,618	-499,054

Tableau II.11 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.14$.

- Les portes fermées :

$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = 0.8$

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0,93	1277,662	-1,39	0,8	-2,19	-2798,079	-2602,214
G	0,93	1277,662	-1,83	0,8	-2,63	-3360,251	-3125,033
H	0,93	1277,662	-0,66	0,8	-1,46	-1865,386	-1734,809
I	0,93	1277,662	-0,56	0,8	-1,36	-1737,620	-1615,987

Tableau II.12 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0,8$.

c) Calcul de force du frottement :

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

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculés sont celle pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, soit le rapport $d/b \geq 3$ ou $b(m)$ est la dimension de la construction perpendiculaire au vent(m) est la hauteur de construction, et $d(m)$ est la dimension de la construction parallèle au vent. (§ 1.4 chapitre 2 RNVA99)

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{30,95}{19,25} = 1,61 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{30,95}{12,52} = 2,47 < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pas de force de frottement}$$

II.2.2.2. Vent sur façade latérale (direction V2) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ Parois verticales : (Figure 5.1 chapitre 5 RNVA99)

Dans ce cas :

$b = 30,95\text{m}$;

$d = 19,25\text{m}$;

$h = 8,92\text{m}$;

$e = \min(30,95 ; 2 \times 8,92) = 17,84\text{m} \Rightarrow d > e ; e/5 = 3,568\text{m}$.

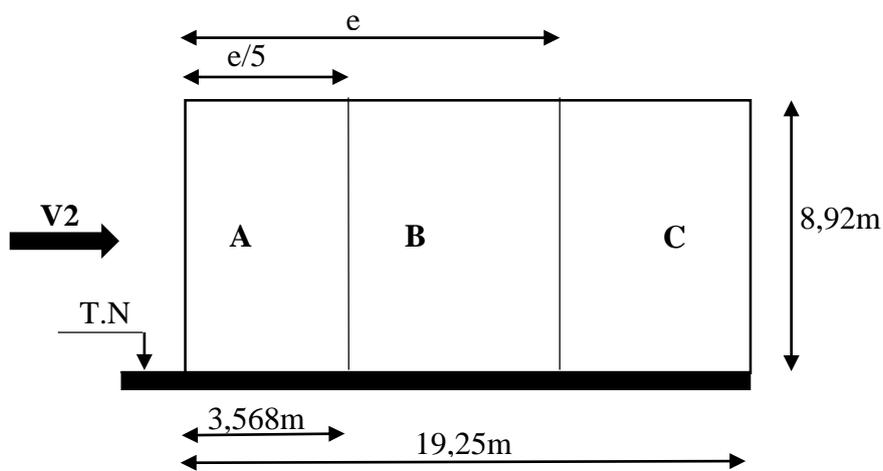


Figure II.10 : Vue en élévation cas de V2 (cas $e < d$).

Les surfaces des zones (A, B, C, D et E) sont :

Zones	A = $(e/5 \times h)$	B = $(e - e/5) \cdot h$	C = $(d - e) \cdot h$	D = $(b \times h)$	E = $(b \times h)$
Surfaces (m ²)	31,826	127,306	12,577	276,04	276,04

Tableau II.13 : Les surfaces élémentaires.

Les surfaces des zones de la paroi (A, B, C, D et E) sont : $S \geq 10\text{m}^2 \Rightarrow C_{pe,1} = C_{pe,10}$ (§ 1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99).

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

Tableau II.14 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi verticale

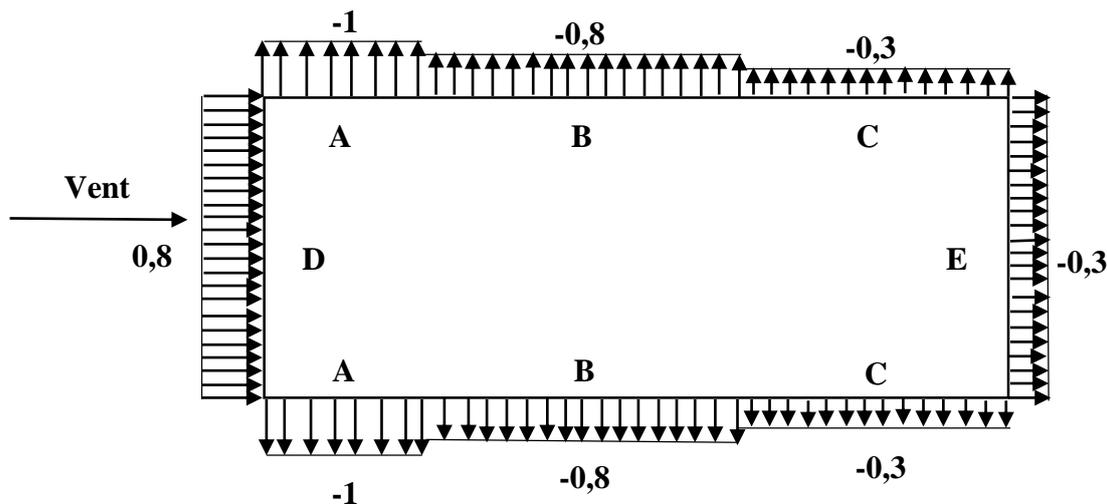


Figure II.11 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales (V1).

➤ La toiture :

$\theta = 0^\circ$ correspond à un vent dont la direction perpendiculaire aux génératrices.

On se réfère au paragraphe 1.1.4 chapitre 5 les différents zones de pression sont données par la figure ci-dessous :

$b = 30,95\text{m}$; $d = 19,25\text{m}$; $h = 8,92\text{m}$.

$e = \min(30,95 ; 2 \times 8,92) = 17,84\text{m}$; $e/4 = 4,46\text{m}$; $e/10 = 1,784\text{m}$.

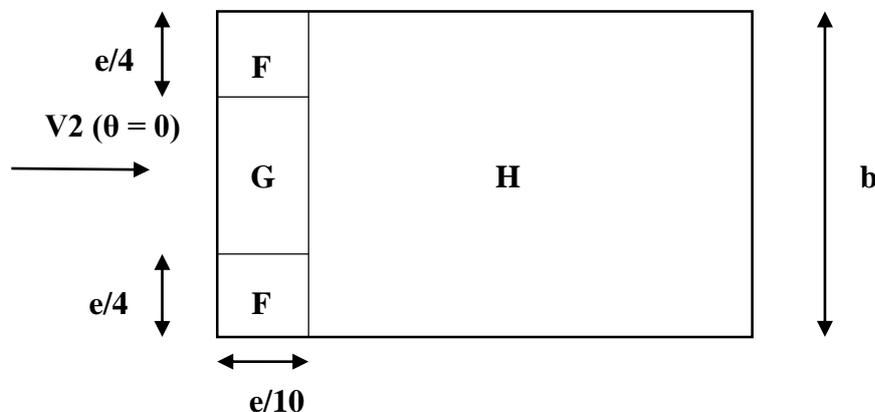


Figure II.12 : Légende pour la toiture à un versant.

La valeur de $\alpha = 11,86^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.3 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

Les surfaces des zones (F, G et H) sont :

Zones	$F = (b/4 \times e/10)$	$G = ((b-e/2) \times e/10)$	$H = (b \times (d-e/10))$
Surfaces (m ²)	7,95	39,30	540,57

Tableau II.14 : Les surfaces élémentaires.

NB:

On a: $S_F = 7.95m^2$, $1m^2 < S_F < 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \text{Log}_{10}(S)$ formule (5.1), (1.1.1.2 chapitre 5 RNVA99) Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants sont données dans le tableau suivant :

Zones	F	G	H
C_{pe}	-1,25	-0,93	-0,39

Tableau II.15 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zones de la toiture.

b) Calcul de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

- Les parois verticales :
- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0,65 \Rightarrow C_{pi} = - 0,1$. (Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Dépression intérieure $C_{pi} = - 0,1$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0,94	1065	-1	-0,1	-0,9	-958,5	-900,99
B	0,94	1065	-0,8	-0,1	-0,7	-745,5	-700,77
C	0,94	1065	-0,5	-0,1	-0,4	-426	-400,44
D	0,94	1065	0,8	-0,1	0,9	958,5	900,99
E	0,94	1065	-0,3	-0,1	-0,2	-213	-200,22

Tableau II.16 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = -0,1$.

- Les portes fermées :

$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = 0,8$ (figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Suppression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0,94	1065	-1	0,8	-1,8	-1917	-1801,98
B	0,94	1065	-0,8	0,8	-1,6	-1704	-1601,76
C	0,94	1065	-0,5	0,8	-1,3	-1384,5	-1301,43
D	0,94	1065	0,8	0,8	0	0	0
E	0,94	1065	-0,3	0,8	-1,1	-1171,5	-1101,21

Tableau II.17 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de la paroi avec $C_{pi} = 0,8$.

➤ Toiture :

- Les portes ouvertes :

$\mu_p = 0,65 \Rightarrow C_{pi} = -0,1$.

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Dépression intérieure $C_{pi} = -0,1$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0,94	1115,625	-1,25	-0,1	-1,15	-1282,968	-1193,160
G	0,94	1115,625	-0,93	-0,1	-0,83	-925,968	-861,150
H	0,94	1115,625	-0,39	-0,1	-0,29	-323,531	-300,884

Tableau II.16 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = -0.1$.

- Les portes fermées :

$\mu_p = 0 \Rightarrow C_{pi} = 0,8$.

(Figure 5.15 chapitre 5 RNVA99)

Surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
F	0,94	1115,625	-1,25	0,8	-2,05	-2287,031	-2149,809
G	0,94	1115,625	-0,93	0,8	-1,73	-1930,031	-1814,229
H	0,94	1115,625	-0,39	0,8	-1,19	-1327,593	1247,962

Tableau II.17 : Valeur de la pression correspondant à chaque zones de toiture avec $C_{pi} = 0.8$.

c) Calcul de force du frottement :

Dans notre cas :

(§ 1.4 chapitre 2 RNVA99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{19,25}{30,95} = 0,622 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{19,25}{8,92} = 2,16 < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pas de force de frottement}$$

II.3. Action de la neige

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus de sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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

$$S = \mu \times S_K \quad \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \quad \text{Art. 3. 1. 1 formule 1 P13 RNVA99}$$

Ou :

S_K (KN /m²): est la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

II.3.1. Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A :

$$S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \quad \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \quad \text{Art. 4. 2 P16 RNVA99}$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude $H = 990\text{m}$.

Donc : $S_K = 0,843 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2. Neige sur la toiture

Dans notre projet on a une toiture à un seul versant avec une faible pente, le calcul de coefficient de forme se fait comme suite :

On a :

$\alpha = 11,86^\circ$, d'après le tableau **6.1 P17 RNVA99**, $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$:

$\mu = 0,8$ donc :

$S_1 = \mu \cdot S_K \Rightarrow S_1 = 0,8 \times 0,843 = 0,6744 \text{ KN/m}^2$.

$S_2 = 0,5 \mu \cdot S_K \Rightarrow S_2 = 0,5 \times 0,6744 = 0,3372 \text{ KN/m}^2$.

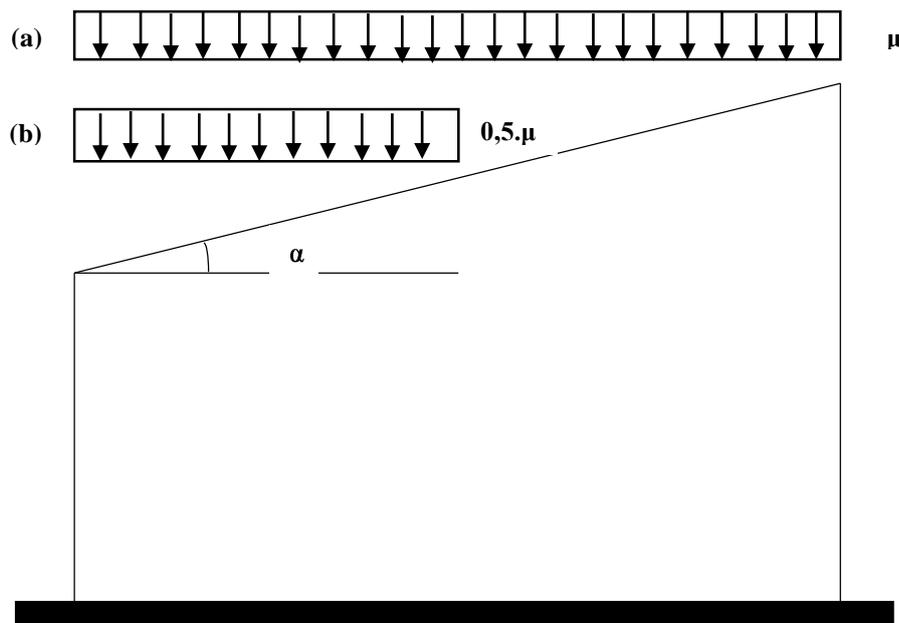


Figure II.13 : Représentation du versant de la toiture.

II.4. Etude de la variation de la température

Selon le **CCM97** article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique), on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation uniforme de température qui est de 35°C à -15°C .

La température de montage est prise égale à 20°C .

Donc le gradient de température est :

- $\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^{\circ}\text{C}$.
- $\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^{\circ}\text{C}$.
- $\Delta T = \max (\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^{\circ}\text{C}$.

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

III.1. Calcul des pannes

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s’appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l’effet des charges permanentes, d’exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieure à 6m.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud.

III.1.2. Données du calcul

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=5,30m$, incliné d’un angle $\alpha=11,86^\circ$ et dans l’entraxe « e » égale à 1,84m.

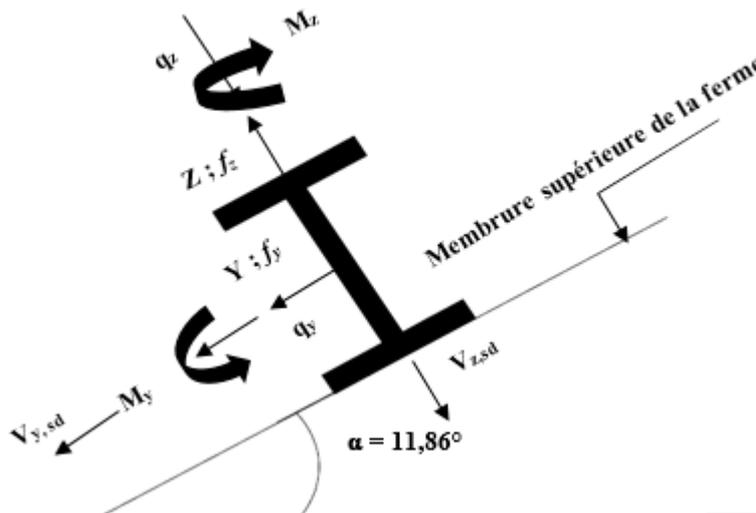


Figure III.1 : Position de la panne sur le versant et repérage des axes.

III.1.3. Détermination des sollicitations

III.1.3.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....14kg/m².
- Poids propre d’accessoire d’attache.....4kg/m².
- Poids propre de la pannes.....12 kg/m.

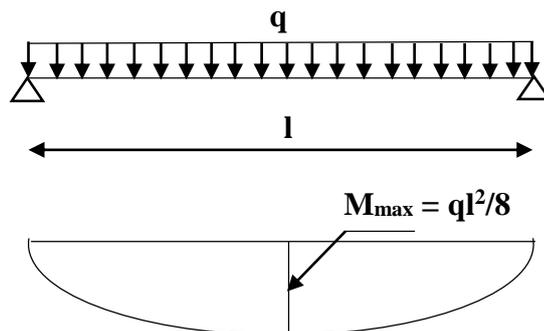


Figure III.2 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

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

e : espacement entre les pannes ($e = 1,84\text{m}$).

$$G = [(14 + 4) \times 1,84] + 12 = 45,12\text{Kg/m.}$$

$$G = 0,4512\text{KN/m.}$$

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

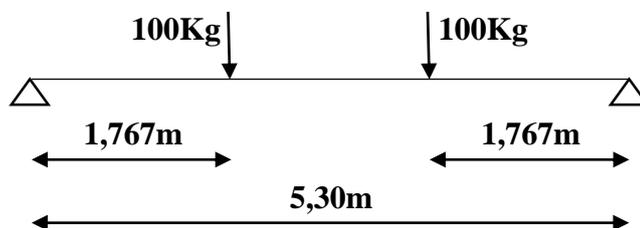


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous charge d'entretien.

$$M_{\text{max}} = 100 \times 1,767 = 176,7\text{Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (P_{eq}).

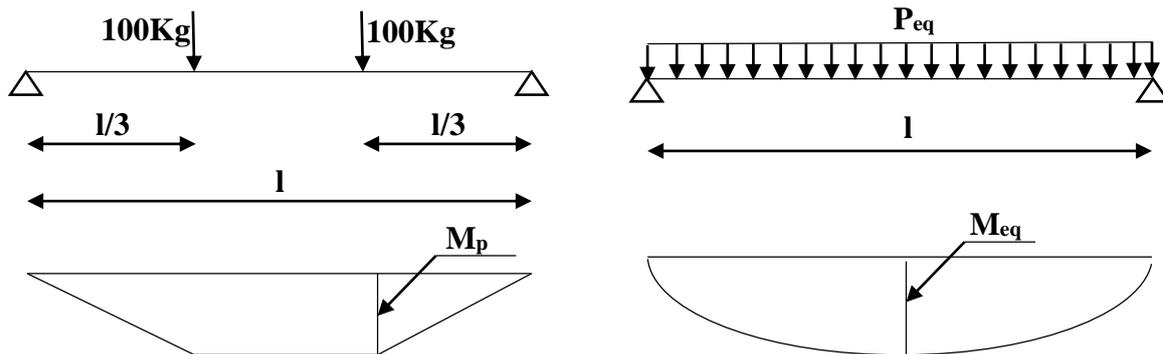


Figure III.4 : Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{5,30}$$

$$P_{eq} = 50,314 \text{Kg/m} \Rightarrow P_{eq} = 0,50314 \text{KN/m.}$$

c) Surcharges climatiques :

1) Surcharge du vent (W) :

Sollicitation extrême et le Cas du vent sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure $C_{pi} = +0.8$ (zone : G).

$$W = -3,125 \text{KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal à :

$$W = -3,125 \times 1,84 = -5,75 \text{KN/m}$$

$$W = -5,75 \text{KN/m.}$$

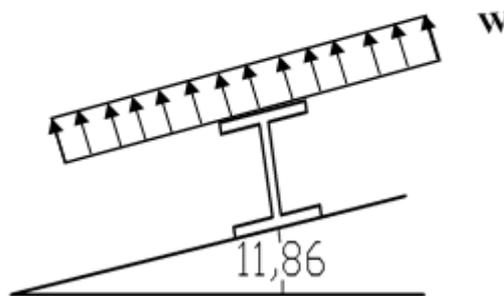


Figure III.5 : Schéma statique de panne sous surcharge du vent.

2) Surcharges de la neige (S) :

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

S : charge de la neige.

$$\text{Sur le sol : } S_k = 0,843 \text{KN/m}^2.$$

Sur la toiture :

$$S_1 = 0,6744 \text{KN/m}^2 ; S_2 = 0,3372 \text{KN/m}^2.$$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0,6744 \times 1,84 \Rightarrow S = 1,241 \text{KN/m.}$$

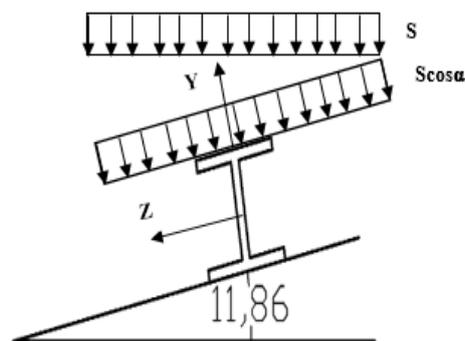


Figure III.6 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III.1.3.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

1. Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0,4512 \text{KN/m} ;$$

$$Q = 0,50314 \text{KN/m} ;$$

$$W = -5,75 \text{KN/m} ;$$

$$S = 1,241 \text{KN/m}.$$

2. Décomposition des charges :

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos\alpha = 0,441 \text{KN/m} ;$$

$$Q_{zz} = Q \cos\alpha = 0,492 \text{KN/m} ;$$

$$W_{zz} = W = -5,747 \text{KN/m} ;$$

$$S_{zz} = S \cos\alpha = 1,214 \text{KN/m}.$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin\alpha = 0,1 \text{KN/m} ;$$

$$Q_{yy} = Q \sin\alpha = 0,103 \text{KN/m} ;$$

$$W_{yy} = 0 \text{KN/m} ;$$

$$S_{yy} = S \sin\alpha = 0,255 \text{KN/m}.$$

III.1.3.3. Les combinaisons d'actions

1) ELU :

$$(1) \begin{cases} q_z^u = G_z + 1,5W_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5W_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 0,441 + 1,5 \times (-5,747) = -8,179 \text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,1 + 1,5 \times 0 = 0,135 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^u = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,441 + 1,5 \times 1,214 = 2,374 \text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,1 + 1,5 \times 0,255 = 0,518 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^u = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,441 + 1,5 \times 0,492 = 1,333 \text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,1 + 1,5 \times 0,103 = 0,289 \text{KN/m} \end{cases}$$

On remarque que la 1^{ère} combinaison est la plus défavorable et le risque de déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison où le vent agit seul.

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_z^u = 1,25 \times (-8,179) = -10,224 \text{KN/m}$$

$$q_y^u = 1,25 \times 0,518 = 0,648 \text{KN/m}$$

2) ELS :

$$(1) \begin{cases} q_z^s = G_z + W_z \\ q_y^s = G_y + W_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,441 + (-5,75) = -5,309 \text{KN/m} \\ q_y^s = 0,1 + 0 = 0,1 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^s = G_z + S_z \\ q_y^s = G_y + S_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,441 + 1,214 = 1,655 \text{KN/m} \\ q_y^s = 0,1 + 0,255 = 0,355 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^s = G_z + Q_z \\ q_y^s = G_y + Q_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^s = 0,441 + 0,492 = 0,933 \text{KN/m} \\ q_y^s = 0,1 + \times 0,103 = 0,203 \text{KN/m} \end{cases}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$q_z^s = 1,25 \times (-5,309) = -6,636 \text{KN/m}$$

$$q_y^s = 1,25 \times 0,355 = 0,444 \text{KN/m}$$

III.1.4. Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.1.4.1. Vérification à l'ELS (flèche)

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

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

✓ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{2,5}{384} \frac{Q(L/2)^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L/2}{200}$$

III.1.4.2. Vérification à l'ELU (résistance)

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

a. Vérification à la flexion déviée (bi axiale N=0) :

$$\text{Classe (1) et (2)} : \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad 5.35 \text{ Art 5.4.8.1 EC03}$$

Sections en I ou en H laminées : $\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1$ tq : $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}$; $M_{pl} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$\text{Classe (3)} : \frac{M_{y,sd}}{W_{ely} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{elz} \times f_{yd}} \leq 1 \text{ tq } f_y = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad 5.38 \text{ Art 5.4.8.2 EC03}$$

$$\text{Classe (4)} : \frac{M_{y,sd}}{W_{effy} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{effz} \times f_{yd}} \leq 1 \text{ tq } f_y = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad 5.40 \text{ Art 5.4.8.3 EC03}$$

b. Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad 5.20 \text{ Art 5.4.6 EC03}$$

Sections en I ou en H laminées, effort parallèle à l'âme l'aire de cisaillement A_v :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_r$$

A : aire de la section transversale.

b : largeur hors tout.

d : hauteur l'âme.

h : hauteur hors tout.

r : rayon du congé de raccordement.

t_r : épaisseur de semelle.

t_w : épaisseur d'âme.

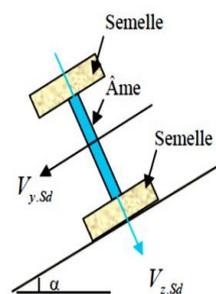


Figure III.7 : Plan de cisaillement

c. Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

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

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchié vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

Zone comprimée donc risque de déversement de la semelle inférieure

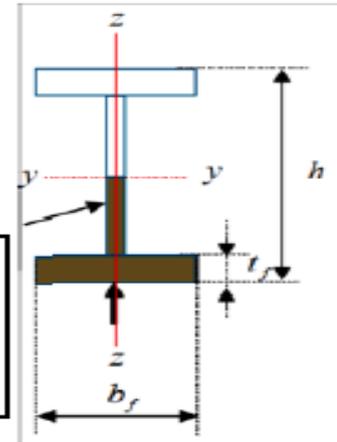


Figure III.8 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.48 \text{ Art 5.5.2 EC03}).$$

$\beta_w = 1$, pour les sections de classe (1) et (2).

$\beta_w = W_{ely}/W_{ply}$, pour les sections de classe (3).

$\beta_w = W_{effy}/W_{ply}$, pour les sections de classe (4).

$M_{b,rd}$: moment résistant au déversement.

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

III.1.5. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS :

On considère que les pannes sont continuées sur 3appuis avec des liernes à mi- portée.

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{s,z} L^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{530}{200} = 2,65 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_{s,z} L^4}{E f_{adm}} = \frac{5}{384} \frac{6,636 \times (530)^4}{2,1 \times 10^5 \times 26,5} = 1225,133 \text{ cm}^4$$

$$f_y = \frac{2,5}{384} \frac{q_{s,y} (L/2)^4}{EI_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = 1,325 \text{ cm}$$

$$I_z \geq \frac{2,5}{384} \frac{q_{s,y} \left(\frac{L}{2}\right)^4}{E f_{adm}} = \frac{2,5}{384} \frac{0,444 \times (265)^4}{2,1 \times 10^5 \times 13,25} = 5,123 \text{ cm}^4$$

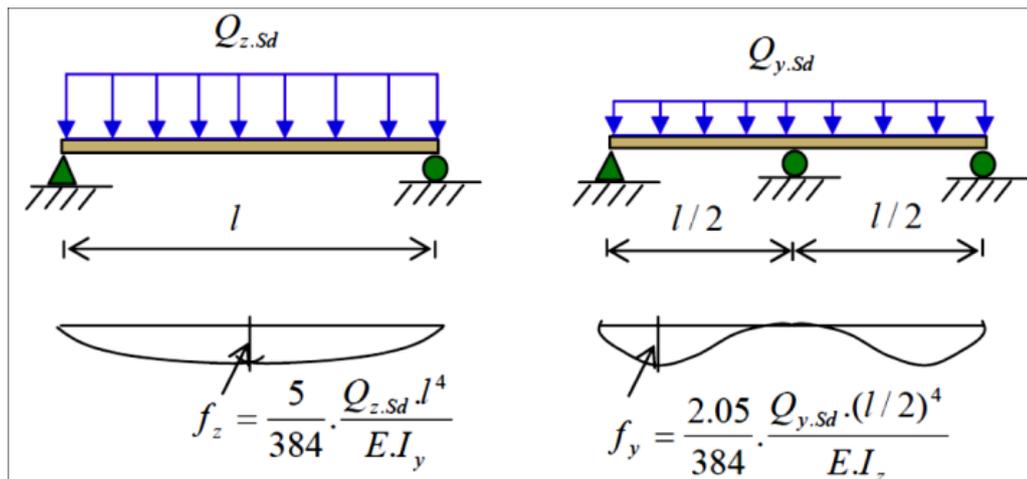


Figure III.9 : Schémas statique des pannes sur deux et trois appuis.

A l'ELS ; la section correspondante d'après le tableau des profilés est un IPE180 avec $I_y=1943\text{cm}^4$ et $I_z=142\text{cm}^4$.

Ces caractéristiques sont :

$-I_y = 1317\text{cm}^4$	$-h = 180\text{mm}$	$-d = 146\text{mm}$	$-W_{ely} = 146\text{cm}^3$
$-I_z = 101\text{cm}^4$	$-b = 91\text{mm}$	$-r = 9\text{mm}$	$-W_{elz} = 22,2\text{cm}^3$
$-A = 23,9\text{cm}^2$	$-t_w = 5,3\text{mm}$	$-A_{vz} = 11,3\text{cm}^2$	$-W_{ply} = 166\text{cm}^3$
$-G = 18,8\text{kg/m}$	$-t_f = 8,0\text{mm}$	$-A_{vy} = 14,56\text{cm}^2$	$-W_{plz} = 34,6\text{cm}^3$

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

$$G = [(14 + 4) \times 1,84] + 18,8 = 51,92\text{kg/m}$$

$$G = 0,5192\text{KN/m.}$$

$$G_{zz} = G \cos\alpha = 0,508\text{KN/m}$$

$$G_{yy} = G \sin\alpha = 0,106\text{KN/m}$$

Si on ajoute le poids propre de l'IPE180 dans la vérification de f_y c'est-à-dire dans $q_{s,y}$ on aura :

$$q_{s,y} = 1,25 \times (0,106 + 0,255) = 0,451\text{KN/m.}$$

$$I_z \geq \frac{2,5 q_{s,y} \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 E f_{\text{adm}}} = \frac{2,5 \cdot 0,451 \times (265)^4}{384 \cdot 2,1 \times 10^5 \times 13,25} = 5,20\text{cm}^4 \quad \text{L'IPE180 est vérifiée à l'ELS}$$

En présence de liernes au milieu, le calcul à l'ELS considère l'IPE180 comme suffisant.

III.1.6. Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

III.1.6.1. Les combinaisons de calcul

$$(1) \begin{cases} q_z^u = G_z + 1,5W_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5W_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 0,508 + 1,5 \times (-5,75) = -8,117\text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,106 + 1,5 \times 0 = 0,143\text{KN/m} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z^u = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,508 + 1,5 \times 1,214 = 2,506\text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,106 + 1,5 \times 0,255 = 0,526\text{KN/m} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z^u = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y^u = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_z^u = 1,35 \times 0,508 + 1,5 \times 0,492 = 1,423\text{KN/m} \\ q_y^u = 1,35 \times 0,106 + 1,5 \times 0,103 = 0,297\text{KN/m} \end{cases}$$

$$q_z^u = 1,25 \times (-8,117) = -10,146\text{KN/m}$$

$$q_y^u = 1,25 \times 0,526 = 0,657\text{KN/m}$$

III.1.6.2. Détermination des sollicitations

A. Moments :

➤ Sous le vent (W) :

$$\text{Axe Z - Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-10,146 \times 5,30^2}{8} = -35,60\text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y - Y : } M_z = \frac{q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,179 \times (5,30/2)^2}{8} = 0,157\text{KN.m}$$

➤ Sous la charge d'exploitation (Q) :

$$\text{Axe Z - Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,778 \times 5,30^2}{8} = 6,24\text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y - Y : } M_z = \frac{q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,371 \times (5,30/2)^2}{8} = 0,326\text{KN.m}$$

➤ Sous la charge de neige (S) :

$$\text{Axe Z - Z : } M_y = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{3,132 \times 5,30^2}{8} = 11,0\text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y - Y : } M_z = \frac{q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,657 \times (5,30/2)^2}{8} = 0,577\text{KN.m}$$

B. Efforts tranchants :

$$\text{-Effort tranchant due au vent : } V_W = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{-10,146 \times 5,30}{2} = -26,88\text{KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due à la neige : } V_S = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{3,132 \times 5,30}{2} = 8,30\text{KN}$$

$$\text{-Effort tranchant due aux charges d'exploitations : } V_Q = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{1,778 \times 5,30}{2} = 4,71\text{KN}$$

III.1.6.3. Vérification de la résistance des pannes (ELU)

1) Calcul en plasticité :

➤ Classe de la section :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Profilé laminé en I (IPE180)} \\ \text{Acier S235} \\ \text{Sollicité à la flexion seule (N = 0)} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La section est de classe (1)} \Rightarrow \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$

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

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 39,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 8,131 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[\frac{35,60}{39,01} \right]^2 + \left[\frac{0,577}{8,131} \right]^1 = 0,9 < 1$$

Vérifiée

Donc en présence de liernes au milieu, l'IPE180 est suffisant en calcul plastique.

Alors : l'IPE180 avec liernes est retenu comme section pour les pannes. On rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique et offre un gain d'environ 5 à 8%.

2) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z \leq V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{11,3 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 153,31 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 26,88 \text{ KN} < V_{plz} = 153,31 \text{ KN}$$

Vérifiée

- Sous la charge d'exploitation :

$$V_z = 4,71 \text{ KN} < V_{plz} = 153,31 \text{ KN}$$

Vérifiée

- Sous la neige :

$$V_z = 8,30 \text{ KN} < V_{plz} = 153,31 \text{ KN}$$

Vérifiée

3) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

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

Classe (1) $\Rightarrow \beta_w = 1$

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

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

$\overline{\lambda}_{LT}$: est l'élancement réduit vis-à-vis le déversement.

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

(F.2, Art F.1.2 EC03)

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0,4E ;$$

$$I_t = 4,79 \text{cm}^4 ;$$

$$I_w = 7430 \text{cm}^6$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple (tableau F.1.2 EC03)

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; $L = 265 \text{ cm}$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$$C_1 = 1,132$$

$$C_2 = 0,459$$

$$C_3 = 0,525$$

(tableau F.1.2 EC03)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a^- = -9 \text{cm} \\ Z_a^+ = 9 \text{cm} \end{array} \right.$$

sous le vent

sous la charge verticale

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \text{cm} \\ Z_j = 0 \text{cm} \end{array} \right.$$

section doublement symétrique EC3 figure F. 1. 1

section doublement symétrique EC3 figure F. 1. 1

$$Z_g = Z_a - Z_s = -9 \text{cm}.$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 101}{(2,65)^2} \left\{ \left[\frac{0,743}{101} + \frac{2,65^2 \times 0,4 \times 4,79}{3,14^2 \times 101} + (0,459 \times (-0,09))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,09)) \right\}$$

$$M_{cr} = 64,57 \text{KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166 \times 10^{-6} \times 235}{64,57 \times 10^{-3}}} = 0,777$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,777 > 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,777 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0,8077$$

$$M_{b,rd} = 0,8077 \times 1 \times \frac{166 \times 10^{-6} \times 235}{1,1} = 28,64 \text{KN.m}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{sd,y} = 35,60 \text{KN.m} > M_{b,rd} = 28,64 \text{KN.m}$$

n'est pas vérifiée

Donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée. On augmente la section à un IPE200.

Poids propre réel :

$$G = 0,5552 \text{KN/m}$$

➤ **Sous le vent :**

$$G_z = 0,543 \text{KN/m} ; G_y = 0,114 \text{KN/m}$$

$$q_z^u = 10,102 \text{KN/m} ; q_y^u = 0,67 \text{KN/m}$$

$$q_z^s = 6,508 \text{KN/m} ; q_y^s = 0,461 \text{KN/m}$$

$$M_{sd,y}^u = 35,47 \text{KN.m} ; M_{sd,z}^u = 0,588 \text{KN.m}$$

1) Calcul en plasticité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Profilé laminé en I (IPE200)} \\ \text{Acier S235} \\ \text{Sollicité à la flexion seule (N = 0)} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La section est de classe (1)} \Rightarrow \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

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

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 51,935 \text{KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,5 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 10,458 \text{KN.m}$$

$$\text{Alors : } \left[\frac{35,47}{51,935} \right]^2 + \left[\frac{0,588}{10,458} \right]^1 = 0,52 < 1$$

Vérifiée

Donc en présence de liernes au milieu, l'IPE200 est suffisant en calcul plastique.

2) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z \leq V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{14,0 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 189,95 \text{KN}$$

• **Sous le vent :**

$$V_z = 26,77 \text{KN} < V_{plz} = 189,95 \text{KN}$$

Vérifiée

3) Vérification au déversement :

$$M_{sd,y} = 35,47 \text{KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 142}{(2,575)^2} \left\{ \left[\frac{1,31}{142} + \frac{2,575^2 \times 0,4 \times 6,92}{3,14^2 \times 142} + (0,459 \times (-0,1))^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,1)) \right\}$$

$$M_{cr} = 101,51 \text{KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 221 \times 10^{-6} \times 235}{101,51 \times 10^{-3}}} = 0,715$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,715 > 0,4 \Rightarrow$ Donc il y a risque de déversement.

Profilé laminé : $\alpha = 0,21$; Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,715 \text{ Donc : } \chi_{LT} = 0,8399$$

$$M_{b,rd} = 0,8399 \times 1 \times \frac{221 \times 10^{-6} \times 235}{1,1} = 39,65 \text{KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 35,77 \text{KN.m} < M_{b,rd} = 39,65 \text{KN.m}$$

vérifiée

Donc la stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

Conclusion : On choisit pour toutes les pannes un **IPE200**.

III.2. Calcul des liernes

III.2.1. Définition

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, l'effet de la charge Q_y (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections des pannes importantes, donc onéreuses.

III.2.2. Dimensionnement des pannes

III.2.2.1. Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée :

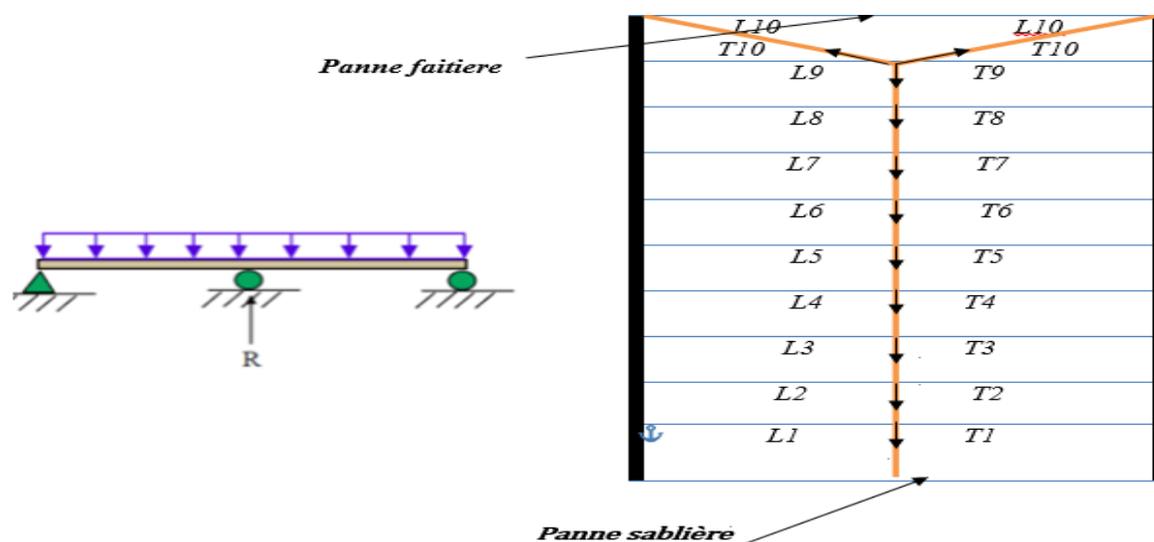


Figure III.20 : Schéma statique des liernes.

La réaction R au niveau du la lierne :

$$R = 1.25Q_y \times l_y \text{ avec : } l_y = L/2$$

$$Q_y = 1,35G_y + 1,5S_y = 0,536\text{KN/m}$$

$$R = 1,25 \times 0,536 \times (5,30/2) = 1,78\text{KN}$$

$$\mathbf{R = 1,78KN.}$$

Efforts de traction dans le tronçon de lierne L_1 :

$$\text{Lierne1 : } T_1 = R/2 = 0,89\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$\text{Lierne2 : } T_2 = T_1 + R = 2,67\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$\text{Lierne3 : } T_3 = T_2 + R = 4,45\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$\text{Lierne4} : T_4 = T_3 + R = 6,23\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$\text{Lierne5} : T_5 = T_4 + R = 8,01\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L₆ :

$$\text{Lierne6} : T_6 = T_5 + R = 9,79\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L₇ :

$$\text{Lierne7} : T_7 = T_6 + R = 11,57\text{KN}$$

Effort dans le tronçon L₈ :

$$\text{Lierne8} : T_8 = T_7 + R = 13,35\text{KN}$$

Effort dans les diagonales L₉ :

$$\text{Lierne9} : T_9 = T_8 + R = 15,13\text{KN}$$

Effort dans les diagonales L₁₀ :

$$2T_{10} \times \cos \theta = T_9$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{e}{L/2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,84}{2,65} \right) \Rightarrow \theta = 34,77^\circ$$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \times \cos \theta} = \frac{15,13}{2 \times \cos 34,77^\circ} \Rightarrow T_9 = 9,21\text{KN}$$

III.2.2.2. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₉.

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

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,sd} \quad \text{avec} : N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{15,13 \times 1}{23,5} = 0,64\text{cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 0,64\text{cm}^2 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{0,64 \times 4}{\pi}} = 0,90\text{cm}$$

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

III.3. Calcul de l'échantignolle

III.3.1. Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action et soulèvement du vent).

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

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

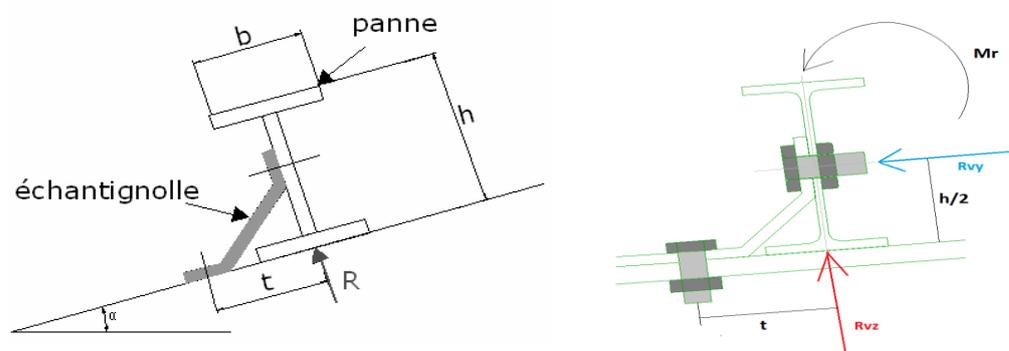


Figure III.11 : Coupe transversale de l'échantignolle et les efforts sollicitant.

Pour un IPE 200 : $b = 10\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$

$10\text{cm} \leq t \leq 15\text{cm}$, on adopte $t = 12\text{cm}$

III.3.2. Détermination des sollicitations

III.3.2.1. Combinaison du calcul

Sous la combinaison : $G \times \cos \alpha - 1.5 W$ (la plus défavorable)

$$q_z^u = -G \times \cos \alpha + 1,5W = -0,543 + 1,5 \times 6,164 = 8,703\text{KN/m}$$

Charge revenant à la panne et en tenant compte de la continuité :

$$q_z^u = 1,25 \times 8,703 = 10,87\text{KN/m}$$

III.3.2.2. Calcul des réactions

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R = 1,25 \times q_z^u \times L = 1,25 \times 8,703 \times 5,30 = 57,61\text{KN}$$

$$R = 57,61\text{KN.}$$

III.3.2.3. Calcul du moment de renversement

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

Avec :

$$M_R = R \times t$$

$$\text{Pour notre IPE200 : } M_R = R \times t = 57,61 \times 0,12 = 6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 6,91 \text{ KN.m}$$

M_{pliage} est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe (3).

$$M_{\text{pliage}} = W_{\text{ely}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_R \Rightarrow W_{\text{ely}} \geq \frac{\gamma_{M0} \times M_R}{f_y}$$

$$W_{\text{ely}} \geq \frac{\gamma_{M0} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 6,91 \times 10^2}{23,5} = 29,40 \text{ cm}^3$$

III.3.2.4. Epaisseur de l'échantignolle

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

Remarque : la largeur de l'échantignolle « a » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L90*90*9

$a = 9+9+1 = 19 \text{ cm}$; avec l'épaisseur du gousset est de 10mm.

$$W_{\text{ely}} = \frac{a \times e^2}{6} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 29,4}{19}} = 3,0 \text{ cm} \quad \text{soit : } e = 30 \text{ mm}$$

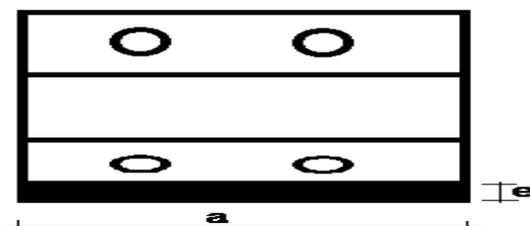


Figure III.12 : Vue en plan de l'échantignolle.

III.4. Calcul des fermes

III.4.1. Définition

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèses du calcul

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremements plus ou moins parfait. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts, donc les sections des barres, d'au moins 10%.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- Les calculs sont effectués exclusivement en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquent pas aux poutres ajourées.

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

- Cas de soulèvement : $G + 1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G + 1,5S$

La ferme a une longueur de 18m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant :

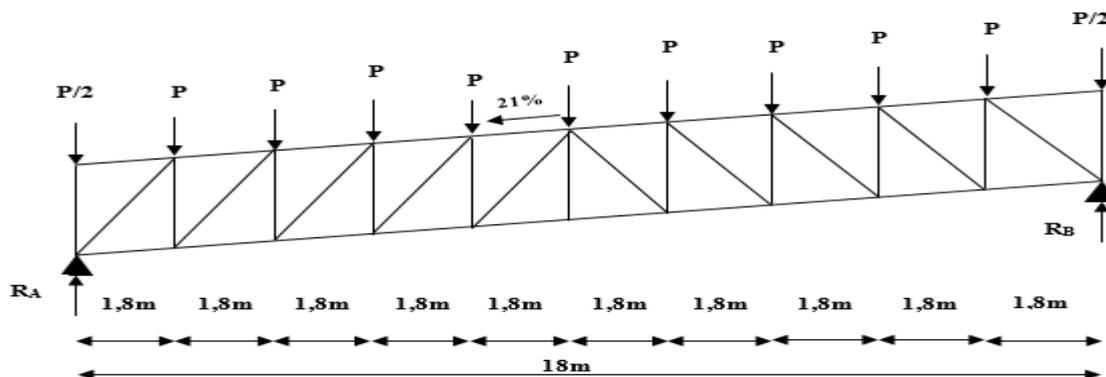


Figure III.13 : Schéma statique de la ferme.

III.4.2. Détermination des charges revenantes sur la ferme

On a des fermes sous forme Canam de 18,4m de longueur supportant 11 pannes. L'entre axes horizontal des pannes est d'environ 1,84m l'entre axe des fermes est de 5,15m.

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

III.4.2.1. Calcul des charges revenantes sur chaque nœud

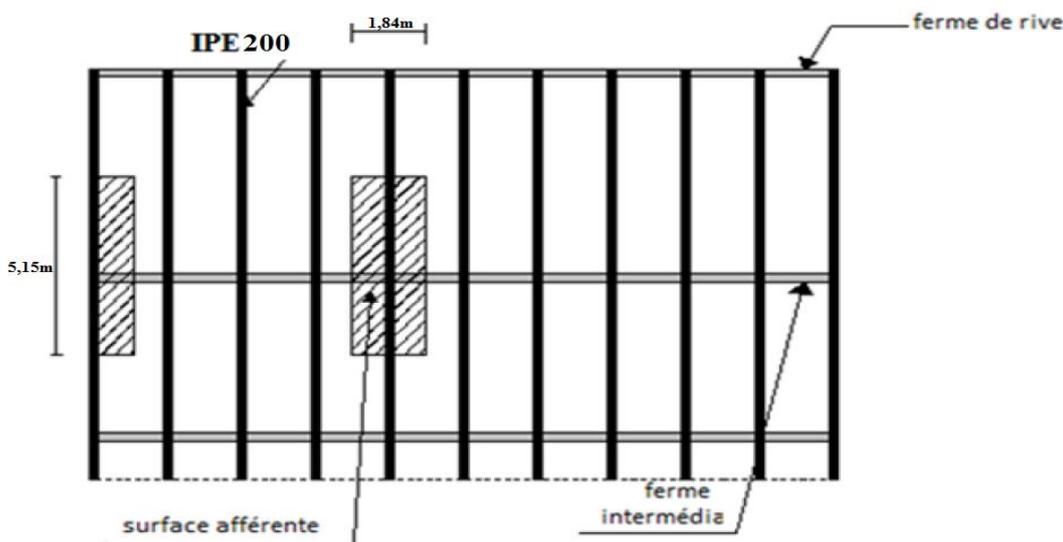


Figure III.14 : Surface afférente des nœuds.

a) Nœud intermédiaires :

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

$$S = 5,15 \times 1,84 = 9,475\text{m}^2$$

- **Poids propres :**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose... $0,182 \times 9,475 = 1,724 \text{KN}$
- La panne (IPE200)..... $0,224 \times 5,15 = 1,1536 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 9,475 = 1,706 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0,04 \times 9,475 = 0,379 \text{KN}$
- TOTAL.....**4,96KN**

- **Surcharges climatiques :**

1. **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est la zone G dont $C_{pi} = +0,8$

$$q_j = -3,125 \text{KN/m}^2 \Rightarrow W = -3,125 \times 9,475 = -29,61 \text{KN}$$

2. **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,675 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de $9,475 \text{m}^2$

$$\text{Donc : } S = 0,675 \times 9,475 = 6,39 \text{KN}$$

- b) **Nœud de rives :**

$$S = 4,738 \text{m}^2$$

- **Poids propres :**

- La couverture (les panneaux TL75P) + accessoires de pose... $0,182 \times 4,738 = 0,862 \text{KN}$
- La panne (IPE200)..... $0,224 \times 5,15 = 1,1536 \text{KN}$
- La ferme (poids forfaitaire) $0,18 \times 4,738 = 0,853 \text{KN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0,04 \times 4,738 = 0,19 \text{KN}$
- TOTAL.....**3,06KN**

- **Surcharges climatiques :**

1. **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est la zone G dont $C_{pi} = +0,8$

$$q_j = -3,125 \text{KN/m}^2 \Rightarrow W = -3,125 \times 4,738 = -14,80 \text{KN}$$

2. **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,675 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de $4,738 \text{m}^2$

$$\text{Donc : } S = 0,675 \times 4,738 = 3,20 \text{KN}$$

III.4.2.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges

a) Nœud intermédiaires :

- Soulèvement :

$$F_v = G + 1,5V = 4,96 - 1,5 \times 29,61 = -39,45 \text{ KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 4,96) + (1,5 \times 6,39) = 16,281 \text{ KN}$$

b) Nœud de rives :

- Soulèvement :

$$F_v = G + 1,5V = 3,06 - 1,5 \times 14,80 = -19,14 \text{ KN}$$

- Neige :

$$F_s = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 3,06) + (1,5 \times 3,20) = 8,931 \text{ KN}$$

III.4.3. Détermination des efforts dans les barres

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

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

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

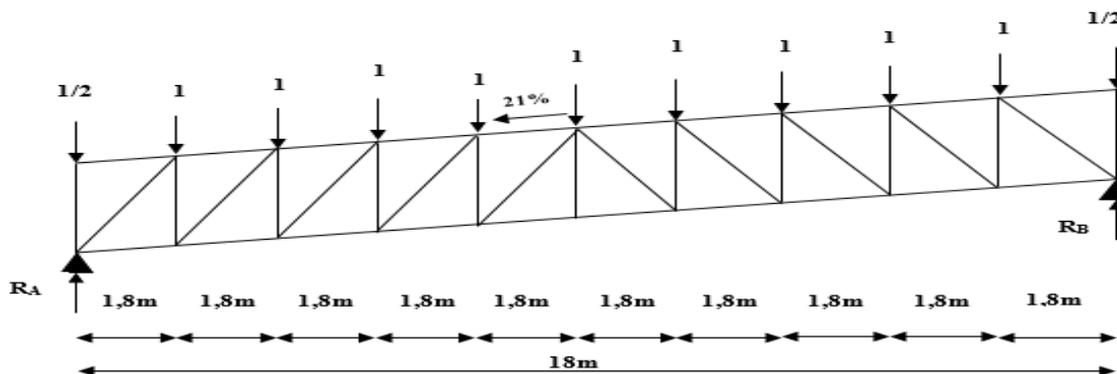


Figure III.15 : Schéma statique de la ferme sous la charge unitaire

III.4.3.1. Calcul des réactions :

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \end{cases} \Rightarrow R_A = R_B = 5 \text{ KN}$$

a) Nœud 1 :

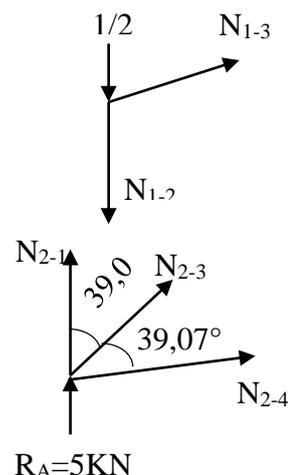
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{1-3} = 0\text{KN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_{2-3} = -0,5\text{KN}$$

b) Nœud 2 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{2-4} = 4,5\text{KN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_{2-3} = -7\text{KN}$$



❖ Remarque :

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

ELEMENTS		Efforts (P=1KN)	Sous G (KN)	Sous S (KN)	Sous W (KN)	Sous G+1,5W	Sous 1,35G+1,5S
Membrures supérieures	S1	0	0	0	0	0	0
	S2	-4,5	-22,32	-28,755	142,83	191,925	-73,264
	S3	-8	-39,68	-51,12	253,92	341,20	-130,248
	S4	-10,5	-52,08	-67,095	333,27	447,825	-170,95
	S5	-12	-59,52	-76,68	380,88	511,80	-195,372
	S6	-12,5	-62	-79,875	396,76	533,125	-203,316
Membrures inférieures	I1	4,5	22,32	28,755	-142,83	-191,925	73,264
	I2	8	39,68	51,12	-253,92	-341,20	130,248
	I3	10,5	52,08	67,095	-333,27	-447,825	170,95
	I4	12	59,52	76,68	-380,88	-511,80	195,372
	I5	12,5	62	79,875	-396,76	-533,125	203,316
Diagonales	D1	-7	-34,72	-44,73	222,18	298,55	-113,967
	D2	-4,45	-22,072	-28,436	142,243	189,792	-72,45
	D3	-3,88	-19,245	-24,793	123,151	165,482	-63,17
	D4	-2,33	-11,557	-14,889	73,954	99,375	-37,935
	D5	-0,78	-3,869	-3,869	24,757	33,267	-12,70
Montants	M1	-0,5	-2,48	-3,195	15,87	21,325	-8,14
	M2	3,5	17,36	22,365	-111,09	-149,275	59,98
	M3	2,5	12,14	15,975	-79,35	-106,625	40,703
	M4	1,5	7,44	9,585	-45,61	-63,975	24,422
	M5	0,5	2,48	3,195	-15,87	-21,325	8,14
	M6	0	0	0	0	0	0

Tableau III.1 : Efforts normaux dans les éléments de la ferme (diagonales, montants, membrures).

❖ **Remarque :**

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

III.4.4. Dimensionnement des barres

III.4.4.1. Membrures supérieures

$N^{\max} = 533,125\text{KN}$ (tension)

$N^{\max} = -203,316\text{KN}$ (compression)

Longueur de la barre $L_0=1,84\text{m}$

$L_y = 0,9L_0 = 0,9 \times 1,84 = 1,656\text{m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = L_0 = 1,84\text{m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1,84\text{m}$

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{L_{\max}^2 \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{184^2 \times 203,316}{21000 \times \pi^2} = 33,22\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **2L60x60x5**

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$\Delta = d + 0,5$

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

A_c : Aire d'une seule cornière.

➤ **Vérification au flambement :**

Une seule cornière :

$I_\alpha = I_\beta = 19,67\text{cm}^4$; $i_\alpha = i_\beta = 1,82\text{cm}$

$A_c = 5,82\text{cm}^2$; $d = 1,64\text{cm}$

Deux cornières :

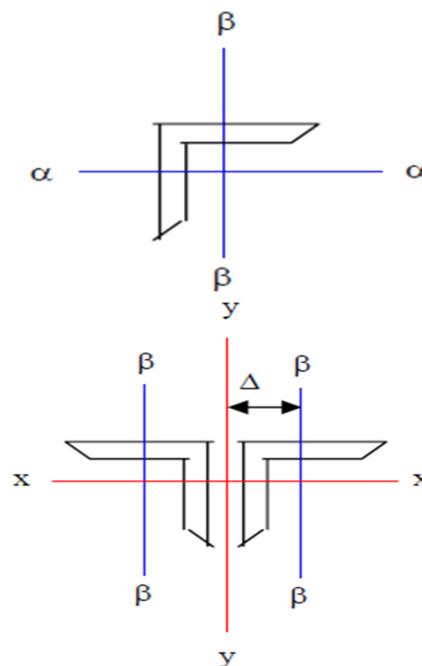
$I_y = 2I_\alpha = 39,34\text{cm}^4$

$I_z = 2[19,67 + 5,82 \times (1,64 + 0,5)^2] = 92,65\text{cm}^4$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,82\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92,65}{11,64}} = 2,82\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{165,6}{1,82} = 91$$



$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{184}{2,82} = 65,25$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} \text{ avec : } \beta_w = 1 \text{ (classe 3)}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\epsilon \text{ et } \epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91}{93,9} = 0,969 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{65,25}{93,9} = 0,695 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,969$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{EC03 Art 5.5.1.2}$$

Courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,969 - 0,2) + 0,969^2] = 1,157$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,157 + [1,157^2 - 0,969^2]^{0,5}} = 0,56$$

$$N_{c,rd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c,rd} = 0,56 \times 2 \times 5,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 139,257 \text{KN} < N_{sd} = 203,316 \text{KN} \text{ n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L70×70×6**

➤ Vérification au flambement :

Une seule cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 36,88 \text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 2,13 \text{cm}$$

$$A_c = 8,13 \text{cm}^2; d = 1,93 \text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 73,76 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[36,88 + 8,13 \times (1,93 + 0,5)^2] = 169,77 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,13 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{169,77}{16,26}} = 3,23 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{165,6}{2,13} = 77,75$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{184}{3,23} = 57$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{77,75}{93,9} = 0,828 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{57}{93,9} = 0,607 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,828$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,828 - 0,2) + 0,828^2] = 0,996$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{0,996 + [0,996^2 - 0,828^2]^{0,5}} = 0,645$$

$$N_{c,rd} = 0,645 \times 2 \times 8,13 \times \frac{23,5}{1,1} = 224,17 \text{ kN} > N_{sd} = 203,316 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à la traction :

$$N^{\max} = 533,125 \text{ kN (tension)}$$

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

1. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 8,13 \times 23,5}{1} = 382,11 \text{ kN}$$

1. Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus :

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

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

$d_0 = 13 \text{ mm}$: diamètre de trous

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

$$A_{\text{nette}} = 2(8,13 - 0,6 \times 1,3) = 14,7 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,\text{rd}} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 14,7 \times 36}{1,25} = 296,352 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 533,125 \text{ KN} > N_{t,\text{rd}} = \min(N_{\text{pl,rd}}; N_{u,\text{rd}}) = 296,325 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L80×80×10**

1. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{\text{pl,rd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 15,1 \times 23,5}{1} = 709,7 \text{ KN}$$

2. Résistance ultime de la section nette :

$$A_{\text{nette}} = 2(15,1 - 1 \times 1,3) = 27,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,\text{rd}} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 27,6 \times 36}{1,25} = 556,416 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 533,125 \text{ KN} < N_{t,\text{rd}} = \min(N_{\text{pl,rd}}; N_{u,\text{rd}}) = 556,416 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.4.4.2. Membrures inférieures :

$$N^{\text{max}} = -533,125 \text{ KN} \text{ (compression)}$$

$$N^{\text{max}} = 203,316 \text{ KN} \text{ (tension)}$$

Longueur de la barre $L_0 = 1,84 \text{ m}$

$L_y = L_0 = 1,84 = 1,84 \text{ m}$ (Dans le plan de la ferme.)

$L_z = 3,68 \text{ m}$ (Dans le plan \perp au plan de la ferme (distance entre les ciseaux).)

$$L_{\text{max}} = \max(L_y, L_z) = 3,68 \text{ m}$$

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{L_{\text{max}}^2 \times N_{\text{sd}}}{E \times \pi^2} = \frac{368^2 \times 533,125}{21000 \times \pi^2} = 348,34 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit double cornières à **2L100×100×10**

Une seule cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 176,7 \text{ cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 3,04 \text{ cm}$$

$$A_c = 19,2 \text{ cm}^2; d = 2,82 \text{ cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 353,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[176,7 + 19,2 \times (2,82 + 0,5)^2] = 776,66\text{cm}^4$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,03\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,50\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{184}{3,03} = 60,72$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{368}{4,50} = 81,77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,72}{93,9} = 0,646 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{81,77}{93,9} = 0,870 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,870$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{EC03 Art 5.5.1.2}$$

Courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,870 - 0,2) + 0,870^2] = 1,04$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,04 + [1,04^2 - 0,87^2]^{0,5}} = 0,621$$

$$N_{c,rd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c,rd} = 0,621 \times 2 \times 19,2 \times \frac{23,5}{1,1} = 509,60\text{KN} < N_{sd} = 533,125\text{KN} \text{ n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L100×100×12**

➤ **Vérification au flambement :**

Une seule cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 206,7\text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 3,02\text{cm}$$

$$A_c = 22,7\text{cm}^2; d = 2,90\text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 413,4\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[206,7 + 22,7 \times (2,90 + 0,5)^2] = 938,224\text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,02\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,55\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{184}{3,02} = 60,93$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{368}{4,55} = 80,88$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,93}{93,9} = 0,648 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{80,88}{93,9} = 0,861 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,861$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,861 - 0,2) + 0,861^2] = 1,03$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{1,03 + [1,03^2 - 0,861^2]^{0,5}} = 0,627$$

$$N_{c,rd} = 0,627 \times 2 \times 22,7 \times \frac{23,5}{1,1} = 607,97\text{KN} > N_{sd} = 533,125\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à la traction :

$$N^{\max} = 203,316\text{KN (tension)}$$

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

1. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 22,7 \times 23,5}{1} = 969,91\text{KN}$$

2. Résistance ultime de la section nette

$$A_{nette} = 2(22,7 - 1 \times 1,3) = 42,8\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 42,8 \times 36}{1,25} = 862,85 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 203,316 \text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 862,85 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.4.5. Calcul de la flèche de la ferme :

A partir de logiciel ROBOT structure le déplacement max de la ferme est égale à 1,89cm et la limite de la flèche égale à $l/200 = 1860/200 = 9,3 \text{cm}$

Alors on constat que la flèche est vérifiée.

III.4.5.1. Calcul des ciseaux :

Les ciseaux sont dimensionnés à la traction simple, dont l'effort de traction maximal égal à 2% de l'effort de compression plastique dans les éléments de la membrure inférieure de la ferme.

Les efforts max dans la membrure inférieure sont :

Effort	$N_c = 533,125 \text{KN}$
2% de l'effort	10,66KN

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma_{M0}}{f_y} = 0,50 \text{cm}^2$$

On adopte une cornière de $L40 \times 40 \times 4$

III.4.5.2. Vérification au flambement :

$$N^{\max} = -10,66 \text{KN} \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 540 \text{cm}$$

$$L(40 \times 40 \times 4) \Rightarrow A = 3,08 \text{cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 4,75 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,04$$

$$N_{c,rd} = 0,04 \times 1 \times 3,08 \times \frac{23,5}{1,1} = 6,89 \text{KN} < N_{sd} = 10,66 \text{KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc il faut augmenter la section

Soit une cornière $2L45 \times 45 \times 5$ ($A = 8,60 \text{cm}^2$)

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 3,22 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\chi_y = 0,08$$

$$N_{c,rd} = 0,08 \times 2 \times 4,30 \times \frac{23,5}{1,1} = 14,69\text{KN} > N_{sd} = 10,66\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.4.4.3. Le montant

$$N^{\max} = -149,275\text{KN (compression)}$$

$$N^{\max} = 59,98\text{KN (traction)}$$

Longueur de la barre $L_0=1,5\text{m}$

$$L_y = 0,8L_0 = 0,8 \times 1,5 = 1,2\text{m (Dans le plan de la ferme.)}$$

$$L_z = L_0 = 1,5\text{m (Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.)}$$

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1,5\text{m}$$

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{L_{\max}^2 \times N_{sd}}{E \times \pi^2} = \frac{150^2 \times 149,275}{21000 \times \pi^2} = 16,205\text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **2L60×60×5**

Une seule cornière :

$$I_{\alpha} = I_{\beta} = 8,97\text{cm}^4; i_{\alpha} = i_{\beta} = 1,52\text{cm}$$

$$A_c = 3,89\text{cm}^2; d = 1,36\text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_{\alpha} = 17,94\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[8,97 + 3,89 \times (1,36 + 0,5)^2] = 44,86\text{cm}^4$$

➤ Vérification au flambement :

$$i_y = i_{\alpha} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,52\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{44,86}{7,78}} = 2,40\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{120}{1,52} = 78,94$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2,40} = 62,50$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{78,43}{93,9} = 0,84 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{62,50}{93,9} = 0,66 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,84$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{EC03 Art 5.5.1.2}$$

Courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,84 - 0,2) + 0,84^2] = 1$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1 + [1^2 - 0,84^2]^{0,5}} = 0,648$$

$$N_{c,rd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c,rd} = 0,648 \times 2 \times 3,89 \times \frac{23,5}{1,1} = 107,75 \text{KN} < N_{sd} = 149,275 \text{KN} \text{ n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des cornières à : **2L50×50×6**

➤ Vérification au flambement :**Une seule cornière :**

$$I_\alpha = I_\beta = 12,84 \text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 1,5 \text{cm}$$

$$A_c = 5,69 \text{cm}^2; d = 1,45 \text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 25,68 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[12,84 + 5,69 \times (1,45 + 0,5)^2] = 68,95 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,5 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{68,95}{11,38}} = 2,46 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{120}{1,5} = 80$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2,46} = 61$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80}{93,9} = 0,851 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{61}{93,9} = 0,649 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,851$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,851 - 0,2) + 0,851^2] = 1,02$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{1,02 + [1,02^2 - 0,851^2]^{0,5}} = 0,632$$

$$N_{c,rd} = 0,632 \times 2 \times 5,69 \times \frac{23,5}{1,1} = 153,65\text{KN} > N_{sd} = 149,275\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à la traction :**

$$N^{\max} = 59,98\text{KN (tension)}$$

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

1. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 5,69 \times 23,5}{1} = 267,43\text{KN}$$

2. Résistance ultime de la section nette :

$$A_{\text{nette}} = 2(5,69 - 0,6 \times 1,3) = 9,82\text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 9,82 \times 36}{1,25} = 197,97\text{KN}$$

$$N_{sd} = 59,98\text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 197,97\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

III.4.4.4. Les diagonales

$$N^{\max} = 298,55\text{KN (traction)}$$

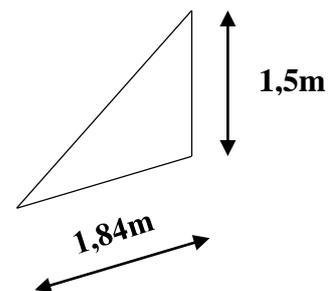
$$N^{\max} = -113,967\text{KN (compression)}$$

Longueur de la barre $L_0 = 2,37\text{m}$

$$L_y = 0,8L_0 = 0,8 \times 2,37 = 1,9\text{m (Dans le plan de la ferme.)}$$

$$L_z = L_0 = 2,37\text{m (Dans le plan } \perp \text{ au plan de la ferme.)}$$

$$L_{\max} = \max(L_y, L_z) = 1,5\text{m}$$



$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{237^2 \times 149,275}{21000 \times \pi^2} = 16,205 \text{cm}^4$$

$$A \geq \frac{N^{\max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{298,55 \times 1}{23,5} = 12,702 \text{cm}^4$$

Soit une double cornière : **2L60×60×8**

Une seule cornière :

$$I_\alpha = I_\beta = 29,15 \text{cm}^4; i_\alpha = i_\beta = 1,80 \text{cm}$$

$$A_c = 9,03 \text{cm}^2; d = 1,77 \text{cm}; t = 8 \text{mm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_\alpha = 58,30 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[29,15 + 9,03 \times (1,77 + 0,5)^2] = 151,36 \text{cm}^4$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} : \text{résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

1. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 9,03 \times 23,5}{1} = 424,41 \text{KN}$$

2. Résistance ultime de la section nette :

$$A_{nette} = 2 \times (9,03 - 0,8 \times 1,3) = 15,98 \text{cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 15,98 \times 36}{1,25} = 322,157 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 298,55 \text{KN} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}) = 322,157 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Élément	Sections choisies
Membrures supérieures	2L90×90×10
Membrures inférieures	2L100×100×12
Diagonales	2L60×60×8
montants	2L50×50×6

Tableau III.2 : Les sections de la ferme choisies.

III.4.5. Calcul du poids réel de la ferme

- **Membrures supérieures :**

2L90×90×10 à G = 13,4KN/m

Longueur total : 18,4m

Poids des membrures supérieures : $W_{MS} = 2G \times L = 2 \times 13,4 \times 18,4 = 493,12\text{kg}$

- **Membrures inférieures :**

2L100×1000×12 à G = 17,8KN/m

Longueur total : 18,4m

Poids des membrures inférieures : $W_{MI} = 2G \times L = 2 \times 17,8 \times 18,4 = 655,04\text{kg}$

- **Diagonales :**

2L60×60×8 à G = 7,09KN/m

Longueur total : 23,7m

Poids des diagonales : $W_D = 2G \times L = 2 \times 7,09 \times 23,7 = 366,066\text{kg}$

- **Montants :**

2L50×50×8 à G = 4,57KN/m

Longueur total : 16,5m

Poids des montants : $W_M = 2G \times L = 2 \times 4,57 \times 16,5 = 150,81\text{kg}$

- ❖ **Poids total de la ferme :**

$W = W_{MS} + W_{MI} + W_D + W_M = 1665,036\text{kg}$

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

Poids total de la ferme est : $W = 1665,036 \times 1,2 = 1998,04\text{kg}$

W = 1998,04kg

III.5. Pré dimensionnement des éléments en béton

III.5.1. Les poutres de chainages

Elles sont déposées sur les poteaux, leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nœuds d'appuis de deux poutres principales ($L_{\max} = 530\text{cm}$).

$$35,33\text{cm} \leq h \leq 53\text{cm}$$

❖ Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

RPA99 V2003 Art.7.5.1

Sachant que :

-b : Largeur de la poutre.

-h : Hauteur de la poutre.

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \\ h = 40cm > 30cm \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} 1,33 < 4 \end{array} \right.$$

Vérifiée

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section (b×h) = 30×40 cm²

III.5.2. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée et la vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces. Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25cm \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : La hauteur libre de portique.

On a :

h_e = 3,68m.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit : b₁ × h₁ = (40 × 50)cm²

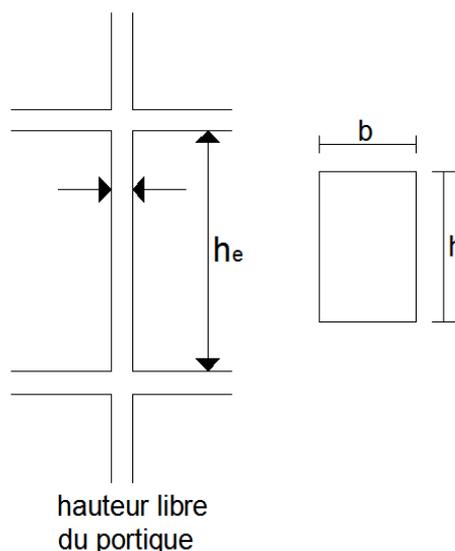


Figure III.16 : Dimensions du poteau.

III.5.2.1. Descente des charges

1) Définition

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

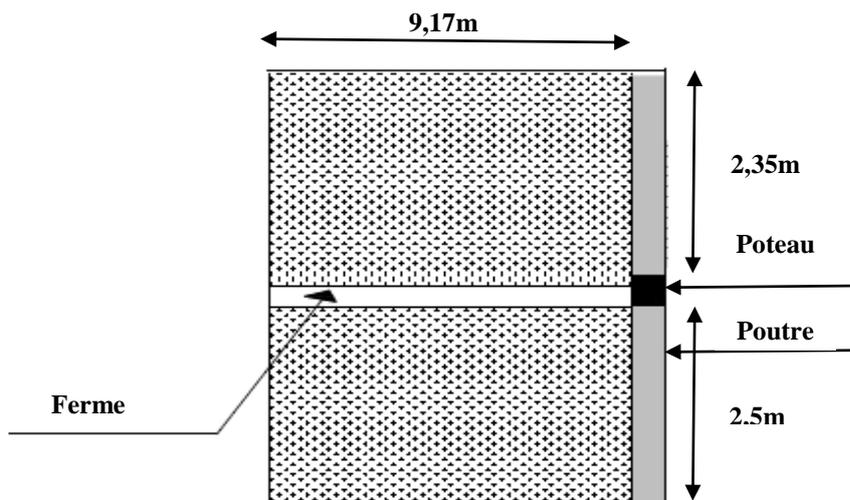


Figure III.17 : Surface afférente d'un poteau

➤ La surface afférente :

$$S = 9,17(2,35 + 2,5) = 44,4745\text{m}^2$$

a) Charges et surcharges :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)	0,142 × 44,4745 = 6,315KN
Poids propre d'accessoires d'attache	0,04 × 44,4745 = 1,779KN
Poids propre des contreventements (poids forfaitaire)	0,04 × 44,4745 = 1,779 KN
Poids propre de la ferme	8,465KN
Poids propre de la panne	(0,224 × 5,5) × 5,15 = 6,345KN
Poids propre des poutres	25 × (5,15 × 0,4 × 0,3) × 2 = 30,9KN
Poids propre des murs	1,8 × 1,5 × 10,15 = 27,40KN
Poids propre des poteaux	25 × (10,61 × 0,5 × 0,4) = 53,05 KN

Poids total : 136,033KN

b) Effet de neige :

$$N_n = 0,675\text{KN/m}^2$$

$$N = 0,675 \times 44,4745 = 30,02\text{KN}$$

III.5.2.2. Vérification du poteau

$$N_u = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 136,033 + 1,5 \times 30,2 = 228,67\text{KN}$$

Le CBA préconise de majorer N_u de 10% $\Rightarrow \mathbf{Pu = 1,1Nu = 251,54KN}$

a) Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec : } B : \text{Section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} = \frac{251,54 \times 10^3}{0,6 \times 25} = 0,0167\text{m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0,4 \times 0,5 = 0,2\text{m}^2$$

$$B > 0,0167\text{m}^2$$

Vérifiée

b) Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 Art. B. 8. 2. 1}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,68 = 2,576\text{m}$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,5^3}{12} = 4,17 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4,17 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,576}{0,144} = 17,89 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{17,89}{35}\right)^2} = 0,808$$

D'après le BAEL91 version 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$.

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{251,54 \times 10^{-3}}{0,808 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 1,415 \times 10^{-2} \text{m}^2$$

Or nous avons $B_r = (50 - 2,5) \times (40 - 2,5) \times 10^{-4} = 0,178 \text{m}^2$

$0,178 \text{m}^2 > 1,415 \times 10^{-2} \text{m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

III.5.3. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Les poutres de chainages : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Les poteaux : $40 \times 50 \text{cm}^2$.

Chapitre IV : Calcul des contreventements

IV.1. Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, 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 », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IV.2. Contreventements de la toiture (Poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

IV.2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.

2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

III.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent

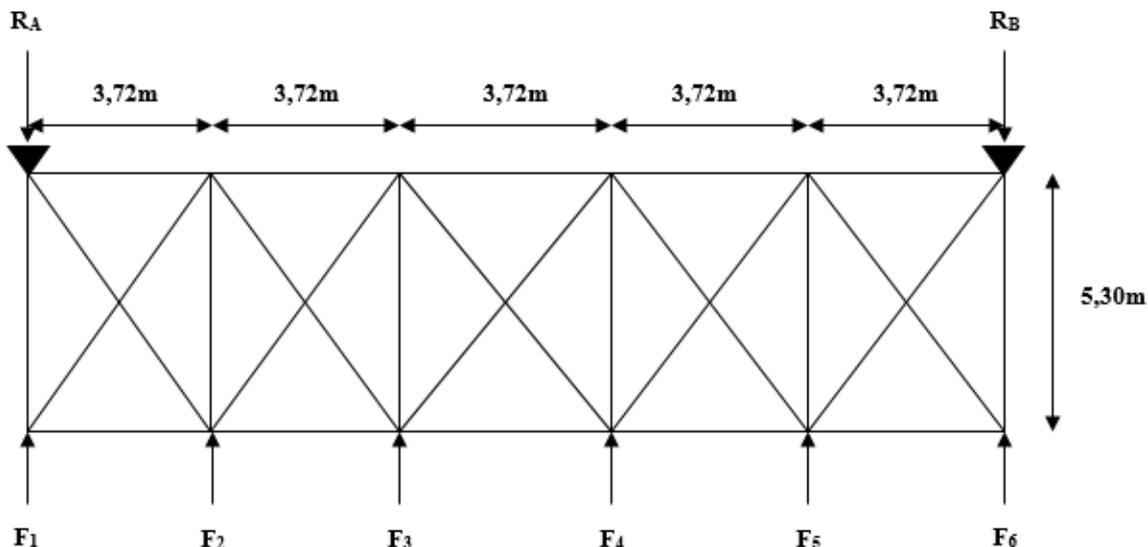


Figure IV.1 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

$$F_i = (V^{\max} \times S_i) + F_{ei}$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = l_i \times \frac{h_i}{2}$$

l_i : Entre axes des pannes.

h_i : Hauteur de chaque poteaux.

La force d'entraînement F_e est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du frottement $F_e = 0$.

D'après l'étude au vent, la valeur de V^{\max} est donnée comme suit :

$$V^{\max} = V_E = 1,212 \text{KN/m}^2 \text{ (voir chapitre II).}$$

1) Evaluation des efforts horizontaux en tête des poteaux :

$$F_1 = 1,212 \times \left(\frac{8,72}{2} \times \frac{3,72}{2} \right) = 9,83 \text{KN}$$

$$F_2 = 1,212 \times \left(\frac{9,44 \times 3,72}{2} \right) = 21,28 \text{KN}$$

$$F_3 = 1,212 \times \left(\frac{10,16 \times 3,72}{2} \right) = 22,90 \text{KN}$$

$$F_4 = 1,212 \times \left(\frac{10,88 \times 3,72}{2} \right) = 24,52 \text{KN}$$

$$F_5 = 1,212 \times \left(\frac{11,6 \times 3,72}{2} \right) = 26,15 \text{KN}$$

$$F_6 = 1,212 \times \left(\frac{12,32 \times 3,72}{4} \right) = 13,87 \text{KN}$$

2) Evaluation des efforts dans les barres

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode d'isolation des nœuds.
- Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

3) Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

Vue de la symétrie géométrique et de chargement on a :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$$

$$R_A + R_B = 9,83 + 21,28 + 22,9 + 24,52 + 26,15 + 13,87 \Rightarrow R_A + R_B = 118,55 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 18,6 = F_1 \times 18,6 + F_2 \times 14,88 + F_3 \times 11,16 + F_4 \times 7,44 + F_5 \times 3,72$$

$$\Rightarrow R_A = 55,632 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 118,55 \text{KN} \Rightarrow R_B = 62,92 \text{KN}$$

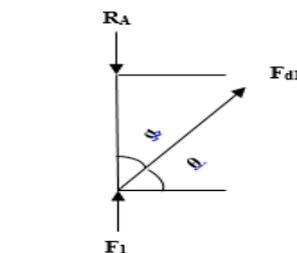
$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{3,72}{5,30} \right) \Rightarrow \alpha = 35,06^\circ$$

$$\alpha = 35,06^\circ \Rightarrow \theta = 54,94^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_{d1} \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_{d1} = \frac{R_A - F_1}{\cos \alpha} = \frac{55,632 - 9,83}{\cos 35,06^\circ}$$

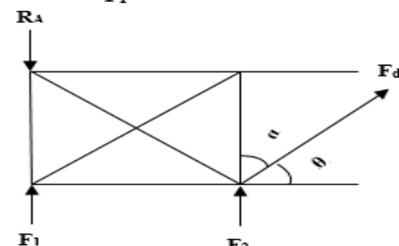
$$F_{d1} = 55,95 \text{KN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_2 + F_{d2} \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_{d2} = \frac{R_A - F_1 - F_2}{\cos \alpha} = \frac{55,632 - 9,83 - 21,28}{\cos 35,06^\circ}$$

$$F_{d2} = 29,96 \text{KN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_2 + F_3 + F_{d3} \cos \alpha = 0$$

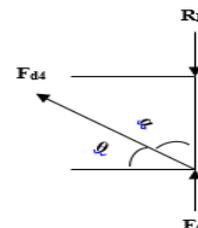
$$\Rightarrow F_{d3} = \frac{R_A - F_1 - F_2 - F_3}{\cos \alpha} = \frac{55,632 - 9,83 - 21,28 - 22,9}{\cos 35,06^\circ}$$

$$F_{d3} = 2,0 \text{KN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_6 + F_{d4} \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_{d4} = \frac{R_B - F_6}{\cos \alpha} = \frac{62,92 - 13,87}{\cos 35,06^\circ}$$

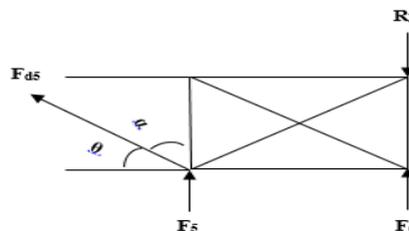
$$F_{d4} = 59,93 \text{KN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_6 + F_5 + F_{d5} \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_{d5} = \frac{R_B - F_6 - F_5}{\cos \alpha} = \frac{62,92 - 13,87 - 26,15}{\cos 35,06^\circ}$$

$$F_{d5} = 27,97 \text{KN}$$



$$F_d = \max (F_{d1} ; F_{d2} ; F_{d3} ; F_{d4} ; F_{d5}) \Rightarrow F_d = F_{d4} = 59,93 \text{KN}$$

❖ Section de la diagonale

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d \Rightarrow N_{sd} = 89,90 \text{KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{89,9 \times 1,1}{23,5} = 4,20 \text{cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L45x45x5** ($A = 4,30 \text{cm}^2$).

1) Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance :

$$N_{sd} \leq N_u = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L45x45x5** ($A = 4,30\text{cm}^2$), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm.

Section nette : $A_{\text{nette}} = 4,30 - 0,5 \times 1,3 = 3,65\text{cm}^2$

$$N_u = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 3,65 \times 36}{1,25} \Rightarrow N_u = 94,608\text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 89,90\text{KN} < N_u = 94,608\text{KN}$$

Une cornière isolée de **L45x45x5** ($A = 4,30\text{cm}^2$), avec un boulon de 12mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.2.2. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

VI.2.2.1. Vérification de la section à la résistance

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y,\text{sd}}}{M_{N_y,\text{rd}}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,\text{sd}}}{M_{N_z,\text{rd}}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_{N_y,\text{rd}} = M_{\text{ply,rd}} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{N_z,\text{rd}} = M_{\text{plz,rd}} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$n = \frac{N_{\text{sd}}}{N_{\text{pl,rd}}}; N_{\text{pl,rd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{\text{ply,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{M0}}; M_{\text{plz,rd}} = \frac{W_{\text{plz}} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

1) Charges et surcharges revenants sur la panne intermédiaire

➤ Flexion déviée (calcul des pannes) :

$G = 0,5552\text{KN/m}$ (voir chapitre III calcul des pannes)

$S = 1,241\text{KN/m}$

➤ Compression :

$V = F_5 = 26,15\text{KN}$

➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_{sd} = 1,35G + 1,35N$$

$$N_{sd} = 1,35V = 1,34F_5$$

Donc :

$$q_{sd} = 1,35 \times 0,5552 + 1,35 \times 1,241 = 2,424 \text{KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 2,372 \text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{2,372 \times 5,3^2}{8} = 8,33 \text{KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 0,498 \text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,498 \times (5,3/2)^2}{8} = 0,437 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 26,15 = 35,30 \text{KN}$$

Caractéristiques de l'IPE200 :

$$-W_{el,y} = 194 \text{cm}^3 \quad -W_{el,z} = 28,5 \text{cm}^3 \quad -W_{pl,y} = 221 \text{cm}^3 \quad -W_{pl,z} = 44,5 \text{cm}^3$$

$$-A = 28,5 \text{cm}^2 \quad -b = 100 \text{mm} \quad -t_w = 5,6 \text{mm} \quad -t_f = 8,5 \text{mm}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 47,21 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,5 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 9,506 \text{KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times 23,5}{1,1} = 608,86 \text{KN}$$

2) Incidence de l'effort normal :

Si :

$N_{sd} \leq \min\left(0,25N_{pl,rd}; 0,5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}\right) \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25N_{pl,rd} = 0,25 \times 608,86 = 152,21 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 28,5 - (2 \times 10 \times 0,85) = 11,5 \text{cm}^2$$

$$0,5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times 11,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 122,84 \text{KN}$$

$N_{sd} = 37,192 \text{KN} < \min(152,21; 122,84) \text{KN} = 122,84 \text{KN} \rightarrow$ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

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

Ou : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left[\frac{8,33}{47,21} \right]^2 + \left[\frac{0,437}{9,506} \right]^1 = 0,077 \ll 1$$

Vérifiée

3) Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

VI.2.2.2. Vérification de l'élément aux instabilités (déversement)

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée.

➤ Combinaisons à l'ELU :

$$q_u = G + 1,5W$$

$$q_{z,sd}^u = G \cos \alpha + 1,5W_z$$

$$q_{y,sd}^u = 1,35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1,5V = 1,5F_5$$

Avec :

$$G = 0,5552 \text{KN/m} \quad \ll \text{charge permanente} \gg$$

$$W = -5,75 \text{KN/m} \quad \ll \text{vent de soulèvement} \gg$$

$$V = F_5 = 26,15 \text{KN} \quad \ll \text{effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire} \gg .$$

➤ **Charge de flexion :**

$$q_{z,sd}^u = G \cos \alpha + 1,5W_z = 0,5552 \cos 11,86^\circ - 1,5 \times 5,75 = -8,08 \text{KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{8,08 \times 5,30^2}{8} = 28,371 \text{KN.m}$$

$$q_{y,sd}^u = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 0,5552 \times \sin 11,86^\circ = 0,154 \text{KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{0,154 \times (5,3/2)^2}{8} = 0,135 \text{KN.m}$$

➤ **Charge de compression :**

$$N_{sd} = 1,5V = 1,5F_5 = 1,5 \times 26,15 = 39,225 \text{KN}$$

1) **Vérification au flambement :**

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0,90$$

$\beta_{M,y,z}$ Sont les facteurs de moment uniforme equivalent pour le flambement par flexion

On a :

$$N_{pl,rd} = 608,86 \text{KN}$$

$$M_{ply,rd} = 47,21 \text{KN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 9,506 \text{KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

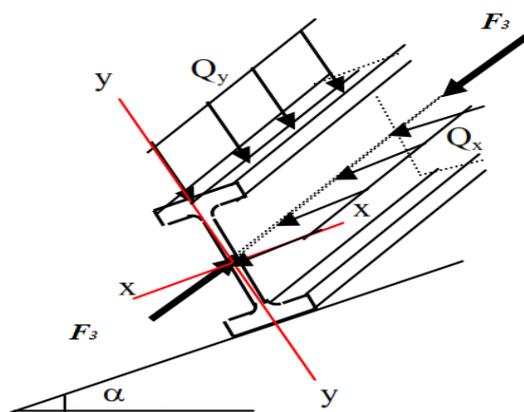
Avec : $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]; \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2



$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \times 10^6}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{530}{8,26} = 64,16$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{64,16}{93,9} = 0,68$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \\ t_f = 8,5\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0,68 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Par interpolation linéaire entre } \bar{\lambda}_y = 0,6 \text{ et } \bar{\lambda}_y = 0,7 \Rightarrow \chi_y = 0,856$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1,3$$

$$\mu_y = 0,68 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{221 - 194}{194} \right) \Rightarrow \mu_y = -0,8 < 0,9 \text{ OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,8 \times 39,225}{0,856 \times 28,5 \times 23,5} = 1,054 < 1,5 \text{ OK}$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]; \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{265}{2,24} = 118,30$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{118,30}{93,9} = 1,26$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1,2 \\ t_f = 8,5\text{mm} < 40 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

{ La courbe (b)
 $\bar{\lambda}_z = 1,26 \Rightarrow$ Par interpolation linéaire entre $\bar{\lambda}_z = 1,2$ et $\bar{\lambda}_z = 1,3 \Rightarrow \chi_z = 0,506$

$$\mu_z = 1,26 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{44,5 - 28,5}{28,5} \right) \Rightarrow \mu_y = -1,203 < 0,9 \text{ OK}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1,203 \times 39,225}{0,506 \times 28,5 \times 23,5} = 1,139 < 1,5 \quad \text{OK}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{39,225}{0,506 \times 608,86} + \frac{1,054 \times 28,371}{47,21} + \frac{1,139 \times 0,135}{9,506} = 0,78 < 1 \quad \text{OK}$$

2) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \text{EC03 (5.52 Art. 5.5.4)}$$

Avec :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{mais} \quad \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]; \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

Avec :

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$: pour les sections laminées.

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

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profils laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{Lz}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{\frac{Lz}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{265}{2,24}}{(1,132)^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{265}{2,24}}{\frac{20}{0,85}} \right]^2 \right]^{0,25}} = 90,65$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,96 > 0,4$$

On tenir compte du risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,96 - 0,2) + 0,96^2] = 1,0406$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,0406 + [1,0406^2 - 0,96^2]^{0,5}} = 0,693$$

Calcul de coefficient K_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15$$

$\beta_{M,LT} = 1,3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,26 \times 1,3 - 0,15 = 0,0957 < 0,9 \quad \text{OK}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,0957 \times 39,225}{0,506 \times 28,5 \times 23,5} = 0,98 < 1 \quad \text{OK}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{39,225}{0,506 \times 608,86} + \frac{0,98 \times 28,371}{0,693 \times 47,21} + \frac{1,146 \times 0,135}{9,506} = 0,99 < 1 \quad \text{OK}$$

Le profilé **IPE200** est adéquat comme panne de toiture.

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée** : dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

L'analyse de la structure sera faite par le logiciel **Robot** structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

V.2. Description de ROBOT

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

❖ Différents types de structures sur ROBOT

Après la sélection de l'option *Avancé...*, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure. La signification des icônes (pour lesquels une info-bulle est affichée si vous positionnez le pointeur sur l'icône) affichés dans la fenêtre représentée ci-dessus est la suivante :

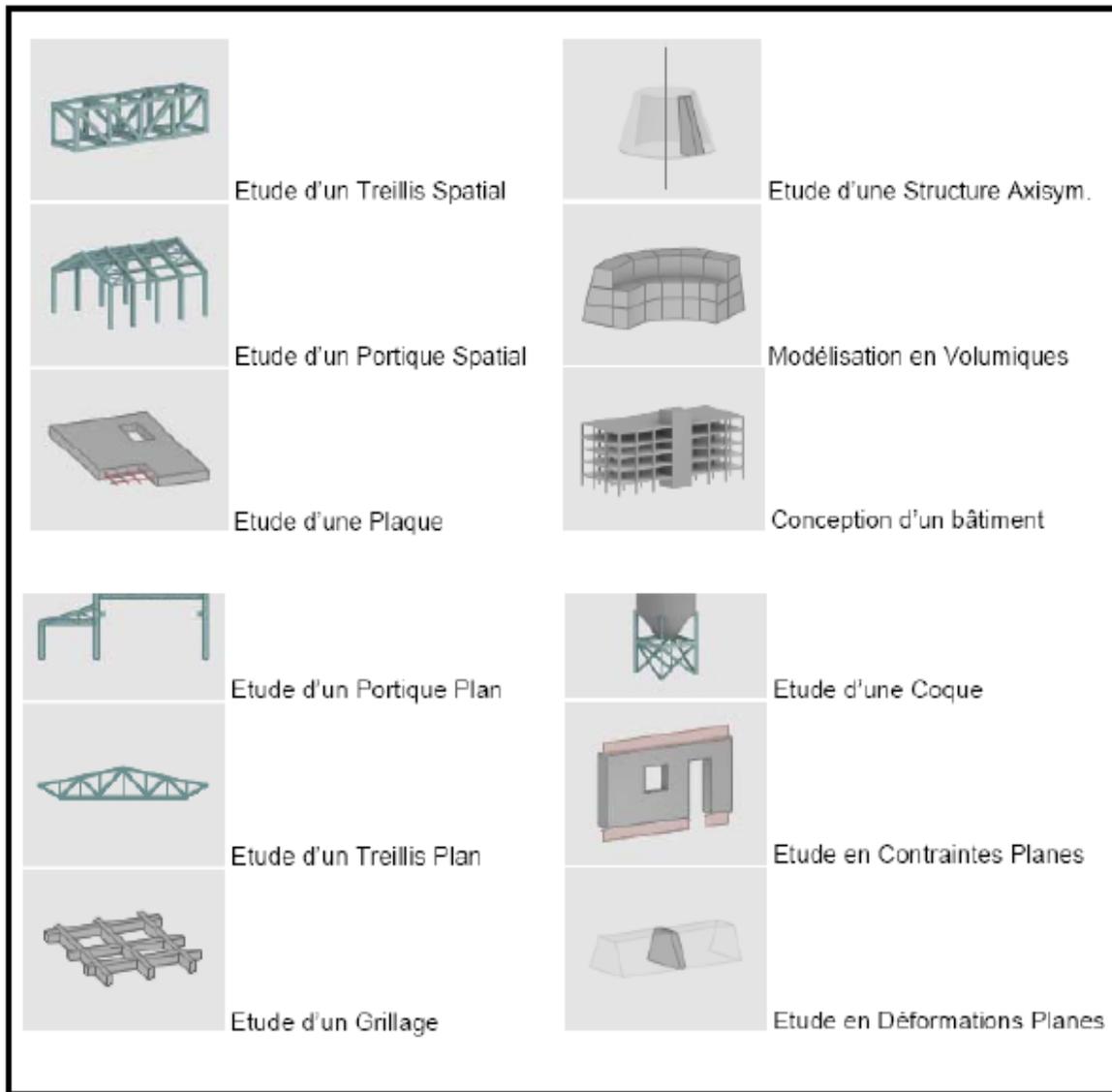


Figure V.1 : Types de structures sous ROBOT.

V.3. Analyse de la structure

V.3.1. Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

➤ **Les chargements statiques :**

- Poids propre de la structure.
- Les effets dus aux actions climatiques.

➤ **Les chargements dynamiques :**

- Les effets sismiques.

V.3.2. Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.2.1. Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le **RPA99 version 2003** préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'Art 4.2.3 de **RPA 99version 2003**, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (4. 1. Art. 4. 2. 3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on a :

- ✓ Groupe d'usage : **1B** ($h=12,52\text{m} < 17\text{m}$)
 - ✓ Zone sismique : **IIa**
- $\Rightarrow A = 0,20$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.2.Art.4.2.3)}$$

Avec :

T₁, T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du **RPA99 version 2003**.

Dans notre cas : site (S2) \rightarrow **T₁(sec) = 0,15s ; T₂(sec) = 0,4s**

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (4.3.Art.4.2.3)}$$

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 béton armé (léger), donc : $\xi = 6\%$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0,935 > 0,7 \quad \text{OK}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA 99 version 2003** est suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (4.6.Art.4.2.4)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas : (**h_N = 12,52m**).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du **RPA99/2003**.

Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie :

D'où : **C_T = 0,05**.

$$\text{Donc : } T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 12,52^{3/4} = 0,33\text{s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA99/2003 (4.7. Art. 4.2.4)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- ✓ **Sens transversale** : $D_x = 19,25\text{m}$.
- ✓ **Sens longitudinale** : $D_y = 30,95\text{m}$.

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{12,52}{\sqrt{19,25}} = 0,26\text{s}$$

$$T_x = \min(T ; T_x) = \min(0,33\text{s} ; 0,26\text{s}) = 0,26\text{s}.$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{12,52}{\sqrt{30,95}} = 0,2\text{s}$$

$$T_y = \min(T ; T_y) = \min(0,33\text{s} ; 0,2\text{s}) = 0,2\text{s}$$

T_x et T_y sont inférieurs à $T_2 = 0,4\text{s}$.

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D_{x,y} = 2,5\eta = 2,5 \times 0,935 = 2,34$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du **RPA99/2003** en fonction du système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Dans notre cas on a : des portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide.

On prend : **R = 3,5**.

Q : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (4.4. Art. 4.2.3)}$$

Critère de qualité 'q'	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05
$\sum_1^6 P_q$	0,1

Tableau V.1 : Pénalité de vérification selon le RPA99V2003

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,1 = 1,1$$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (4.5. Art. 4.2.3)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges 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 RPA99/2003.

Dans notre cas on a :

$$\beta = 0,3$$

$$W_G = 2145 \text{KN}$$

$$W_Q = 216,33 \text{KN}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 2145 + 0,3 \times 216,33 = 2209,9 \text{KN}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 2209,9 \text{KN}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,2 \times 2,34 \times 1,1}{3,5} \times 2209,9 = 325,04\text{KN}$$

V.3.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise.

a) Principe de la méthode :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d’effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

b) Spectre de réponse de calcul :

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13. Art. 4.3.3)}$$

Avec les coefficients A, η, R, T₁, T₂ et Q : sont déjà déterminés.

Q = 1 ; A = 0,20 ; η = 0,935 ; T₁ = 0,15s ; T₂ = 0,4s

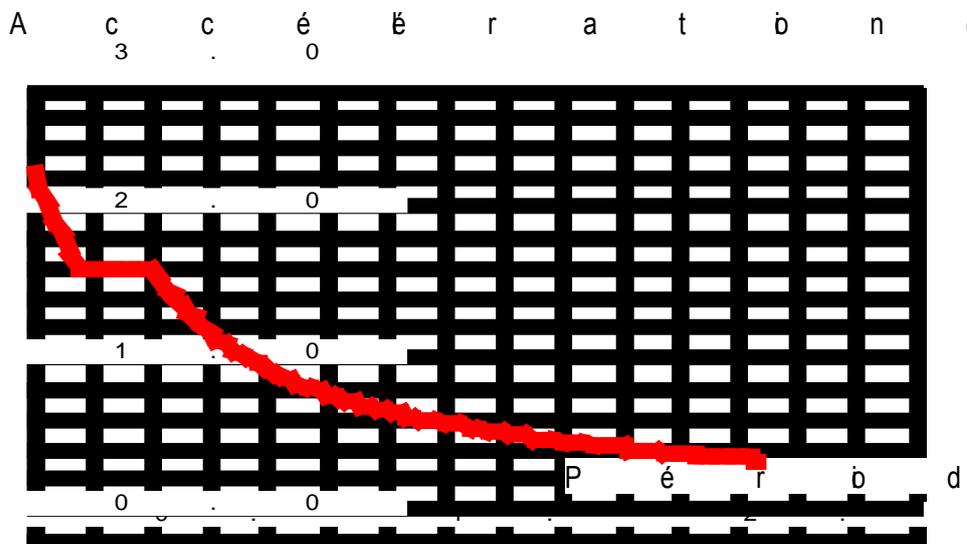


Figure V.2 : Schéma du spectre de réponse.

c) Nombre de modes à considérer

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le **RPA99/2003** comme suit :

- ✓ 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.

Avec un minimum de modes à retenir égale à trois (3) pour chaque direction considérée. Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2s \quad \text{RPA99/2003 (4.14. Art. 4.3.3)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

d) Résultats du calcul :

1) Pourcentage de la participation de masse :

Mode	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Tot.mas Ux (t)	Tot.mas Uy (t)
1	0,39	56,04	0,07	56,04	0,07	221,36	220,10
2	0,37	56,09	72,93	0,06	72,86	221,36	220,10
3	0,34	57,56	79,44	1,47	6,51	221,36	220,10
4	0,30	57,57	79,44	0,00	0,00	221,36	220,10
5	0,29	72,59	81,49	15,03	2,05	221,36	220,10
6	0,29	88,17	81,66	15,58	0,17	221,36	220,10
7	0,25	88,37	85,50	0,19	3,83	221,36	220,10
8	0,23	89,54	85,51	1,17	0,01	221,36	220,10
9	0,22	92,08	85,51	2,54	0,00	221,36	220,10
10	0,21	93,47	85,51	1,40	0,00	221,36	220,10
11	0,21	93,49	85,54	0,01	0,03	221,36	220,10
12	0,21	93,57	85,63	0,09	0,09	221,36	220,10
13	0,21	93,58	85,63	0,01	0,00	221,36	220,10

14	0,20	93,85	87,19	0,27	1,56	221,36	220,10
15	0,20	95,01	87,42	1,16	0,23	221,36	220,10
16	0,19	95,13	87,42	0,13	0,00	221,36	220,10
17	0,17	95,17	88,06	0,03	0,64	221,36	220,10
18	0,16	95,17	89,23	0,00	1,17	221,36	220,10
19	0,16	95,22	93,38	0,05	4,15	221,36	220,10
20	0,16	95,24	94,47	0,02	1,09	221,36	220,10

Tableau V.2 : Pourcentage de participation massique.

2) Les réponses nodales de la structure

➤ Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,39s$, taux de participation de la masse 56,04%**

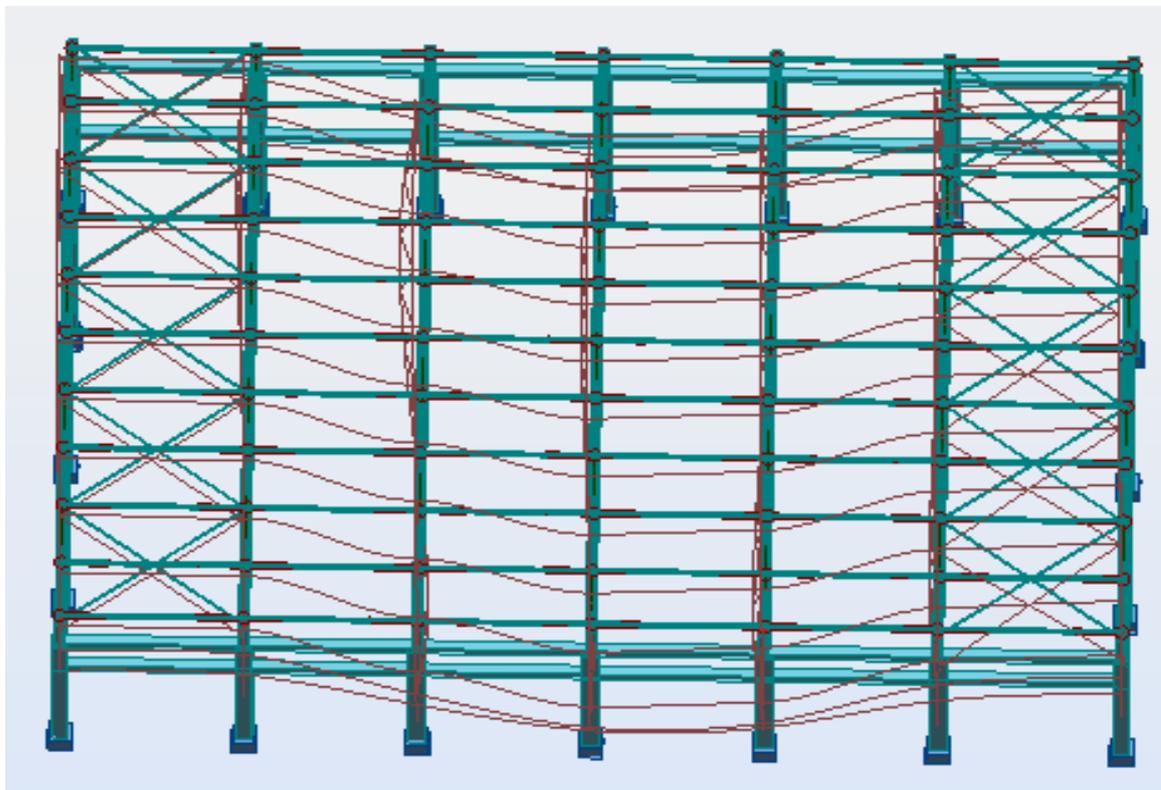


Figure V.3 : Mode de déformation (1).

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,37s$, taux de participation de la masse 72,86%**



Figure V.4 : Mode de déformation (2).

- **Mode 5 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0,29s$, taux de participation de la masse 15,03%**



Figure V.5 Mode de déformation (3).

V.4. 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.

V.4.1. Les combinaisons de calcul

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

W : Action du vent.

- **W1D** : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- **W1S** : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- **W2D** : Vent sur la façade latérale avec dépression intérieure.
- **W2S** : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W2D	G + W2D
G + 1,5W2S	G + W2S
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 N	G + N
1,35(G + Q + N)	G + 0,9(Q + N)
G + Q + E	
G + Q - E	
G + Q + 1,2E	
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tableau V.3 : Combinaisons de calcul.

V.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens X-X	325,04	260,03	212,66	Non vérifiée
Sens Y-Y	325,04	260,03	294,34	vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de l'effort sismique à la base.

D'après l'article 4.3.6 du RPA99, si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc.) en multipliant E_x , E_y par le rapport : $\frac{0,8 \times V_{st}}{V_{dyn}}$ respectivement.

V.4.3. Vérification des déplacements :

1^{er} cas : situation durable

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{Sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} & \text{Avec charge du vent} \end{cases} \quad \text{EC03 Art 4. 2. 2(1)I}$$

Ou h : hauteur du poteau.

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC03 Tab 4. 1}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Sens X	G+1,5W1S	1,35(G+Q+N)	0,72	0,56
Sens Y	G+1,5W1S	1,35(G+Q+N)	0,91	0,15
Sens Z	G+1,5W1S	1,35(G+Q+N)	1,32	0,39

Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1087}{150} = 7,24\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1087}{125} = 8,69\text{cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{1860}{200} = 9,3\text{cm} \end{cases}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} cas : situation accidentelle

Le **D.T.R RPA 99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient du comportement (**R = 3, 5**).

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Toiture	1,88	1,17	6,6	4,1

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{1252}{100} = 12,52\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12,52cm, donc ils sont vérifiés.

V.4.4. Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,52	6,6	2209,9	325,04	12,52	0,52	0,035

Tableau V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,035 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,52	4,1	2209,9	325,04	12,52	0,33	0,022

Tableau V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,022 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre VI : Vérification des éléments de la toiture

VI.1. Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot au chapitre précédent, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VI.2. Vérification des éléments de la ferme

Les vérifications à faire sont :

VI.2.1. Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{EC03 Art. 5. 4. 3. 1}$$

VI.2.2. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC03 Art. 5. 5. 1. 1}$$

VI.2.3. Condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

1) Membrures supérieures :

➤ Traction :

$$N_{sd} = 548,38\text{KN}$$

$$A_s = 34,2\text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,2 \times 23,5}{1,1} = 730,63\text{KN}$$

$$N_{sd} = 548,38\text{KN} < N_{rd} = 730,63\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Flambement :

$$N_{sd} = -302,74\text{KN}$$

$$A_s = 34,2\text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 253,8\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$\Delta = d + 0,5$$

$$I_z = 2[126,9 + 17,1 \times (2,58 + 0,5)^2] = 578,235\text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,72\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{578,235}{34,2}} = 4,11\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{165,6}{2,72} = 60,88$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{184}{4,11} = 44,77$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,88}{93,9} = 0,648 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44,77}{93,9} = 0,476 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,648$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,648 - 0,2) + 0,648^2] = 0,82$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{0,82 + [0,82^2 - 0,648^2]^{0,5}} = 0,756$$

$$N_{c,rd} = 0,756 \times 2 \times 17,1 \times \frac{23,5}{1,1} = 552,36\text{KN} > N_{sd} = 302,74\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

2) Membrures inférieures :

➤ Traction :

$$N_{sd} = 271,46\text{KN}$$

$$A_s = 45,4\text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,4 \times 23,5}{1,1} = 969,91\text{KN}$$

$$N_{sd} = 271,46\text{KN} < N_{rd} = 969,91\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Flambement :**

$$N_{sd} = -523,36 \text{KN}$$

$$I_{\alpha} = I_{\beta} = 206,7 \text{cm}^4; i_{\alpha} = i_{\beta} = 3,02 \text{cm}$$

$$A_c = 22,7 \text{cm}^2; d = 2,90 \text{cm}$$

Deux cornières :

$$I_y = 2I_{\alpha} = 413,4 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[206,7 + 22,7 \times (2,90 + 0,5)^2] = 938,224 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_{\alpha} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,02 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 4,55 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{184}{3,02} = 60,93$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{368}{4,55} = 80,88$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{60,93}{93,9} = 0,648 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{80,88}{93,9} = 0,861 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,861$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,861 - 0,2) + 0,861^2] = 1,03$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{1,03 + [1,03^2 - 0,861^2]^{0,5}} = 0,627$$

$$N_{c,rd} = 0,627 \times 2 \times 22,7 \times \frac{23,5}{1,1} = 607,97 \text{KN} > N_{sd} = 533,125 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

3) Montants :➤ **Traction :**

$$N_{sd} = 88,58 \text{KN}$$

$$A_s = 11,38 \text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11,38 \times 23,5}{1,1} = 243,12 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 88,58 \text{KN} < N_{rd} = 253,12 \text{KN}$$

Vérifiée

➤ **Flambement :**

$$N_{sd} = -167,40 \text{KN}$$

$$A_s = 11,38 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 25,68 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[12,84 + 5,69 \times (1,45 + 0,5)^2] = 68,95 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,5 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{68,95}{11,38}} = 2,46 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{120}{1,5} = 80$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2,46} = 61$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80}{93,9} = 0,851 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{61}{93,9} = 0,649 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,851$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,851 - 0,2) + 0,851^2] = 1,02$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{1,02 + [1,02^2 - 0,851^2]^{0,5}} = 0,632$$

$$N_{c,rd} = 0,632 \times 2 \times 5,69 \times \frac{23,5}{1,1} = 153,65 \text{KN} < N_{sd} = 167,40 \text{KN} \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des montants à : 2L (60x60x5)

$$A_s = 11,64 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 38,74 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[19,37 + 5,82 \times (1,64 + 0,5)^2] = 92,04 \text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,82 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{92,04}{11,64}} = 2,81 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{120}{1,82} = 65,93$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{2,81} = 53,38$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{65,93}{93,9} = 0,702 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{53,38}{93,9} = 0,568 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0,702$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,702 - 0,2) + 0,702^2] = 0,869$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{0,869 + [0,869^2 - 0,702^2]^{0,5}} = 0,724$$

$$N_{c,rd} = 0,724 \times 2 \times 5,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 180\text{KN} > N_{sd} = 167,40\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

4) Diagonales :

➤ Traction :

$$N_{sd} = 308,70\text{KN}$$

$$A_s = 18,06\text{cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,06 \times 23,5}{1,1} = 385,83\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ Flambement :

$$N_{sd} = -178,40\text{KN}$$

$$A_s = 18,06\text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 58,30\text{cm}^4$$

$$I_z = 2[29,15 + 9,03 \times (1,77 + 0,5)^2] = 151,36\text{cm}^4$$

$$i_y = i_\alpha = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1,8\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{152,36}{18,06}} = 2,9\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{190}{1,8} = 105,55$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{237}{2,9} = 81,72$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{105,55}{93,9} = 1,12 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{81,72}{93,9} = 0,870 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 1,12$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,12 - 0,2) + 1,12^2] = 1,35$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{1,35 + [1,35^2 - 1,12^2]^{0,5}} = 0,475$$

$$N_{c,rd} = 0,475 \times 2 \times 9,03 \times \frac{23,5}{1,1} = 183,27\text{KN} > N_{sd} = 178,97\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

VI.3. Vérification de contreventement horizontale

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

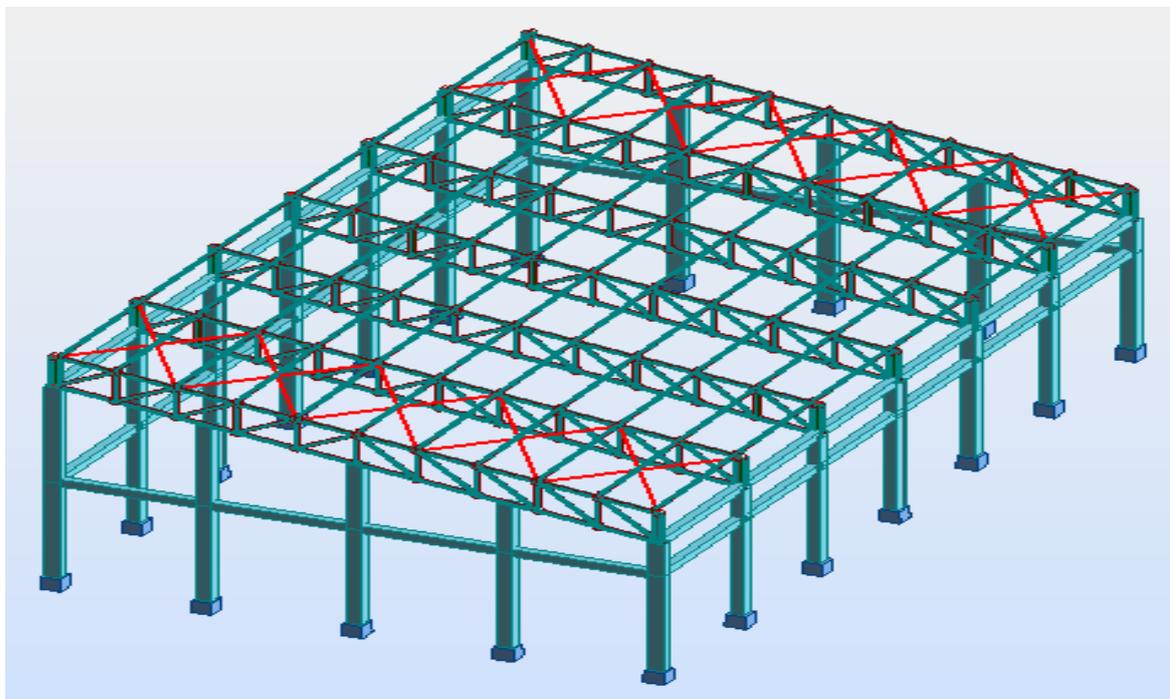


Figure VI.1 : Poutre au vent en pignon.

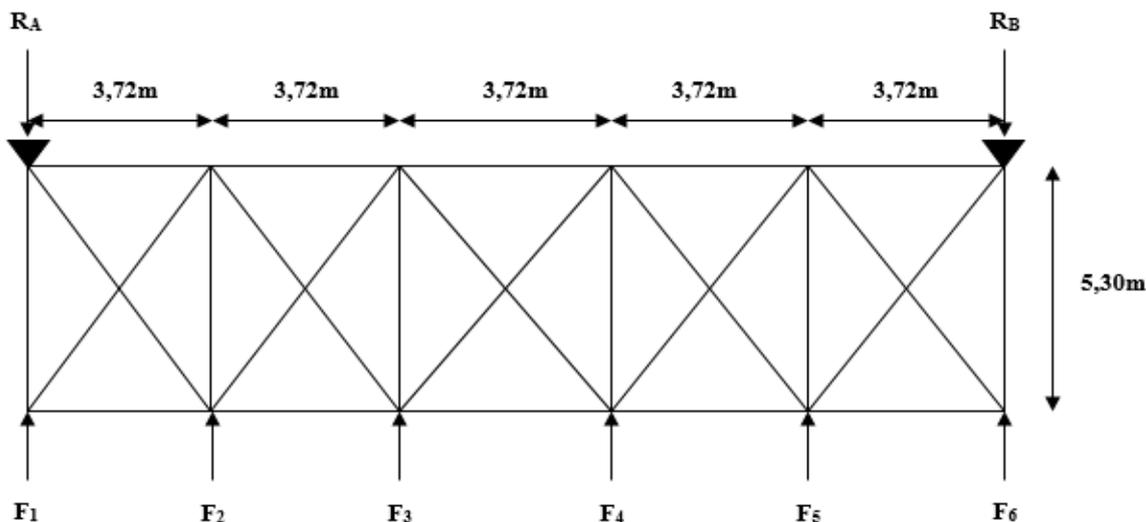


Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Eléments	Types d'effort	N _{sd} (KN)
Diagonales de contreventements	Compression	-77,16
	Traction	88,09

Tableau VI.1 : Les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.

VI.3.1. Vérification à la traction :

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

On a : L 45x45x5 (A = 4,30cm²)

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,3 \times 23,5}{1,1} = 91,86KN$$

$$N_{sd} = 88,09KN < N_{rd} = 91,86KN$$

Vérifiée

VI.3.2. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N = -77,16KN$$

$$l_k = \frac{648}{2} = 324cm \quad (\text{Assemblage articulé au milieu de la barre})$$

$$I_y = 7,24cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7,84}{4,3}} = 1,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{324}{1,35} = 240$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec : } \beta_w = 1$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{240}{93,9} = 2,55 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(2,55 - 0,2) + 2,55^2] = 4,327$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{4,327 + [4,327^2 - 2,55^2]^{0,5}} = 0,13$$

$$N_{c,rd} = 0,13 \times 4,30 \times \frac{23,5}{1,1} = 11,94 \text{ KN} < N_{sd} = 77,16 \text{ KN} \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section des diagonales à **L (80x80x8)** :

$$L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 12,3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 72,25 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 165,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,43 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = 133,33$$

$$i_z = 3,67 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_z = 88,28$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,42 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,94 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,80$$

$$\chi_{\min} = \chi_y = \frac{1}{1,8 + [1,8^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,344$$

$$N_{c,rd} = 0,344 \times 12,30 \times \frac{23,5}{1,1} = 90,42 \text{ KN} > N_{sd} = 77,16 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VI.4. Vérification des montants de rive (HEA300)

Il s'agit de vérifier les montants les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	N _{sd} (KN)	V _y (KN)	V _z (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
1,35(G+Q+N)	33,85	-6,64	67,58	-79,64	-10,34
G+1,5VIS	-75,59	11,47	-193,88	105,64	12,84

Tableau VI.2 : Sollicitations dans les montants de rives.

VI.4.1. Vérification à l'effort tranchant :

- Suivant Y-Y :

$$V_{ply} = A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{vy} = 84 \text{cm}^2$$

$$V_{ply} = 84 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} \right) = 1036,08 \text{KN} > V_{sd,y} = 11,47 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd,y} = 11,47 \text{KN} < 0,5V_{ply} = 518,04 \text{KN} \quad \text{Pas de réduction pour le moment résistant.}$$

- Suivant Z-Z :

$$V_{plz} = A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \right)$$

$$A_{vz} = 37,28 \text{cm}^2$$

$$V_{plz} = 37,28 \times \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} \right) = 459,82 \text{KN} > V_{sd,y} = 193,88 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{sd,y} = 193,88 \text{KN} < 0,5V_{ply} = 229,91 \text{KN} \quad \text{Pas de réduction pour le moment résistant.}$$

VI.4.2. Vérification à la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1}$$

Avec :

$$\alpha = 2 ; \beta = 1$$

$$M_{ply,z} = \frac{W_{ply,z} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left(\frac{314,63}{29545,91} \right)^2 + \left(\frac{17,83}{13698,36} \right)^1 = 1,42 \times 10^{-3} \ll 1 \quad \text{vérifiée}$$

VI.4.3. Vérification à la flexion composée :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais} \quad \mu_{y,z} \leq 0,90$$

HEA300 :

$$I_y = 18260 \text{cm}^4$$

$$I_z = 6310 \text{cm}^4$$

$$i_y = 12,74 \text{cm} \Rightarrow \lambda_y = 12,95$$

$$i_z = 7,49 \text{cm} \Rightarrow \lambda_z = 22,03$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,14 < 0,2 \Rightarrow \text{il y'a pas lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,235 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

Calcul de χ_{min} :

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,49(0,14 - 0,2) + 0,14^2] = 0,4951$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,4951 + [0,4951^2 - 0,14^2]^{0,5}} = 1,031$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,49(0,235 - 0,2) + 0,235^2] = 0,536$$

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{0,536 + [0,536^2 - 0,235^2]^{0,5}} = 0,988$$

$$\beta_{M,Z,Y} = 1,3$$

$$\mu_y = 1,031 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{641,2 - 420,6}{420,6} \right) \Rightarrow \mu_y = -0,92 < 0,9 \text{ OK}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,92 \times 75,59}{1,031 \times 112,5 \times 23,5} = 1,025 < 1,5 \text{ OK}$$

$$\mu_z = 0,988 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left(\frac{641,2 - 420,6}{420,6} \right) \Rightarrow \mu_z = -0,9 < 0,9 \text{ OK}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,9 \times 75,59}{0,988 \times 112,5 \times 23,5} = 1,026 < 1,5 \text{ OK}$$

$$\frac{75,59}{0,988 \times 2403,41} + \frac{1,025 \times 105,64}{137} + \frac{1,026 \times 12,84}{89,85} = 0,967 < 1$$

vérifiée

VI.5. Dimensionnement et vérification des ciseaux de stabilité :

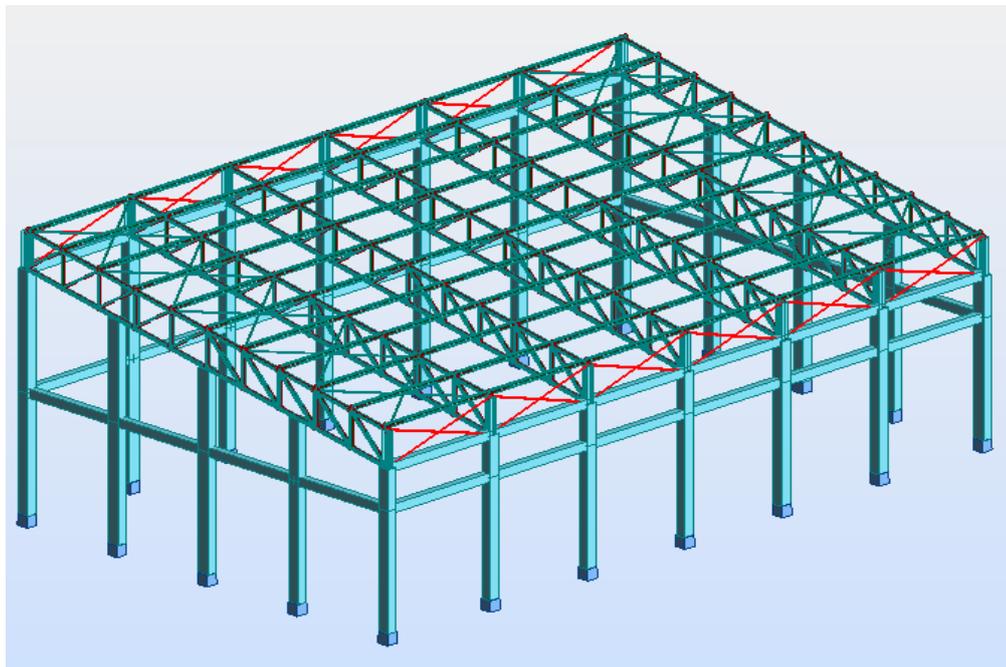


Figure VI.3 : Repérage des ciseaux de stabilités en vue 3D.

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	G+1,5WS1	32,09
Traction	G+1,5WD2	-11,73

Tableau VI.3 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités.

VI.5.1. Vérification à la traction :

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

$$N_{sd} = 11,73 \text{KN} \leq \frac{A \times 23,5}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq 0,55 \text{cm}^2$$

VI.5.2. Vérification au flambement :

Soit une section de 2L (40x40x4)

$$A = 6,16 \text{cm}^2$$

$$l_k = \frac{457}{2} = 228 \text{cm} \Rightarrow \text{articulées au milieu}$$

$$I_y = 9,94 \text{cm}^4$$

$$I_z = 25,10 \text{cm}^4$$

$$i_y = 2,018 \text{cm} \Rightarrow \lambda_y = 113$$

$$i_z = 1,2\text{cm}^4 \Rightarrow \lambda_z = 190$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,2 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,023 > 0,2 \Rightarrow \text{il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement}$$

Calcul de χ_{\min} :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(2,023 - 0,2) + 2,023^2] = 3,0$$

$$\chi_{\min} = \chi_y = \frac{1}{3 + [3^2 - 2,023^2]^{0,5}} = 0,25$$

$$N_{c,rd} = 0,25 \times 6,16 \times \frac{23,5}{1,1} = 32,90\text{KN} > N_{sd} = 32,09\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments basses (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

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 torsions.

VII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.2.1. 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 :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(MPa)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(MPa)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 : Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

VII.2.2. 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 chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VII.2.3. Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage et le boulonnage par boulons HR.

VII.2.4. Coefficient partiels de sécurité (EC03 Chap6 Art.6.1.2)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{MB} = 1,5$

VII.2.5. Coefficient de frottement (EC03 Chap6 Art.6.5.8.3)

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

Tableau VII.2 : Valeur du coefficient de frottement μ selon la surface.

VII.3. Les différents types d'assemblages

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

Dans notre projet on retrouve différents types d'assemblages qui sont :

- Assemblage Poteau-ferme.
- Assemblage des éléments de la ferme.
- Assemblage des éléments de contreventement.
- Assemblage des pannes-ferme.
- Ancrage en pied de poteau.

VII.3.1. Assemblages des éléments de la ferme

Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets.

Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs, ils cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquin âge (c'est-à-dire les lignes des rivées d'attache).cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les même raison d'opérer ainsi dans les fermes soudée, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires. Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités: ces joints de

liaison sont appelés nœuds. La conception d'une poutre à treillis consiste à choisir le type de barre la composant, le type de nœuds et le moyen d'assemblage (soudée ou boulonné). Les sections des barres peuvent être constituées de cornières jumelées à ailes égales ou inégale parfois renforcées par des plat, des sections tubulaire (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en I, H ou T. L'assemblage des différentes barres aux nœuds se fait soit par un assemblage boulonné ou soudée à l'aide de cordons de soudures, jamais les deux moyens ensemble.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous :

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Efforts (KN)	548,38	-523,36	308,70KN	-167,40
Section	2L90×90×10	2L90×90×10	2L60×60×8	2L60×60×5

Tableau VII.3 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est $F/2$.

VII.3.1.1. Pré dimensionnement des goussets

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures $N = 548,38$ KN compris entre 450-750.
- Pour les membrures inférieures $N = 320,06$ KN compris entre 450-750.
- Pour les diagonales $N = 308,70$ KN compris entre 200-450.
- Pour les montants $N = 167,40$ KN < 200 KN.

Donc on choisit $e = 12$ mm.

VII.3.1.2. Assemblages gousset diagonales

La section des diagonales : Cornières 2L60×60×8.

Donc on fait le dimensionnement de l'assemblage par l'effort maximal.

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum : $N = 308,7$ KN

N_{sd} provoque :

1. Cisaillement des boulons.
2. Pression diamétrale.

a) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Ou :

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.}$$

On considère forfaitairement **3** boulons de classe **6.8**.

$\alpha_v = 0,5$: pour les classes de boulons 6.8, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

$f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$ (classe 6.8)

$\gamma_{Mb} = 1,25$ (boulon sollicité au cisaillement)

V_{sd} : effort tranchant de calcul par boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

p : nombre des plans de cisaillement. ($p = 2$)

n : nombre des boulons. ($n = 3$)

A_s : aire de cisaillement du boulon.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = \frac{308,70}{2 \times 3} = 51,45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow 51,45 \leq \frac{0,5 \times 600 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 214,375 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon de M20 avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$.

❖ Disposition des boulons :

Boulons M20 : $d_0 = 22 \text{ mm}$.

Cornières 2L60×60×8 : $t = 8 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_1 \leq 12t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,5d_0 \\ e_2 \leq 12t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{ mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2d_0 \\ p_1 \leq 14t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 96 \text{ mm} ; \quad e_2 = 40 \text{ mm} ; \quad p_1 = 70 \text{ mm}$$

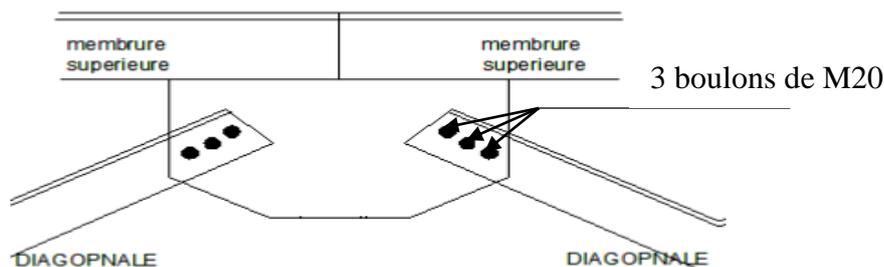


Figure VII.2 : Assemblage « diagonale-gousset ».

On opte pour un gousset de 12mm et des boulons M20, $d_0=22\text{mm}$.

b) Vérification de la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,rd}$$

Ou :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = 0,81$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,81 \times 360 \times 20 \times 8}{1,25} = 104,51\text{KN}$$

Donc : $V_{sd} = 51,45\text{KN} < F_{b,rd} = 104,51\text{KN}$ vérifiée

Conclusion

Pour l'assemblage « diagonales gousset » on opte 3 boulons de M20 avec un gousset de 12mm d'épaisseur.

VII.3.1.3. Assemblages gousset montants

La section des montants : Cornières 2L60×60×5.

Donc on fait le dimensionnement de l'assemblage par l'effort maximal.

$N_{sd} = 167,40\text{KN}$ (l'effort de compression représente un effort axial par rapport à la cornière et un effort de cisaillement par rapport au boulon).

a) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Ou :

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.}$$

On considère forfaitairement 3 boulons de classe 6.8.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = \frac{167,40}{2 \times 3} = 27,9 \text{KN}$$

$$V_{sd} \leq F_{v,rd} \Rightarrow 27,9 \leq \frac{0,5 \times 600 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 116,25 \text{mm}^2$$

On opte un boulon de M16 avec : $d_0 = 17 \text{mm}$.

❖ **Disposition des boulons :**

Boulons M16 : $d_0 = 17 \text{mm}$.

Cornières 2L60×60×5 : $t = 5 \text{mm}$.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_1 \leq 12t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} e_2 \geq 1,5d_0 \\ e_2 \leq 12t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \quad \begin{cases} p_1 \geq 2,2d_0 \\ p_1 \leq 14t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 60 \text{mm} ; \quad e_2 = 30 \text{mm} ; \quad p_1 = 50 \text{mm}$$

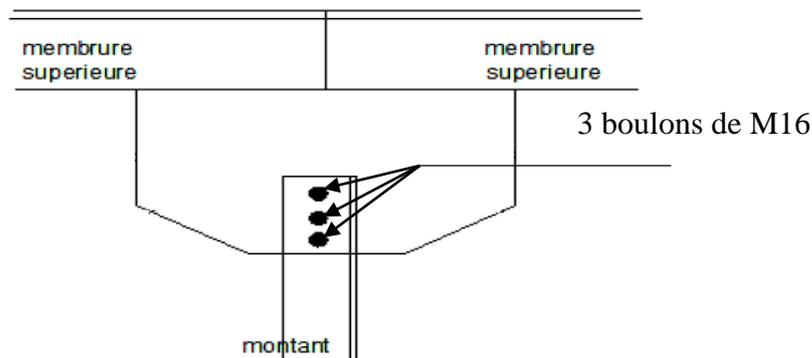


Figure VII.3 : Assemblage « montants-gousset ».

On opte pour un gousset de 12mm et des boulons M16, $d_0=17 \text{mm}$.

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,rd}$$

Ou :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = 0,73$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,73 \times 360 \times 16 \times 5}{1,25} = 42,07 \text{KN}$$

Donc : $V_{sd} = 27,9 \text{KN} < F_{b,rd} = 42,07 \text{KN}$ vérifiée

Conclusion

Pour l'assemblage « diagonales gousset » on opte pour 3 boulons de M20 avec un gousset de 12mm d'épaisseur, par contre l'assemblage du « montants gousset » on opte pour 3 boulons de M16 avec un gousset de 12mm.

VII.3.1.4. Assemblages gousset membrures de la ferme

a) Pré dimensionnement de la gorge :

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} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 12 \text{mm}$ (épaisseur du gousset).

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 12 \text{mm} \Rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 6 \text{mm}$$

On prend :

$$a = 3,5 \text{mm}$$

b) Les longueurs de soudures :



Figure VII.3 : Détail assemblage gousset-membrures de la ferme.

Les longueurs de soudure sont calculées comme suit :

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{N/2 \times \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC03 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{N/2 \times \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

N/2 : effort repris par chaque cornière

γ_{M0} : Coefficient de sécurité = 1,25

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure a = 3,5mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

$N_{sd} = \max(N_{sd} \text{ de membrure supérieure ; } N_{sd} \text{ de membrure inférieure})$

$N_{sd} = 548,38$ KN

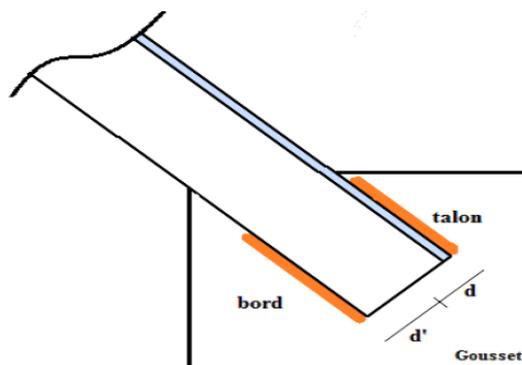


Figure VII.4 : Longueurs des soudures.

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Elément	Types de cornière	Distances		Longueurs des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{Talon} (cm)	L _{Bord} (cm)	
Membrures supérieures	2L90×90×10	6,36	2,58	27	11	3,5
Membrures inférieures	2L90×90×10	6,36	2,58	27	11	3,5

Tableau VII.4 : Dimension des cordons de soudures.

VII.3.2. Assemblages des éléments de contreventement (poutre au vent)

VII.3.2.2. Assemblages de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités au cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximal.

N = 88,09KN

Cornière : L80×80×8.

a) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Ou : $F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$: Résistance au cisaillement par plan de cisaillement.

On utilise des boulons ordinaires M16 de classe 6.8.

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

$$p = 1 ; A_s = 157 \text{mm}^2$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 600 \times 157}{1,25} = 37,68 \text{KN}$$

$$n \geq \frac{N_{sd}}{p \times F_{v,rd}} \Rightarrow n \geq \frac{88,09}{1 \times 37,68} = 2,34$$

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = \frac{88,09}{1 \times 3} = 29,36 \text{KN} < 37,68 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Pour cet assemblage on opte pour 3 boulons ordinaires M16, $d_0 = 13 \text{mm}$ avec un gousset de 12mm.

❖ Disposition des boulons :

Boulons M16 : $d_0 = 17 \text{mm}$.

Cornières 2L60×60×5 : $t = 5 \text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2d_0 \\ e_1 \leq 12t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,5d_0 \\ e_2 \leq 12t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{mm} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2d_0 \\ p_1 \leq 14t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 60 \text{mm} ; \quad e_2 = 30 \text{mm} ; \quad p_1 = 50 \text{mm}$$

On opte pour 3 Boulons ordinaires M16 avec un gousset de 12mm.

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,rd}$$

Ou :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 = 0,73$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,73 \times 360 \times 16 \times 8}{1,25} = 67,31 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} = 29,36 \text{KN} < F_{b,rd} = 67,31 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion

Pour l'assemblage « diagonales de poutre au vent - gousset » on opte 3 boulons de M16 avec un gousset de 12mm d'épaisseur.

VII.3.3. Assemblage de l'échantignolle

VII.3.3.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

Voire schéma statique de l'échantignolle (figure III.12 chapitre III).

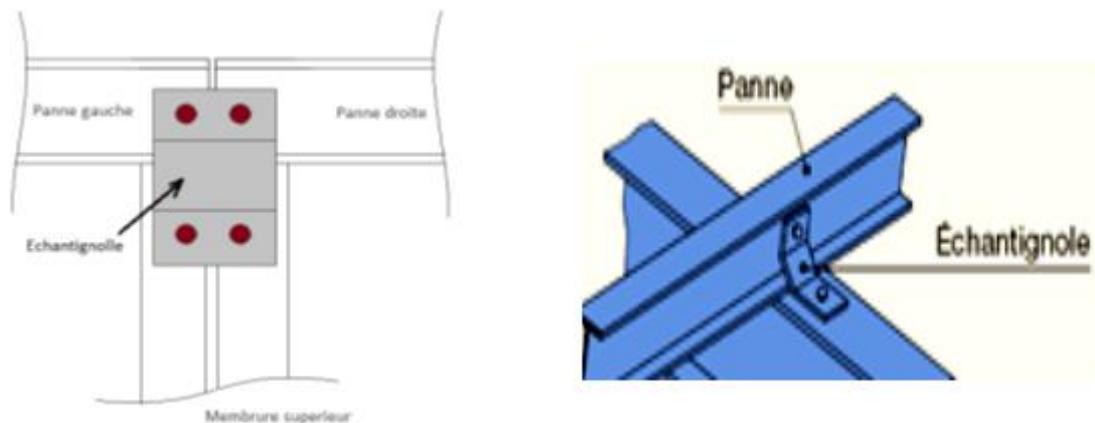


Figure VII.5 : Vue en face et 3D de l'échantignolle.

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M16 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$.

$R_{vz \max} = 57,61\text{KN}$ et celui due au vent (voire chapitre III calcul de l'échantignolle).

Dans ce cas le boulon travaille au cisaillement seul.

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 600 \times 157}{1,25} = 37,68\text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{57,61}{2} = 28,805\text{KN} < F_{v,rd} = 37,68\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.3.3.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure supérieure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction,

Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_y = 57,57\text{KN}$$

$$V_z = 1,96\text{KN}$$

Soit un boulon ordinaire M16 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600\text{MPa}$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,rd}} \leq 1 \quad \text{avec : } F_{t,rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 157 \times 600}{1,25} = 67,824 \text{KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,rd}} = \frac{28,805}{37,68} + \frac{0,95}{1,4 \times 67,824} = 0,77 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

VII.3.4. Assemblage poteau-ferme

VII.3.4.1. Disposition des boulons

Afin de pouvoir réaliser un bon encastrement, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L (60x60x5), ainsi que le montant de rive par un HEA300, qui permettrait de réaliser l'assemblage adéquat.

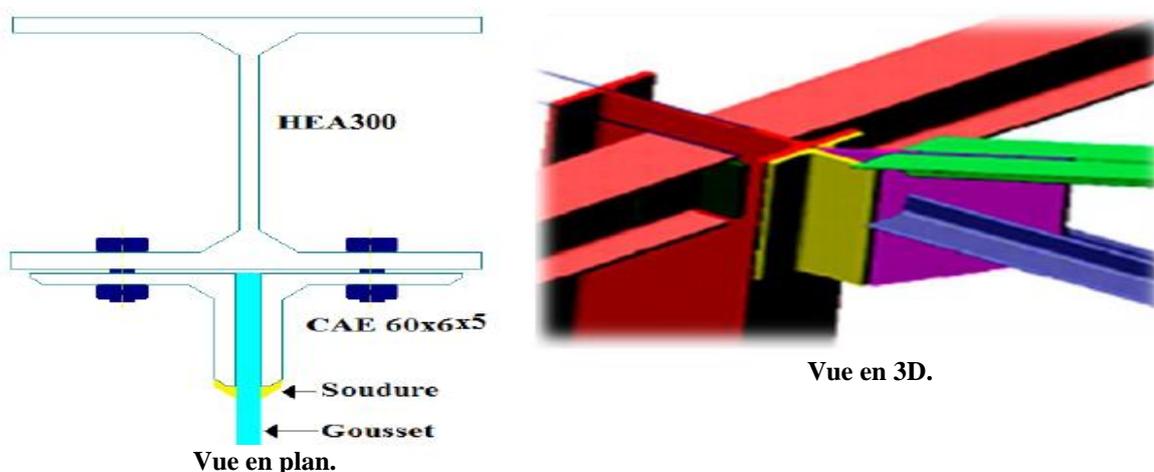


Figure VII.6 : Détail assemblage poteau ferme.

L'assemblage sera sollicité par un moment **M** qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant **V** du à l'effort de traction dans le dernier montant.

L'ELU : CAS (G + 1.5 WS1)

$$\begin{cases} M_u = 21,82 \text{KN.m} \\ V_u = 93,35 \text{KN} \end{cases}$$

On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M12 ; $d_0 = 13 \text{mm}$, 2L (60x60x5) $t = 5 \text{mm}$, de longueur = 150cm.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_{\max} \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_{\max} \\ 1,5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{d'ou :} \quad \begin{cases} 15,6 \text{mm} \leq e_1 \leq 60 \text{mm} \\ 28,6 \leq p_1 \leq 70 \text{mm} \\ e_2 > 19,5 \text{mm} \end{cases}$$

Soit : $e_1 = 40 \text{mm}$; $p_1 = 60 \text{mm}$; $e_2 = 21 \text{mm}$

Les 3 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 150 - 4 = 146\text{cm}$$

$$d_2 = 146 - 6 = 140\text{cm}$$

$$d_3 = 140 - 6 = 134\text{cm}$$

$$N_1 = \frac{21,82 \times 1,46}{(1,46)^2 + (1,40)^2 + (1,34)^2}$$

$$N_1 = 5,42\text{KN}$$

$$N_1 = 2,71\text{KN} \quad \text{Effort de traction sur un boulon}$$

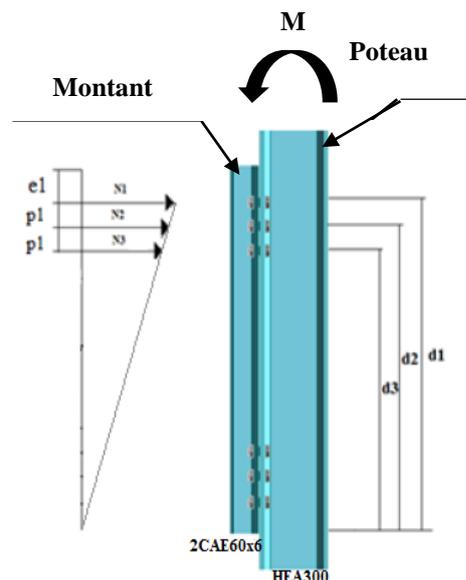


Figure VII.7 : Assemblage poteau-ferme.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

n : nombre de boulon.

p : nombre de plan de cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{93,35}{12 \times 1} = 7,78\text{KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times \eta (F_p - 0,8 \times F_{t,sd})}{\gamma_s}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte.

f_{ub} : résistance ultime du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800\text{MPa}$.

γ_{ms} : Coefficient de sécurité ($\gamma_{ms} = 1,25$).

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$.

n : nombre de plan de contact $n = 1$.

μ : Coefficient de frottement surface brossée ($\mu = 0,3$)

VII.3.4.2. Vérifications**a) A l'assemblage trop long :**

La longueur de l'assemblage est : $L = 1500 - (2 \times 60) = 1380 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

$L = 1380 \text{ mm} > 15 \times d = 180 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{1380 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,5$$

$$V_R = \frac{0,5 \times 1 \times 1[(0,7 \times 1,15 \times 80) - (0,8 \times 2,71)]}{1,25} = 24,89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,78 \text{ KN} < V_R = 24,89 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

b) Au poinçonnement :

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$d_m = 20,5 \text{ mm.}$$

$t_p = 5 \text{ mm}$ (épaisseur de la cornière).

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 20,5 \times 5 \times 360}{1,25} = 55,64 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 2,71 \text{ KN} < B_{p,rd} = 55,64 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

c) Pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,rd}$$

Ou :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 5}{1,25} = 43,20 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} = 7,78 \text{ KN} < F_{b,rd} = 43,20 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

VII.3.5. Assemblage des éléments de la ferme

VII.3.5.1. Détail d'assemblage du couvre joint

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en quatre éléments ; les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera diviser au milieu.

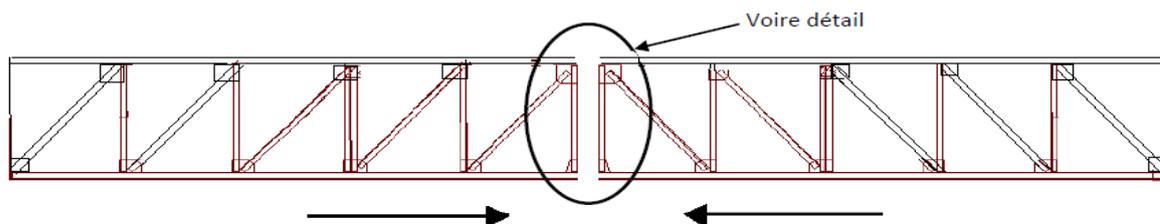


Figure VII.8 : Assemblage des deux éléments de la ferme.

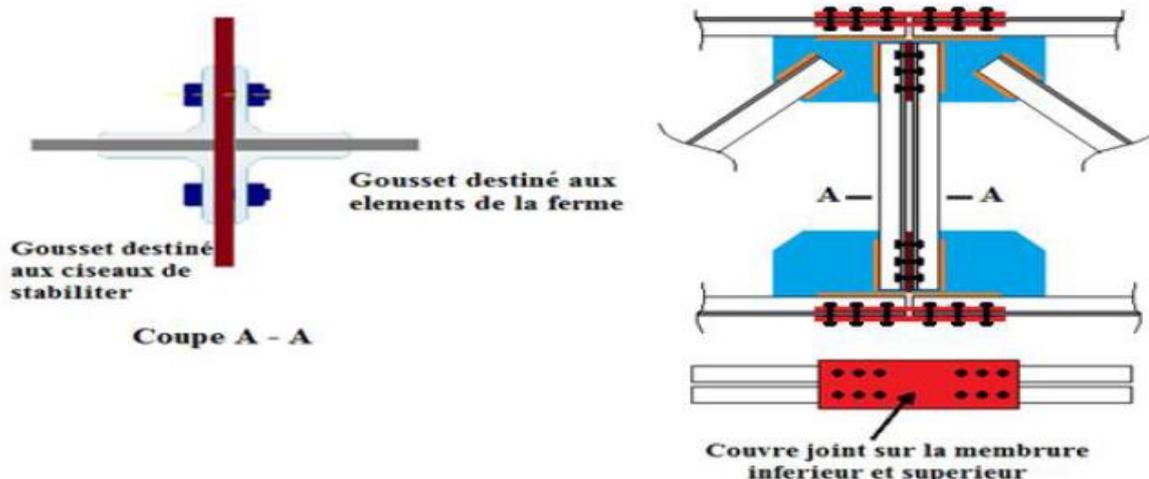


Figure VII.8 : Détail d'assemblage des deux éléments de la ferme.

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite à un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 12 boulons ordinaires M14 de classe 6.8 ; $d_0 = 15\text{mm}$.

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t_{\max} \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t_{\max} \end{cases} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} 18\text{mm} \leq e_1 \leq 60\text{mm} \\ 33\text{mm} \leq p_1 \leq 70\text{mm} \end{cases}$$

Soit : $e_1 = 40\text{mm}$; $p_1 = 60\text{mm}$

VII.3.5.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme

VII.3.5.2.1. Schéma statique équivalent

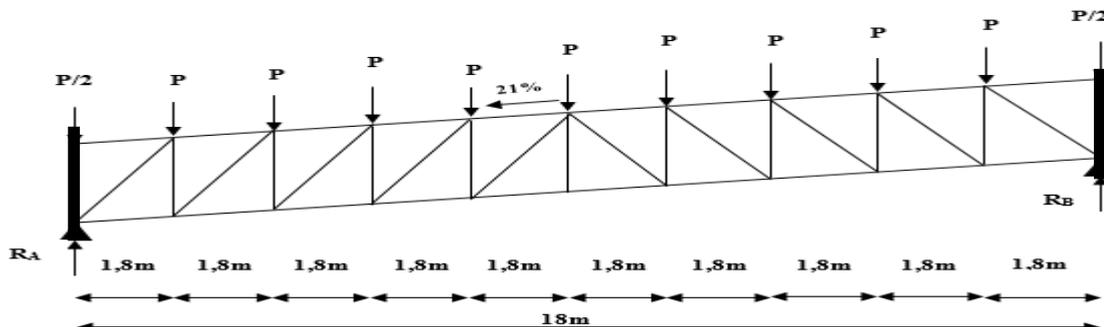


Figure VII.9 : Schéma statique équivalent de la ferme.

Avec H et la hauteur du montant du milieu; 150 cm.

Calcul de G :

Poids de la ferme : 7,515KN

Poids des pannes : $11 \times 0,224 \times 5,15\text{m} = 12,75\text{KN}$

Poids de la couverture : $0,142 \times 21,2\text{m} \times 5,15\text{m} = 15,50\text{KN}$

Poids des accessoires d'attache : $0,03 \times 92,7 = 2,78\text{KN}$

$$G = 38,55\text{KN} \Rightarrow P_G = \frac{37,55}{18,6} = 2,072 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Calcul de S :

$$S = 0,675 \times 92,7 = 62,57\text{KN} \Rightarrow P_s = 3,36 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Calcul de W :

$$W = -3,125 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow P_W = -16,09 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

1^{er} Cas : G + 1,5W

$$P_u = 2,072 - (1,5 \times 16,09) = -22,07\text{KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{22,07 \times 18^2}{8} = 893,78\text{KN.m}$$

2^{ème} Cas : 1,35G + 1,5S

$$P_u = (1,35 \times 2,072) + (1,5 \times 3,36) = 7,84\text{KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{7,84 \times 18^2}{8} = 317,41\text{KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 W.

Le couvre joint sera sollicité par un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{893,78}{1,5} = 595,85 \text{KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{\max}}{n \times p} = \frac{595,85}{12 \times 2} = 24,83 \text{KN}$$

VII.3.5.3. Vérifications

a) A l'assemblage trop long :

Longueur du couvre joint : 340mm

La longueur de l'assemblage est : $L = 380 - (2 \times 40) = 300 \text{mm}$

$15 \times d = 15 \times 14 = 210 \text{mm}$

$L = 300 \text{ mm} > 15 \times d = 210 \text{mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{300 - 210}{200 \times 14} \right) = 0,97$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times \beta \times A_s \times f_{ub}}{1,25} = \frac{0,5 \times 0,97 \times 115 \times 600}{1,25} = 26,71 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 24,83 \text{KN} < V_{v,Rd} = 26,71 \text{KN}$$

vérifiée

b) Pression diamétrale :

$$V_{sd} \leq F_{b,rd}$$

Ou :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 14 \times 5}{1,25} = 50,40 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } F_{v,sd} = 24,83 \text{KN} < F_{b,rd} = 50,40 \text{KN}$$

vérifiée

c) Rupture de la section nette :

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_{nette} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (90 - 15) \times 10 = 750 \text{mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1710 - (15 \times 10) - 750 = 810 \text{mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 750}{3 \times 750 + 810} = 0,735$$

$$A_{\text{nette}} = 2(A_1 + \zeta A_2) = 2(750 + 0,735 \times 810) = 2691,176 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{\text{nette}} \times f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 2691,176 \times 360}{1,25} = 697,55 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 697,55 \text{ KN} > F_{v,sd} = 595,85 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

On devra ajouter forfaitairement à cette assemblage 6 rangés de boulons ordinaires M14 de classe 6.8 afin d'assembler les deux montants du milieu. Comme le montre la figure VII.8.

VII.3.6. Assemblage de la ferme sur le poteau en béton

VII.3.6.1. Introduction

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

- **Sollicitations**

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Combinaisons	N (KN)	M _y (KN.m)	V _y (KN)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
1,35(G+Q+N)	33,85	-79,64	-6,64	-10,34	67,58
G+1,5VIS	-75,59	105,64	11,47	12,84	-193,88

Tableau VII.5 : Les sollicitations les plus défavorables.

On opte 4 tiges avec la disposition suivante :

h_p : la hauteur de la section HEA300 $\Rightarrow h_p = 290 \text{ mm}$.

b_p : la largeur de la section HEA300 $\Rightarrow b_p = 300 \text{ mm}$.

c : le débord, donné par : $c = (100 \text{ à } 150) \text{ mm}$, on prend : $c = 100 \text{ mm}$.

D'où :

$a = 390 \text{ mm}$

$b = 500 \text{ mm}$

Soit : $e_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$.

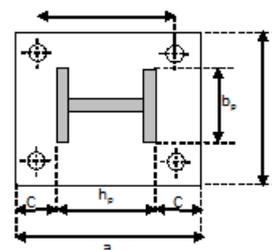


Figure VII.10 : Dispositions constructives.

VII.3.6.2. Dimensionnement des tiges d’ancrages

Les tiges d’ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous l’effort de traction le plus défavorable.

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

$$N_t = 75,59\text{KN}$$

$$\frac{N_{st}}{4} \leq \frac{\pi \times \varphi^2 \times f_y}{4} \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \times f_y}}$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{75,59}{\pi \times 23,5}} = 1,012\text{cm}$$

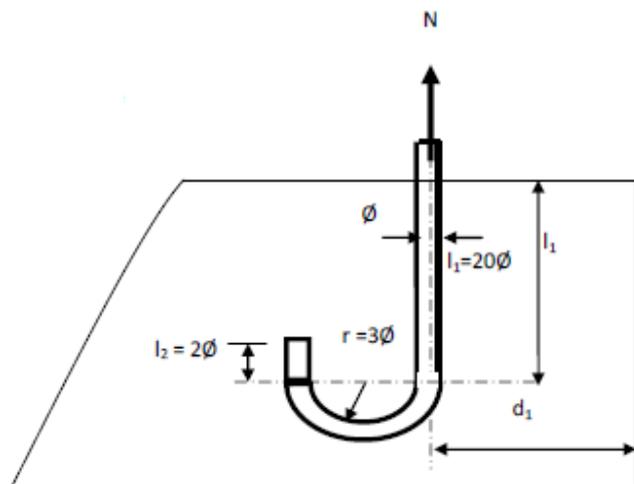


Figure VII.11 : Détail de la tige d’ancrage.

Soit des tiges d’ancrage de 40mm de diamètre.

VII.3.6.3. Vérification de la tige d’ancrage

L’effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

N_a : effort normal résistant d’une tige.

$$r = 3\varphi ; l_1 = 20\varphi ; l_2 = 2\varphi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350kg/m³

$$r = 3\varphi = 12\text{cm}$$

$$l_1 = 20\varphi = 80\text{cm}$$

$$l_2 = 2\varphi = 8\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{4}{\left(1 + \frac{4}{5}\right)^2} (80 + 76,8 + 28) = 78,71\text{KN}$$

$$N_a = 78,71\text{KN} > N_{st} = 75,59\text{KN}$$

vérifiée

Donc on opte pour des tiges de diamètre : **φ = 40mm**

VII.3.6.4. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{10,56}{75,59} = 0,14\text{m}$$

$$e = 14\text{cm} > \frac{D}{6} = \frac{39}{6} = 6,5\text{cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction).

$A = 6,28\text{cm}^2$ (A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$$l = 39\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm}$$

$$b = 40\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

$$h'^3 + 12h'^2 + 551,07h' - 19287,47 = 0 \Rightarrow h' = 17,8\text{cm}$$

a) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 75,59 \times 39}{40 \times 17,8 \left(35 - \frac{17,8}{3} \right)} = 2,9\text{MPa} < f_{bu} = 14,2\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

b) Les contraintes des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{75,59}{6,28} \times \frac{39 - 35 + \frac{17,8}{3}}{\left(35 - \frac{17,8}{3} \right)} = 41,13\text{MPa} < f_y = 235\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

VII.3.6.5. Calcul de l'épaisseur de la platine

a) Suivant la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2,9 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,145 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1,63}{2}\right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,0271 \text{KN.m}$$

$$M_1 - M_2 = 0,145 - 0,0271 = 0,118 \text{KN.m}$$

- Le module d'inertie de la platine pour b = 1cm :

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \times t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b \times t^2}{6}$$

- La contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,118 \times 6}{23,5 \times 10^{-2}}} = 1,735 \text{cm}$$

$$t \geq 1,735 \text{cm}$$

b) Suivant la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,9 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,145 \text{KN.m}$$

$$D'ou : t \geq \sqrt{\frac{0,145 \times 6}{23,5 \times 10^{-2}}} = 1,925 \text{cm}$$

$$t \geq 1,925 \text{cm}$$

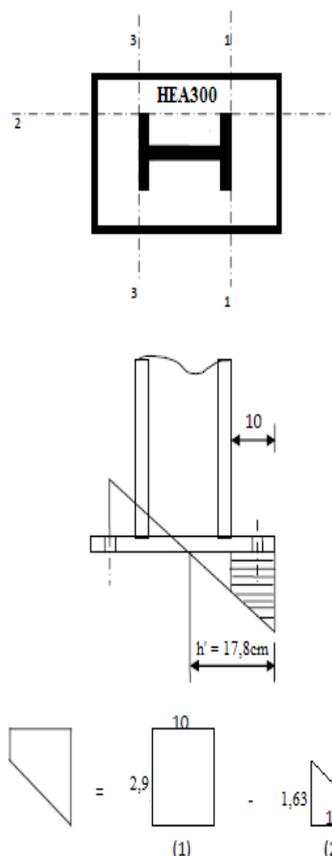


Figure VII.12 : Vérification dans la section 1-1.

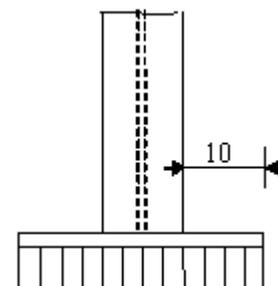


Figure VII.13 : Vérification dans la section 2-2.

c) **Suivant la section 3-3 :**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0,05T$

$$T = A \times \sigma_a = 6,28 \times 41,13 \times 10^{-1} = 25,83 \text{KN}$$

$$M = 0,05 \times 25,83 = 1,292 \text{KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 \times t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$t \geq \sqrt{\frac{1,292 \times 6}{23,5 \times 50}} = 0,0812 \text{cm}$$

$$t \geq 0,0812 \text{cm}$$

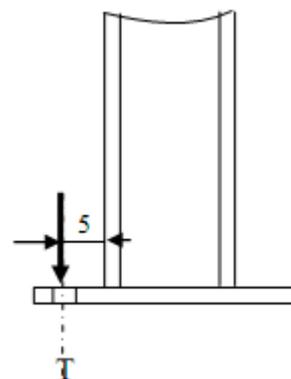


Figure VII.14 : Vérification dans la section 3-3.

En conclusion : On sélectionnera une platine de **20mm** d'épaisseur (section 2-2 est la plus défavorable).

Chapitre VIII : Etude de l'ossature

VIII.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+1,2E$ **RPA99 V2003 (Art 5.2)**
- 4) $G+Q-1,2E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

VIII.1.1. Les recommandations de l'RPA99 V2003

- 1) **Armatures longitudinales :** **RPA99 V2003 (Art 7.4.2.1)**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Leur pourcentage minimal est de : $0,8 \% b_1 \times h_1$ (Zone II).
 - Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
 - Le diamètre minimal est de 12mm.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux d'après RPA :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) = 0,8%A	A _{max} (cm ²) = 4%A zone courante	A _{max} (cm ²) = 6%A zone nodale
Poteau type 1	50×40	16	80	120

Tableau VIII.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon RPA99 V2003.

2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99 V 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$t \leq \min(10 \times \varphi_1 ; 15\text{cm})$ (Zone nodale).

$t \leq 15 \times \varphi_1$ (Zone courante).

φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par l'effort tranchant.

$\rho = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Elancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$A_{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

$A_{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g < 5$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ.

VIII.1.2. Ferrailage des poteaux

1) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait pour le cas extrême, en introduit ainsi les sollicitations les plus défavorables dans le logiciel **SOCOTEC**, et on vérifiera par la suite le ferrailage minimum donné par le **RPA99 V2003** en zone **IIa**.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
40x50	123,6	-13,39	22,87	-121,58	123,03	43,78	10	16	4T16+6T14= 17,28

Tableau VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

2) Les armatures transversales :

Section (cm ²)	40x50
φ _l ^{max} (cm)	1,6
φ _l ^{max} (cm)	1,4
l _f (cm)	308,1
λ _g	9,502
t _{zone nodale} (cm)	12
t _{zone courante} (cm)	20
V _u (KN)	43,78
A ^t (cm ²)	1,0945
A _{min} ^t (cm ²) zone nodale	1,8
A _{min} ^t (cm ²) zone courante	3
A _{adoptée} ^t (cm ²)	3,14
Nombre de barres	4HA10

Tableau VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du **RPA 99 V2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales (φ_t ≥ 1/3 × φ_l^{max}), ce qui vérifiée dans notre cas.

VIII.1.3. Vérifications

1) Vérifications à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B. 8. 4. 1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 5,43 = 3,801\text{m}$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,5^3}{12} = 4,17 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4,17 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3,801}{0,144} = 26,40 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{26,40}{35}\right)^2} = 0,763$$

D'après le BAEL91 version 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (50 - 2,5) \times (40 - 2,5) \times 10^{-4} = 0,178 m^2$$

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 0,763 \left(\frac{0,178 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 17,28 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,5} \right)$$

$$N_u = 2866,66 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 123,60 \text{ KN} < 2866,66 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

2) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d)}{b \times h + 15 \times A}$$

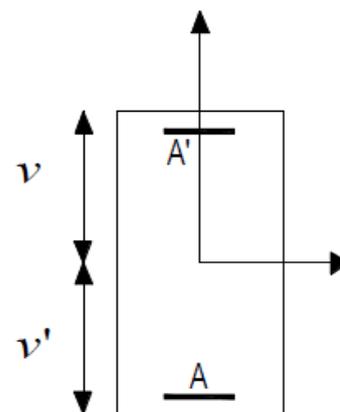


Figure VIII.1 : Section d'un poteau.

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
40x50	45	17,28	27,29	22,71	0,00508	79,02	28,36	1,92	15

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

3) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA99 V2003 (Art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
40x50	3,801	9,502	0,075	45	43,78	0,243	1,875

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

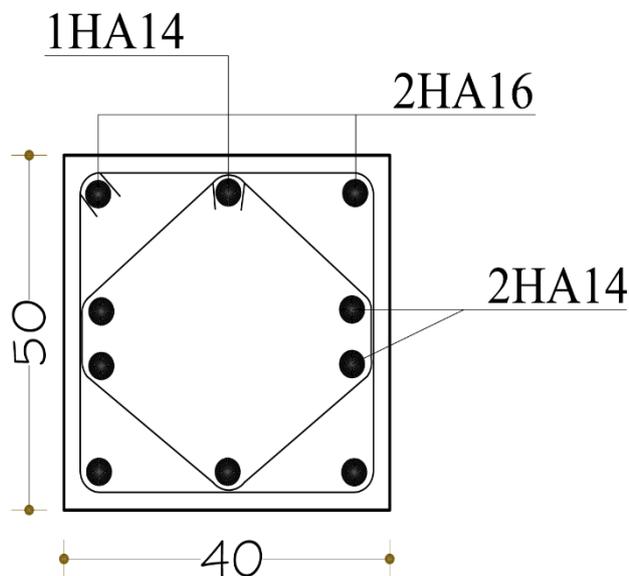


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

Disposition constructive des armatures des poteaux :

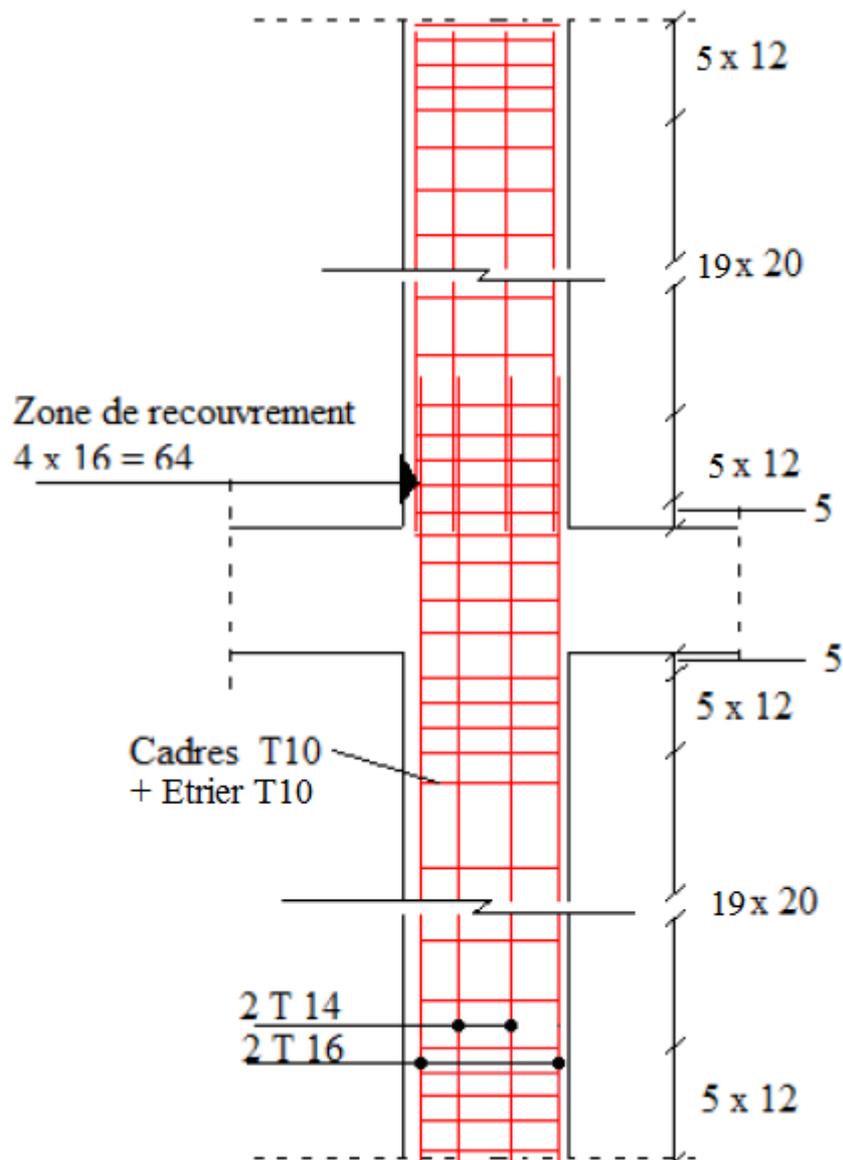


Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VIII.2. Etude des poutres de chainages

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $0,8G+E$
- 5) $0,8G-E$

RPA99 V2003 (Art 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

VIII.2.1. Recommandation du RPA

1) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, $A_t^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué à 90° .

2) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_1\right)$ Dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{3}$ En dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VIII.2.2. Ferrailage des poutres de chainages

1) Armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraies du logiciel ROBOT, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum exigé par le RPA99 V2003.

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
30x40	Appui	-45,19	18,35	3,6	6	6HA12=6,79
	Travée	30,03	0	2,3	6	6HA12=6,79

Tableau VIII.5 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z_c : Zone courante.

Z_r : Zone de recouvrement.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \varphi \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

2) Armatures transversales :

$$\varphi \leq \min\left(\varphi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \varphi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\varphi \leq \min(1,2; 1,14; 3)\text{cm}$$

Donc on prend $\varphi = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3,14\text{cm}^2$ (un cadre + un étrier)

3) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 104,66\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9h; 40)\text{cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 36\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18,35 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,17\text{MPa}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,3(0,17 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow S_{t3} \leq -72,81\text{cm}$$

Et d'après l'**RPA99 version 2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \text{ On adopte un espacement de } 20\text{cm} \text{ pour la zone courante.}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_1\right) = \min(10; 12)\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

On adopte un espacement de 10cm pour la zone nodale sur une longueur de **$l=2 \times h= 80\text{cm}$** .

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 37$$

$$A_{\min} = 2,22\text{cm}^2 < A_t = 3,14\text{cm}^2$$

vérifiée

VIII.2.3. Vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ telle que : } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad \text{FPN BAEL91 (Art H. III. 1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)
30x40	18,35	0,165	3,25

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

τ_u = 0,165MPa < τ̄ = 3,25MPa ⇒ Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ En appui de rive :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ En appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	A _l (cm ²)	M _u ^a (KN.m)	A _{p rive} (cm ²)	A _{p inter} (cm ²)
30x40	6,79	-45,19	0,0527	-0,337

Tableau VIII.7 : Vérification au cisaillement.

d) Vérification à l'ELS

❖ A l'état limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

❖ **Etat limite de compression du béton :**

$$FPN \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

$$y = 14,64\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$I = 11,45\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,626 \times 10^{-3}}{11,45 \times 10^{-4}} \times 0,1464$$

$$\sigma_{bc} = 1,57\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{40}{530} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0754 > 0,0625$$

vérifiée

$$M_t = 7,61\text{KN.m}$$

$$G = 19,44\text{KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3\text{KN/m}$$

$$q_u = 19,44 + 3 = 22,44\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22,44 \times 5,3^2}{8} = 78,80\text{KN.m}$$

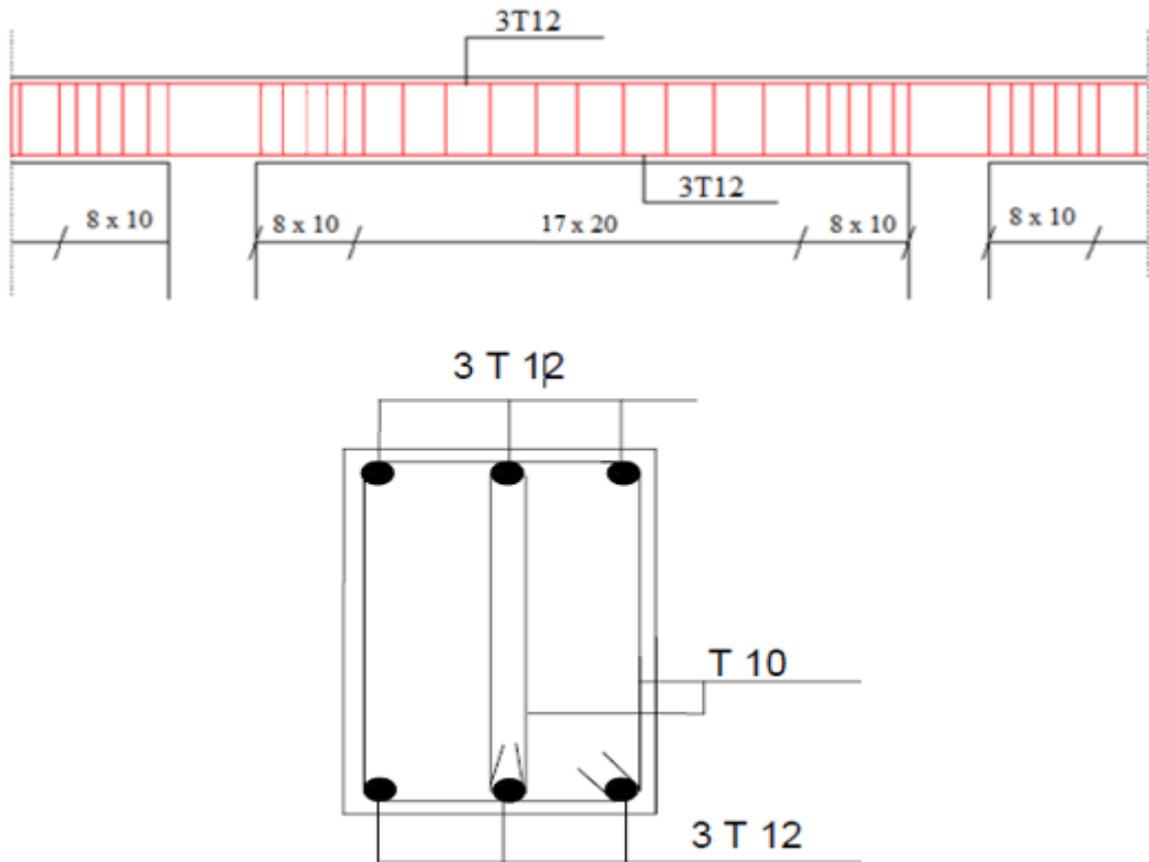
$$(2) \Rightarrow \frac{40}{530} = 0,0754 > \frac{7,61}{10 \times 78,80} = 0,0096$$

vérifiée

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0061 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

vérifiée

Dispositions constructives des poutres de chainages :



En travée et en appuis

Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La contrainte admissible du sol site S_2 $\sigma_{sol} = 1,4\text{bars}$.

La profondeur d'ancrage : $D = 2,00\text{m}$ (Voir l'annexe).

IX.2. Choix de type de fondation

D'après le **RPA99 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \mp E$
- $0,8G \mp E$

XI.2.1. Détermination des sollicitations

Les sollicitations les plus défavorables sont données par le **ROBOT** et sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	$1,35(G+Q+N)$	$G+0,9(Q+S)$
N^{\max} (KN)	203,62	342,60	246,14
M_y (KN.m)	18,80	28,31	7,73
M_z (KN.m)	50,63	55,6	19,28
V_y (KN)	11,58	10,98	8,24
V_z (KN)	17,94	24,16	16,46

Tableau IX.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (40x50).

IX.2.2. Pré dimensionnement de la semelle

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (axb), donc les semelles sont rectangulaire (AxB). A et b : dimension du poteau considéré. Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a*b), donc : $S = AxB$.

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h = d + c ; avec $c = 5 \text{ cm}$.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{A - a}{4} \end{array} \right. \text{BAEL91 - ch15. III Art1.2}$$

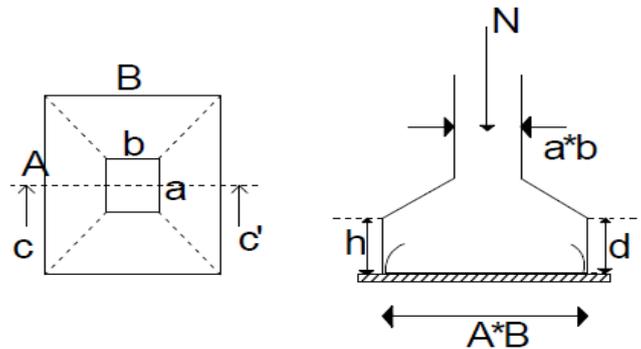


Figure IX.1 : Dimension de la semelle.

$$N^{\max} = 342,60\text{KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et poteau homothétique)}$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{a \times \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{0,5 \times 0,3426}{0,4 \times 0,14}} \Rightarrow B \geq 1,75\text{m}$$

$$\text{D'ou : } A = \frac{a}{b} \times B = \frac{0,4}{0,5} \times 1,75 = 1,40\text{m}$$

Soit : **A = 1,50m & B = 1,80m**

❖ **Critère de non poinçonnement :**

On doit vérifier que :

$\sigma_M \leq 2\sigma_{\text{sol}}$: Situation accidentelle.

$\sigma_M \leq 1,33\sigma_{\text{sol}}$: Situation durable.

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{a}{6} \\ e < \frac{A}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sens A}$$

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{b}{6} \\ e < \frac{B}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sens B}$$

On conclura :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \Rightarrow \text{sens B}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \Rightarrow \text{sens A}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

Si non :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2 \times N}{3 \left(\frac{A}{2} - e_0 \right) B} \quad \sigma_M = \frac{3\sigma_{\text{max}}}{4}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,4 \text{bars}$$

IX.2.3. Dimensionnement de la semelle :

$$d = \max \left\{ \frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1,8 - 0,5}{4} = 32,5 \text{cm}, \frac{1,5 - 0,4}{4} = 27,5 \text{cm} \right\}$$

Soit : $d = 35 \text{cm}$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40 \text{cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau.

$$l_1 = 2 - 0,4 = 1,60 \text{m}$$

- **Poids de la semelle :**

$$P = 1,8 \times 1,5 \times 0,4 \times 25 = 27 \text{KN}$$

- **Les moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+S)
N^{max} (KN)	230,62	369,60	273,14
M_{by} (KN.m)	54,68	76,63	40,65
M_{bz} (KN.m)	73,79	77,56	35,76
V_y (KN)	11,58	10,98	8,24
V_z (KN)	17,94	24,16	16,46

Tableau IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

IX.2.4. Vérification des contraintes :

On a : $e_0 = \frac{M_y}{N}$

On a : $\begin{cases} \frac{A}{6} = 0,25 \Rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{6} = 0,30 \Rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$

Condition vérifier sauf dans le cas accidentelle sens A, d'où le diagramme est trapézoïdale, les formule a utilisée est :

$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$

$\sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$

$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bars)	σ _{min} (bars)	σ _M (bars)
Situation accidentelle		Sens B	0,237	1,528	0,179	1,191
		Sens A	0,319>A/6	1,762	-0,054	1,308
Situation durable	ELU	Sens B	0,207	2,313	0,428	1,841>1,4
		Sens A	0,210	2,327	0,410	1,847>1,4
	ELS	Sens B	0,148	1,510	0,512	1,260
		Sens A	0,131	1,453	0,570	1,232

Tableau IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle et à l'ELU dans le sens B et A n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle à **A= 1,8m** et **B = 2,0m**.

$d = \max \left\{ \frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{2,0 - 0,5}{4} = 37,5\text{cm}, \frac{1,8 - 0,4}{4} = 35\text{cm} \right\}$

Soit : d = 40cm

h = d + c = 40 + 5 = 45cm

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau.

$$l_1 = 2 - 0,45 = 1,55\text{m}$$

- **Poids de la semelle :**

$$P = 1,8 \times 2 \times 0,45 \times 25 = 40,5\text{KN}$$

- **Les moments à la base :**

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	244,12	383,10	286,64
M_{by} (KN.m)	54,68	76,63	40,65
M_{bz} (KN.m)	73,79	77,56	35,76
V_y (KN)	11,58	10,98	8,24
V_z (KN)	17,94	24,16	16,46

Tableau IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type1.

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{A}{6} = 0,30 \Rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{6} = 0,33 \Rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Condition vérifier sauf dans le cas accidentelle sens A, d'où le diagramme est trapézoïdale, les formule a utilisée est :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bars)	σ _{min} (bars)	σ _M (bars)
Situation accidentelle		Sens B	0,224	1,133	0,222	0,905<1,4
		Sens A	0,302	1,292	0,063	0,985<1,4
Situation durable	ELU	Sens B	0,20	1,702	0,425	1,381<1,4
		Sens A	0,202	1,709	0,419	1,386<1,4
	ELS	Sens B	0,141	1,133	0,459	0,965<1,4
		Sens A	0,124	1,092	0,50	0,944<1,4

Tableau IX.5 : Vérification des contraintes dans le sol.

IX.2.5. Vérification de la stabilité au renversement (RPA99 V2003 Art 10.1.5)

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \Rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{2,0}{4} = 0,50m \Rightarrow \text{Sens B} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens A : } \Rightarrow e_0 = 0,302m \\ \text{Sens B : } \Rightarrow e_0 = 0,224m \end{array} \right.$$

Donc : La vérification au renversement est vérifiée

IX.2.6. Détermination des armatures de la semelle

On a : deux conditions à vérifier :

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{a}{6} \\ e < \frac{A}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sens A}$$

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{b}{6} \\ e < \frac{B}{24} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sens B}$$

➤ Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{Sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{Sens B}$$

- Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1 :

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,3 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,3 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens B}$$

a) Situation accidentelle :

1. Armatures parallèle à B :

$$\begin{cases} e_0 = 0,224 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,224 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,224) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,3 \times 0,5}{\frac{2}{2} - 0,224} \right)^2 \frac{244,12}{27}$$

$$M_1 = 86,225 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}} \text{ telle que : } f_{st} = \frac{\gamma_s}{f_e} \\ Z = 0,9 \times d_b = 0,9 \times 0,5 = 0,45\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{86,225 \times 10^{-3}}{0,45 \times 348} = 5,506 \text{cm}^2 \\ A = 5,506 \text{cm}^2 \end{cases}$$

2. Armatures parallèle à A :

$$\begin{cases} e_0 = 0,302 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,302 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,302) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,3 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,302} \right)^2 \frac{244,12}{27}$$

$$M_1 = 70,79 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{70,79 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 5,65 \text{cm}^2 \\ A = 5,65 \text{cm}^2 \end{cases}$$

b) Situation durable :**1) A l'ELU :****1. Armatures parallèle à B :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,20 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,20 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,2) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,3 \times 0,5}{\frac{2}{2} - 0,2} \right)^2 \frac{383,1}{27}$$

$$M_1 = 101,72 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{101,72 \times 10^{-3}}{0,45 \times 348} = 6,49 \text{cm}^2 \\ A = 6,49 \text{cm}^2 \end{cases}$$

2. Armatures parallèle à A :

$$\begin{cases} e_0 = 0,202 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,202 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,202) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,3 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,202} \right)^2 \frac{383,1}{27}$$

$$M_1 = 97,49 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} A_s = \frac{97,49 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 7,78 \text{cm}^2 \\ A = 7,78 \text{cm}^2 \end{cases}$$

2) A l'ELS :**1. Armatures parallèle à B :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,141 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,141 > \frac{2}{24} = 0,083 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,141) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,3 \times 0,5}{\frac{2}{2} - 0,141} \right)^2 \frac{286,64}{27}$$

$$M_1 = 71,528 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{71,528 \times 10^{-3}}{0,45 \times 348} = 4,56 \text{cm}^2 \\ A = 5,56 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

2. Armatures parallèle à A :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,124 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,124 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{array} \right. \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,124) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,3 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,124} \right)^2 \frac{286,64}{27}$$

$$M_1 = 66,54 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{66,54 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 5,31 \text{cm}^2 \\ A = 5,31 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{A\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 180 \times 45$$

$$A_{A\text{min}} = 9,78 \text{cm}^2$$

$$A_{B\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 200 \times 45$$

$$A_{B\text{min}} = 10,87 \text{cm}^2$$

d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement.

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant B : On prend pour le sens B, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{cm} < \frac{200}{4} = 50 \text{cm}$$

Suivant A : On prend pour le sens A, des barres HA12

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{cm} < \frac{180}{4} = 45 \text{cm}$$

D'après le **BAEL91** il faut prévoir des crochets d'ancrage.

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres	A _s (cm ²)	I _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (B)	5,506	6,49	5,56	10,87	10HA12	11,31	45	20
A _s (A)	5,65	7,78	5,31	9,78	9HA12	10,18	45	20

Tableau IX.6 : Les armatures de la semelle.

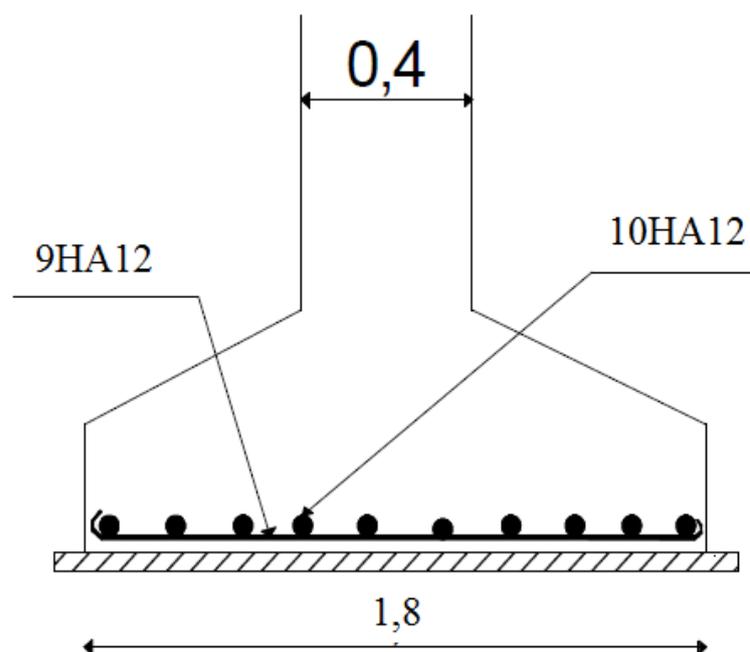


Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle.

IX.3. Calcul des longrines

IX.3.1. Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

IX.3.2. Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cmx30cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30cmx30cm : site de catégorie S₄

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30x35) cm²

IX.3.3. Ferrailages

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad \text{RPA99 V2003 (Art 10. 1. 1. b)}$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$\alpha = 15$ (zone IIa, site S₂)

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \left(\frac{387,09}{15} \right) = 25,806KN$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \left(\frac{283,17}{15} \right) = 18,875KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{25,806 \times 10^{-3}}{348} = 0,74cm^2 \\ \text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{18,875 \times 10^{-3}}{201} = 0,94cm^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc : On ferraille avec A_{\min} .

Soit : **6HA12**, avec : $A_s = 6,79cm^2$.

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400}$$

$$A_s = 6,79cm^2 > 5,51cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

$$q_s = \frac{283,17}{6} = 47,195 \text{ KN/m}$$

La plus grande portée est : $L = 5,30 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{530}{200} = 2,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 47,195 \times 530^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 2,15 \text{ cm} < f_{adm} = 2,65 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

c) Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm} ; 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

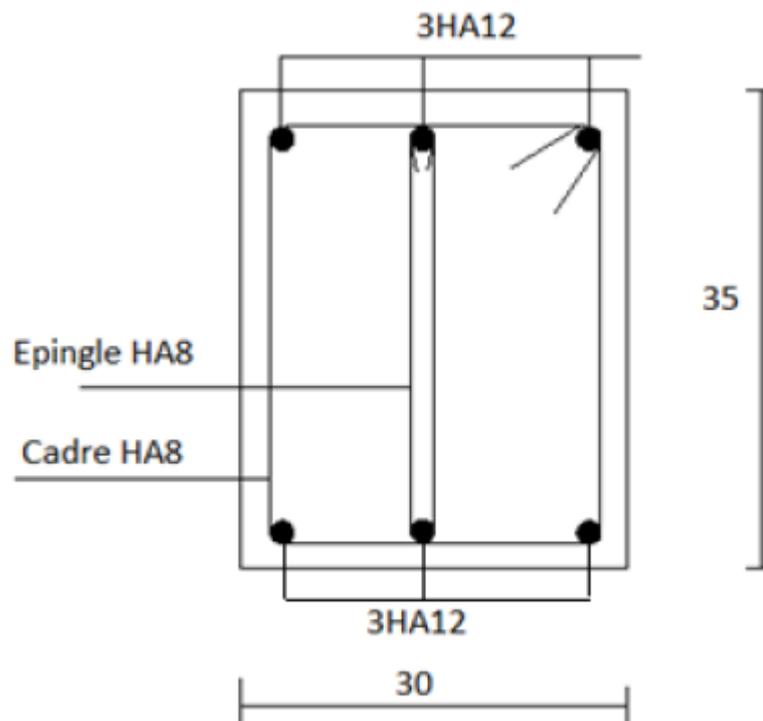


Figure IX.3 : Schéma de ferrailage des longrines.

Chapitre X : Vérification à la stabilité d'ensemble

X.1. Introduction

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

$$\sum \text{Des moments résistants (stabilisateurs)} \geq \sum \text{Des moments renversants.}$$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

X.2. Détermination des moments renversants

X.2.1. Cas du vent

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H).
- Une composante verticale (F_v).

a) Vent sur la façade principale avec surpression intérieure $C_{pi} = 0,8$

Zones	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_v (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	0	241,01	0	0	5,30	0	8,92
E	-1212,13	241,01	-292,13	0	5,30	30,60	8,92
F	-2602,21	19,05	0	-49,57	0,976	4,88	9,94
G	-3125,03	19,05	0	-59,53	0,976	14,64	11,68
H	-1734,81	150,30	0	-260,74	5,856	9,76	10,76
I	-1615,99	407,98	0	-659,29	20,18	9,76	10,76
F_{fr} (paroi)	/	/	/	/	/	/	/
F_{fr} (toit)	/	/	/	/	/	/	/
			-292,13	/	5,30	30,6	8,92
			/	-1029,11	13,00	9,90	10,79

Tableau X.1 : Vent sur la façade principale $C_{pi} = 0,8$.

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

➤ Vérification de la stabilité longitudinale (V1) :

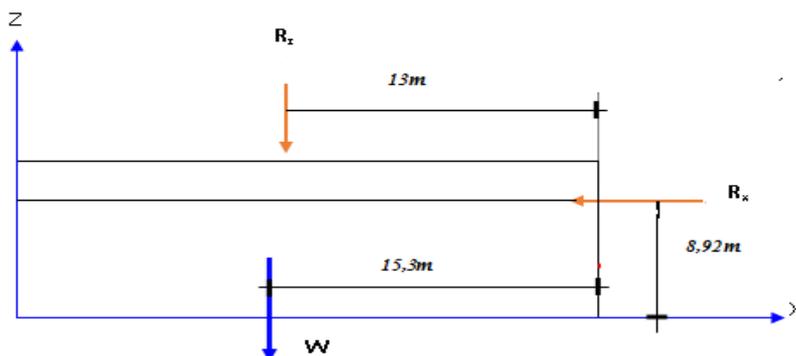


Figure X.1 : Représentation des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure.

▪ Calcul du moment de renversement :

$$M_R = F_H \times 8,92 + F_Z \times (30,6 - 13) = -292,13 \times 8,92 - 1029,11 \times 17,6$$

$$M_R = -20,72 \times 10^3 \text{KN.m}$$

▪ Calcul du moment stabilisant :

$$M_{st} = W \times 15,3$$

Avec :

w : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_{st} = 2213,6 \times 15,3 = 33,87 \times 10^3 \text{KN.m}$$

$M_{st} > M_R \Rightarrow$ La stabilité est vérifiée.

b) Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure ($C_{pi} = 0,8$)

Zones	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y (m)	Z (m)
D	0	276,04	0	0	0	18,6	8,92
E	-1101,21	276,04	-303,98	0	15,3	18,6	8,92
F ₁	-2149,81	7,95	0	-17,09	0,892	2,23	9,09
F ₂	-2149,81	7,95	0	-17,09	0,892	17,53	9,09
G	-1814,23	39,30	0	-71,17	0,892	15,3	9,09
H	-1247,96	440,57	0	-549,81	10,51	15,3	10,90
F _{fr} (paroi)	/	/	/	/	/	/	/
F _{fr} (toit)	/	/	/	/	/	/	/
			-303,98	/	15,30	18,60	8,92
			/	-655,16	8,96	11,00	10,61

Tableau X.2 : Vent sur la façade latérale $C_{pi} = 0,8$.

➤ Vérification de la stabilité longitudinale (V2) :

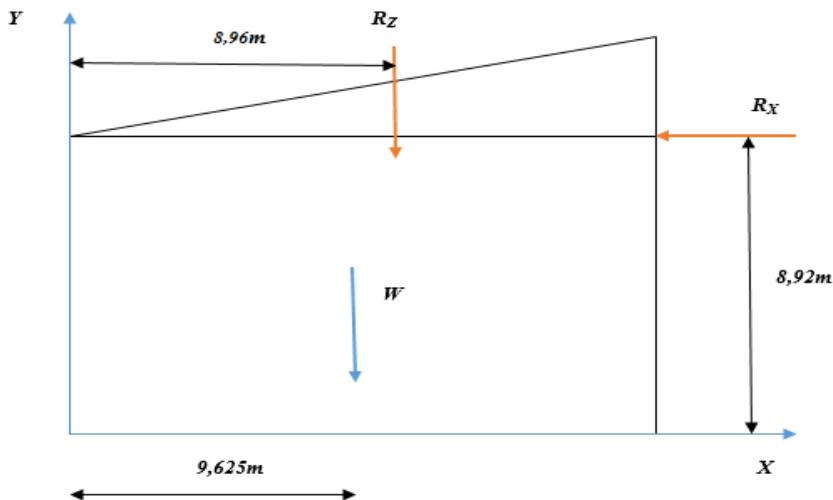


Figure X.2 : Représentation des forces horizontales et verticales sur la façade latérale avec surpression intérieure.

▪ Calcul du moment de renversement :

$$M_R = F_H \times 8,92 + F_Z \times (19,25 - 8,96) = -303,98 \times 13 - 655,16 \times 10,33$$

$$M_R = -10,72 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul du moment stabilisant :

$$M_{st} = W \times 9,625$$

Avec :

w : Poids approximatif totale du bâtiment.

$$M_{st} = 2213,6 \times 9,625 = 21,30 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$M_{st} > M_R \Rightarrow$ La stabilité est vérifiée.

X.2.2. Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
CQC	229,08	296,98	342,60	1061,43	850,03

Tableau X.3 : Réaction à la base due aux effets sismique.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_x + F_z \times Y_G = 1061,43 + (342,6 \times 15,302) = 6303,765 \text{KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_y + F_z \times X_G = 850,03 + (342,6 \times 6,917) = 3219,794 \text{KN.m}$$

b) Calcul des moments résistants (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_t = 2213,6 \text{KN} \quad (\text{Chapitre de l'étude sismique})$$

- Poids des fondations :

$$P_F = 20 \times 2 \times 1,8 \times 0,45 \times 25 = 810 \text{KN}$$

- Poids des avants poteaux :

$$P_{A,P} = 20 \times 0,5 \times 0,4 \times 1,55 \times 25 = 155 \text{KN}$$

- Poids total de la structure :

$$P_{Tot} = 3178,6 \text{KN}$$

❖ Moments résistants :

$$M_{st/xx} = \sum P_i \times Y_i = 3178,6 \times 15,302 = 48638,94 \text{KN.m}$$

$$M_{st/yy} = \sum P_i \times X_i = 3178,6 \times 6,917 = 21986,38 \text{KN.m}$$

Cas du séisme	M _R (KN.m)		M _{st} (KN.m)		0,8M _{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
	6303,765	3219,794	48638,94	21986,38	38911,15	17589,10

Tableau X.4 : Vérification au renversement sous l'effet du séisme.

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 général

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises durant notre cycle de formation. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer.

La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels qu'**AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité.

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Le seul système de contreventement de la structure est celui de la poutre auvent de pignon sous la présence des poutres de chainages autour de l'ossature. .
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- La jonction de la ferme avec le poteau en béton se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encasté.
- Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Le projet s'est fixé comme objectif la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise devant accueillir une salle de sport au profit de la D.J.S de la wilaya de Bejaia, au niveau de la commune de Beni Maouche, est constituée de sols de portance moyenne à faible jusqu'à -4^m environ, de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

Ce terrain est de constitution limoneuse très graveleuse en surface, à limoneuse argileuse marneuse avec passage de pierres et blocs, en profondeur. Les sols sont imbibés d'eaux provenant d'une source souterraine douce (voir image annexée).

On a constaté l'existence de plusieurs puits dans le versant. Ces puits sont quasiment pleins (niveau d'eau à environ -6^m de la surface). Ces puits confirment l'existence d'eaux souterraines d'une part, et d'autre part, jouent un rôle dans l'absorption des charges et pressions hydrostatiques et interstitielles dans le sous-sol, ce qui favorise une stabilité du versant.

De ce fait, nous suggérons :

- ✓ L'emploi de fondations superficielles.

Zone 1:

- L'ancrage des fondations sera à ou moins -2^m.0, par rapport à la cote de terrain naturel.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est $\sigma_{adm} = 1.40$ bars.
- Tenir compte de la présence d'eaux souterraines.

Zone 2:

- L'ancrage des fondations sera à ou moins -2^m.0, par rapport à la cote de terrain naturel.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est $\sigma_{adm} = 1.40$ bars.
- ✓ La réalisation d'ouvrages de soutènement essentiellement en aval de l'assiette, avec un système de drainage draconien et très efficace.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques des sols jusqu'à -2^m.0 de profondeur sont : $C = 0.19$ bars, $\phi = 15^\circ$ et $\gamma_h = 18.7$ KN/m³.

Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un drainage rigoureux et efficace autour du terrain d'assise.
- Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.
- Encourager la plantation d'arbres (eucalyptus par exemple).

Béjaia, le

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

LE GERANT DU LABORATOIRE



L.E.C BEJAIA / D.J.S W/BEJAIA

5

Annexe 1 :

Section réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre φ en mm

Φ	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	37.70
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	7.70	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	80.09	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	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	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 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeur 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 3 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x10 ²							
IPE 80 A*/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE80	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE A 120•	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE A 140•	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE A 160•	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE A 180•	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE A 200•	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE A 220•	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24
IPE A 240•	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270•	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300•	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330•	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360•	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400•	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450•	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500•	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	M 24	104	114	1,760	16,40
IPE A 550•	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	M 24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	M 24	110	122	1,877	17,78

	G	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y} ◆	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z} ◆	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884

	G	h	b	tw	tf	r	A	hi	d	Ø	pmin	pmax	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x102							
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,130	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43

	G	ly	Wel.y	Wpl.y♦	iy	Avz	Iz	Wel.z	Wpl.z♦	iz	ss	lt	lw
	kg/m	mm4	mm3	mm3	mm	mm2	mm4	mm3	mm3	mm	mm	mm4	mm6
		x104	x103	x103	x10	x102	x104	x103	x103	x10		x104	x109
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	z _s =y _s	v	u ₁	u ₂	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12-*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴
		x10 ⁴	x10 ³	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0