

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction métallique

Thème

*Eude d'un hangar de maintenance
avec toiture en charpente métallique*



Encadré par :

M^r: LARABAT ZIANE .A

Présenté par :

*M^r: BENLAHLOU Rachid
M^r: SMAIL Salim*

Jury :

*M^r: BECHEUR .A
M^r: GUICHARIL*

Promotion 2014 - 2015

REMERCIEMENTS

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons nos reconnaissances et nos remerciements à notre promoteur monsieur **Larabat Ziane .A**

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous témoignons également notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté de technologie particulièrement ceux du département de GENIE CIVIL.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près ou de loin à ce modeste travail.



Dédicaces

Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, aussi :

- A mes sœurs et mon frère qui ont su me comprendre
- A toute ma grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines
- A mon binôme et toute sa famille
- A tout mes amis proches

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

RACHID



Dédicaces

Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, aussi :

- A mes grands parents pour leurs soutiens pendant toute mes études
- A mes sœurs qui ont su me comprendre
- A toute ma grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines
- A mon binôme et toute sa famille
- A tout mes amis proches

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

SALIM

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE | |
| I.1 Introduction..... | 2 |
| I.2 Etude de sol | 2 |
| I.3 Situation du projet | 2 |
| I.4 Caractéristiques | 2 |
| I.5 La toiture | 3 |
| I.6 Les planchers | 3 |
| I.7 Les escaliers..... | 4 |
| I.8 Matériaux utilisés | 4 |
| 8.1 L'acier | 4 |
| 8.2 Propriétés des profilés laminés..... | 5 |
| 8.3 Le béton | 6 |
| 8.4 Composition de béton | 6 |
| 8.5 Caractéristiques mécanique du béton..... | 7 |
| I.9 Règlements utilisés..... | 10 |
| I.10 Actions agissant sur la structure..... | 11 |
| CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE | |
| II.1 Introduction | 12 |
| II.2 Etude au vent | 12 |
| 2.1 Les coefficient de calcul | 13 |
| 2.2 Détermination de la pression dynamique (q_{dyn})..... | 15 |
| 2.3 Calcul de coefficient de rugosité (Cr) | 16 |
| 2.4 Calcul de coefficient d'exposition (Ce)..... | 16 |
| 2.5 Calcul de la pression | 17 |
| II.3 Détermination des coefficients de pression..... | 17 |



| | |
|--|-----------|
| 3.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1)..... | 17 |
| 3.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2)..... | 27 |
| II.4 Etude à la neige | 34 |
| 4.1 Introduction..... | 34 |
| 4.2 Action de la neige | 34 |
| 4.3 Base de calcul | 34 |
| II.5 Effet de la température | 35 |
| CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS | |
| III.1 Etude de la couverture | 36 |
| III.2 Etude des pannes | 36 |
| 2.1 Définition..... | 37 |
| 2.2 Données de calcul | 37 |
| 2.3 Détermination des charges et surcharges | 38 |
| 2.4 Combinaison de charge les plus défavorables..... | 39 |
| 2.5 Combinaisons d'actions | 39 |
| 2.6 Pré dimensionnement | 40 |
| 2.7 Dimensionnement des pannes..... | 41 |
| III.3 Calcul des liernes | 46 |
| 3.1 Définition..... | 46 |
| 3.2 Calcul des efforts de traction..... | 47 |
| 3.3 Dimensionnement des liernes..... | 48 |
| III.4 Calcul de l'échantignolle | 48 |
| 4.1 Définition | 48 |
| 4.2 Détermination des sollicitations | 49 |
| 4.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle..... | 49 |
| III.5 Calcul des fermes..... | 49 |
| 5.1 Définition..... | 50 |



| | | |
|--|--|-----------|
| 5.2 | Hypothèses de calcul..... | 50 |
| 5.3 | Détermination des forces revenantes à la ferme la plus Sollicitée..... | 51 |
| 5.4 | Pré dimensionnement des éléments..... | 53 |
| III.6 | Dimensionnement des poteaux métallique..... | 57 |
| 6.1 | Evaluation des charges et surcharges..... | 58 |
| 6.2 | Vérification de la stabilité de ce poteau..... | 58 |
| 6.3 | Vérification de l'importance de l'effort normale | 59 |
| III.7 | Pré dimensionnement des éléments en béton | 60 |
| 7.1 | Les poutres de chainages | 60 |
| 7.2 | Les poteaux | 61 |
| 7.3 | Descente de charge..... | 62 |
| 7.4 | Vérification du poteau | 63 |
| 7.5 | Les Dimensions adoptées | 64 |
| CHAPITRE IV : ETUDE DU PLANCHER MIXTE | | |
| IV.1 | Introduction..... | 65 |
| IV.2 | Etude de la dalle collaborant..... | 65 |
| IV.3 | Evaluation des charges..... | 66 |
| IV.4 | Pré dimensionnement des solives..... | 67 |
| IV.5 | Calcul de la poutre maitresse..... | 79 |
| IV.6 | Calcul de la poutre secondaire..... | 83 |
| IV.7 | Ferraillage de la dalle du plancher..... | 85 |
| CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES | | |



| | | |
|------------|--|-----------|
| V.1 | Introduction..... | 88 |
| V.2 | Définitions | 88 |
| V.3 | Pré dimensionnement de l'escalier | 89 |
| 3.1 | Évaluation des charges..... | 89 |
| 3.2 | Pré dimensionnement de la Cornière..... | 90 |
| 3.3 | Combinaison de charge..... | 90 |
| 3.4 | Condition de flèche..... | 91 |
| 3.5 | Vérification en tenant compte du poids du profilé..... | 91 |
| V.4 | Pré dimensionnement du limon..... | 92 |
| V.5 | Etude de la poutre palière | 95 |
| V.6 | Conclusion..... | 97 |

CHAPITRE VI : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

| | | |
|---------------|--|------------|
| VI.1 | Introduction | 98 |
| VI.2 | Calcul des contreventements de toiture (poutre au vent)..... | 98 |
| 2.1 | Les efforts horizontaux dus au vent | 99 |
| 2.2 | Détermination des sollicitations dans chaque élément de la poutre au vent..... | 100 |
| 2.3 | Vérification des éléments | 100 |
| VI.3 | Vérification des montants de la poutre au vent | 101 |
| 3.1 | Vérification de la panne montante | 101 |
| 3.2 | Vérification de la panne intermédiaire | 102 |
| VI.3.3 | Vérification de la panne montante au déversement | 102 |

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

| | | |
|--------------|--------------------------------------|------------|
| VII.1 | Introduction | 105 |
| VII.2 | Présentation du logiciel ROBOT | 105 |
| VII.3 | Modélisation | 105 |
| VII.4 | Analyse de la structure | 105 |



| | |
|---|-----|
| 4.1 Type d'analyse | 105 |
| 4.2 Méthode de calcul | 106 |
| 4.3 Principe de la méthode dynamique spectrale..... | 109 |
| 4.4 Analyse des résultats | 114 |
| 4.5 Vérification des déplacements..... | 116 |
| VII.5 Effet de deuxième ordre..... | 117 |
| VII.6 Remarque importante | 119 |
| CHAPITRE VIII : VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE | |
| VIII.1 Introduction | 120 |
| VIII.2 Itératif de dimensionnement avec ROBOT..... | 120 |
| VIII.3 Les vérifications à faire..... | 120 |
| VIII.4 Vérification des diagonales des contreventements | 125 |
| VIII.5 Vérification des ciseaux de stabilité..... | 127 |
| VIII.6 Note de calculs prises de logiciel ROBOT de différents éléments..... | 129 |
| CHAPITRE IX : CALCUL DES ASSEMBLAGES | |
| IX Introduction | 138 |
| IX .1 Les différents types d'assemblages..... | 138 |
| IX.2 Fonctionnement des assemblages | 138 |
| IX.3 Rôle des assemblages | 139 |
| IX.4 Assemblage des éléments de la ferme..... | 139 |
| IX.5 Assemblage du couvre joint | 143 |
| IX.6 Assemblage des éléments de contreventements | 146 |
| IX.7 Assemblage des ciseaux de stabilité | 149 |
| IX.8 Assemblage poteau – ferme | 150 |
| IX.9 Assemblage poteau-poutre principale..... | 153 |
| IX.10 Assemblage poteau - poutre secondaire..... | 157 |
| IX.11 Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) | 160 |



| | | |
|--|---|------------|
| IX.12 | Assemblage de la ferme sur le poteau en béton | 162 |
| IX.13 | Calcul des pieds de poteaux | 167 |
| CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE | | |
| X.1 | Introduction | 174 |
| X.2 | Choix du type de fondation..... | 174 |
| X.3 | Calcul des fondations..... | 175 |
| X.5 | Calcul des longrines..... | 197 |
| X.6 | Ferraillage des futs | 199 |
| CHAPITRE XI : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE | | |
| XI | Introduction..... | 202 |
| XI.1 | Détermination des moments renversants (M_R) | 202 |
| XI.1.1 | Cas de vent | 202 |
| X.I.1.2 | Cas de séisme | 208 |
| XI.2 | Vérification au renversement de la structure..... | 209 |
| CONCLUSION GENERALE..... | | 210 |

| | |
|--|-----------|
| Figure 1.1 : Composition d'une dalle mixte..... | 4 |
| Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)..... | 6 |
| Figure 1.3 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton..... | 7 |
| Figure 1.4 : Diagramme des trois pivots..... | 9 |
| Figure 2.1 : Vent sur la façade principale et secondaire du hangar..... | 12 |
| Figure 2.2 : Vent sur la façade gauche et droite du hangar..... | 12 |
| Figure 2.3 : Vent sur plan de la couverture..... | 13 |
| Figure 2.4 : Les directions principales du vent..... | 14 |
| Figure 2.5 : Répartition la pression sur dynamique sur le hangar..... | 16 |
| Figure 2.6 : Vue en élévation des parois verticales de direction pignon..... | 18 |
| Figure 2.7 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales– direction V3 du vent..... | 19 |
| Figure 2.8 : Répartition des Cpe sur la toiture $\Theta = 90^\circ$ | 20 |
| Figure 2.9 : Valeurs de Cpe pour la toiture, vent sur pignon | 21 |
| Figure 2.10 : Vue en plan de la paroi verticale de direction Lang-pan..... | 27 |
| Figure 2.11 : Vue en élévation de la paroi verticale direction du vent V1 du..... | 28 |
| Figure 2.12 : Répartition des Cpe sur les parois verticales direction du vent V1 et V2..... | 28 |
| Figure 2.13 : Représentation des pentes..... | 29 |
| Figure 2.14 : Répartition du vent sur la toiture $\Theta = 0^\circ$ | 29 |
| Figure 2.15 : Répartition des Cpe sur la toiture direction de vent V1..... | 30 |
| Figure 2.16 : Valeur de la charge caractéristique de la neige..... | 35 |
| Figure 3.1 : Schéma statique | 36 |
| Figure 3.2 : Panneau sandwich voir la fiche technique (annexe 01)..... | 36 |
| Figure 3.3 : Disposition de la panne sur la toiture..... | 37 |
| Figure 3.4 : La pente de calcul. | 37 |
| Figure 3.5 : Schéma statique sous charge d'entretien..... | 38 |
| Figure 3.6 : Moment due à la charge d'entretien..... | 39 |



| | |
|---|-----------|
| Figure 3.7 : Présentation des liernes..... | 46 |
| Figure 3.8 : Représentation des efforts sur les liernes..... | 47 |
| Figure 3.9 : Echantignolle..... | 48 |
| Figure 3.10 : Schéma statique des charges appliquées..... | 49 |
| Figure.3.11 : Dimensions de l'échantignolle..... | 49 |
| Figure 3. 12 : Schéma statique de la ferme..... | 51 |
| Figure 3.13 : Surface afférente d'un nœud..... | 51 |
| Figure 3.14 : Cornières à ailes égales..... | 52 |
| Figure 3.15 : Dimensions du poteau..... | 61 |
| Figure 3.16 : Surface afférente d'un poteau..... | 62 |
| Figure 4.1 : Schéma des composants du plancher mixte..... | 65 |
| Figure 4.2 : Schéma de la trame supportant les planchers..... | 66 |
| Figure 4.3 : Schéma statique de la solive..... | 67 |
| Figure 4.4 : Largeur de la dalle effective..... | 70 |
| Figure 4.5 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle..... | 71 |
| Figure 4.6 : Diagramme de contraintes de flexion simple..... | 72 |
| Figure 4.7 : Diagramme de contraintes de flexion simple..... | 73 |
| Figure 4.8 : Effets du retrait : (a) déformations dues au retrait (b) contraintes dues au Retrait..... | 74 |
| Figure 4.9 : Diagramme des contraintes normales finales en MPa..... | 75 |
| Figure 4.10 : Caractéristique des connecteurs..... | 76 |
| Figure 4.11 : Schéma de position des connecteurs..... | 76 |
| Figure 4.12 : Schéma statique du sommier..... | 80 |
| Figure 4.13 : Sommier sous charge répartie..... | 80 |
| Figure 4.14 : Sommier sous les poids des solives..... | 81 |
| Figure 4.15 : Schéma statique de la poutre secondaire..... | 83 |

| | |
|--|------------|
| Figure 4.16 : Ferrailage de la dalle..... | 87 |
| Figure 5.1 : Vue de l'escalier..... | 88 |
| Figure 5.2 : Schéma statique d'escaliers..... | 90 |
| Figure 5.3 : Schémas statique de la cornière..... | 91 |
| Figure 5.4 : Charges appliqué sur un limon..... | 92 |
| Figure 5.5 : Les charges appliquer sur le limon..... | 94 |
| Figure 5.6 : Schéma statique de la poutre palière..... | 96 |
| Figure 6.1 : Vue en plan de la poutre au vent..... | 98 |
| Figure 6.2 : Les efforts agissent sur la poutre au vent..... | 99 |
| Figure 7.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X..... | 110 |
| Figure 7. 1 : Schéma du spectre de réponse suivant Y..... | 111 |
| Figure 7. 2 : Mode de déformation (01)..... | 113 |
| Figure 7. 3 : Mode de déformation (2)..... | 113 |
| Figure 7. 4 : Mode de déformation (3)..... | 114 |
| Figure 7.6 : Le déplacement son prolongement des poteaux..... | 119 |
| Figure 7.7 : Le déplacement avec prolongement des poteaux..... | 119 |
| Figure 8.1 : Poutre au vent en pignon..... | 125 |
| Figure 8.2 : Vue des ciseaux de stabilités en 3D..... | 127 |
| Figure 9.1 : Longueurs des soudures..... | 141 |
| Figure 9.2 : Détails d'assemblage des éléments de la ferme..... | 141 |
| Figure 9.3 : Assemblage gousset – membrure..... | 142 |
| Figure 9.4 : Assemblage des quatre éléments de la ferme..... | 143 |
| Figure 9.5 : Schéma statique de la ferme..... | 144 |
| Figure 9.6 : Schéma statique de la ferme..... | 145 |
| Figure 9.7 : Assemblage diagonale-gousset..... | 147 |
| Figure 9.8 : Disposition des boulons..... | 149 |



| | |
|--|------------|
| Figure 9.9 : Détails des ciseaux de stabilité..... | 150 |
| Figure 9.10 : Assemblages des ciseaux de stabilité..... | 150 |
| Figure 9.11 : Assemblages poteau-ferme..... | 151 |
| Figure 9.12 : Distribution des efforts..... | 153 |
| Figure 9.13 : Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse..... | 155 |
| Figure 9.14 : Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse..... | 158 |
| Figure 9.15 : Assemblage par double cornière..... | 159 |
| Figure 9.16 : Disposition des boulons..... | 160 |
| Figure 9.17 : Assemblage solive-poutre principale..... | 162 |
| Figure 9.18 : Tige d'encrage du pied du poteau..... | 165 |
| Figure 9.19 : Dispositions constructives..... | 165 |
| Figure 9.20 : Vérification dans la section 1-1..... | 168 |
| Figure 9.21 : Vérification de la section 2-2..... | 169 |
| Figure 9.22 : Vérification de la section 3-3..... | 169 |
| Figure 9.23 : Tige d'encrage du pied du poteau..... | 170 |
| Figure 9.24 : Dispositions constructives..... | 171 |
| Figure 9.25 : Vue du pied de poteau encastré..... | 171 |
| Figure 9.26 : Vérification de la contrainte dans la section 1-1..... | 174 |
| Figure 9.28 : Vérification dans la section 2 – 2..... | 175 |
| Figure 9.29 : Vérification dans la section 3 – 3..... | 175 |
| Figure 10.1 : Dimension de la semelle rectangulaire..... | 175 |
| Figure 10.2 : Schéma de ferrailage de la semelle (65*40)..... | 185 |
| Figure 10.3 : Dimension de la semelle..... | 186 |
| Figure 10.4 : Schéma de ferrailage de la semelle..... | 197 |
| Figure 10.5 : Schéma de ferrailage des longrines..... | 199 |
| Figure 10.6 : Section du fut à ferrailer..... | 199 |
| Figure 10.7 : Schéma de ferrailage des futs..... | 201 |



| | |
|---|------------|
| Figure 11.1 : Détails du projet..... | 202 |
| Figure 11.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec dépression intérieure..... | 204 |
| Figure 11.3 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure..... | 205 |
| Figure 11.4 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure..... | 206 |
| Figure 11.5 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure..... | 208 |

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Les valeurs nominales de f_y et f_u (CCMA 97, tableau 3.1)..... | 5 |
| Tableau I.2 : Les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} | 8 |
| Tableau II.1 : Les valeurs de Cd..... | 15 |
| Tableau II.2 : Les valeurs de Coefficient de rugosité | 16 |
| Tableau II.3 : Les valeurs de coefficient d'exposition | 17 |
| Tableau II.4 : Les valeurs de pression dynamique | 17 |
| Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant aux parois verticale..... | 18 |
| Tableau II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture..... | 20 |
| Tableau II.7 : Valeurs des pressions correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=0,8$) | 22 |
| Tableau II.8 : Valeurs des pressions correspondant aux zones de la toiture ($C_{pi} = 0,8$)..... | 22 |
| Tableau II.9 : Valeurs des pressions correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=-0,5$)..... | 23 |
| Tableau II.10 : Valeurs des pressions correspondant à chaque zone de la toiture($c_{pi}=0,8$).. | 23 |
| Tableau II.11 : Valeurs des forces de frottement..... | 26 |
| Tableau II.12 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale direction du vent V1..... | 28 |
| Tableau II.13 : Les valeurs C_{pe} pour la toiture | 30 |
| Tableau II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=0,8$)..... | 31 |
| Tableau II.15 : Valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture ($C_{pi} = 0,8$) | 31 |
| Tableau II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=-0,5$) | 32 |
| Tableau II.17 : Valeurs des pressions correspondant a chaque zone de la toiture ($C_{pi} =-0,5$) | 32 |
| Tableau III. 1 : Efforts max dans les éléments de la ferme..... | 53 |
| Tableau III. 2 : Section des éléments et des barres choisies..... | 54 |



| | |
|--|------------|
| Tableau III.3 : Résumer des calculs pour toutes les barres..... | 55 |
| Tableau III.4 : Résultats de calcul pour vérification au déversement..... | 56 |
| Tableau III.5 : Sections des éléments de la ferme | 57 |
| Tableau IV.1 : Evaluation des charges permanentes..... | 66 |
| Tableau VI.1 : Les forces horizontales dues au vent..... | 99 |
| Tableau VII.1 : Pénalité de vérification..... | 108 |
| Tableau VII.2 : Pourcentage de participation de masse..... | 112 |
| Tableau VII.3 : Combinaisons de calcul..... | 115 |
| Tableau VII.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base..... | 115 |
| Tableau VII.5 : Déplacement max en situation durable..... | 116 |
| Tableau VII.6 : Déplacement relatif des niveaux | 117 |
| Tableau VII.7 : Effet P- Δ suivant X-X..... | 118 |
| Tableau VII.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y..... | 118 |
| Tableau VIII.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme..... | 121 |
| Tableau VIII.2 : Vérification des éléments de la ferme..... | 124 |
| Tableau VIII.3 : Les efforts dans les éléments de contreventement..... | 125 |
| Tableau VIII.4 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités..... | 127 |
| Tableau IX.1 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes..... | 138 |
| Tableau IX.2 : Efforts dans les éléments de la ferme..... | 140 |
| Tableau IX.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué..... | 140 |
| Tableau IX.4 : Dimensionnement des cordons de soudure..... | 142 |
| Tableau IX.5 : Les sollicitations les plus défavorables..... | 164 |
| Tableau X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (65*40)..... | 175 |
| Tableau X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle (65*40)..... | 177 |
| Tableau X.3 : Vérification des contraintes dans le sol..... | 178 |



| | |
|---|------------|
| Tableau X.4 : Sollicitations à la base de la semelle type 1. (65*40)..... | 179 |
| Tableau X.5 : Vérification des contraintes dans le sol..... | 180 |
| Tableau X.6 : Les armatures des semelles (65*40). | 185 |
| Tableau X.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (HEA500)..... | 186 |
| Tableau X.8 : Les sollicitations à la base de la semelle..... | 189 |
| Tableau X.9 : Vérification des contraintes dans le sol..... | 189 |
| Tableau X.10 : Les sollicitations à la base de la semelle..... | 191 |
| Tableau X.11 : Vérification des contraintes dans le sol..... | 191 |
| Tableau X.12 : Les armatures des semelles type (HEA500)..... | 203 |
| Tableau XI.1 : Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=-0,5$ | 203 |
| Tableau XI.2 : Vent sur la façade principale et secondaire ($C_{pi}= 0,8$)..... | 204 |
| Tableau XI.3 : Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=-0,5$)..... | 206 |
| Tableau XI.4 : Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=0,8$) | 207 |
| Tableau XI.5 : Réaction à la base due aux effets sismiques..... | 208 |
| Tableau XI.6 : Vérifications au renversement de la structure..... | 209 |

Notations et symboles

ACTIONS

| | |
|-------|---|
| G | Charge permanente ponctuelle |
| Q | Charge d'exploitation ponctuelle |
| S_n | Charge de neige normale |
| S_e | Charge de neige extrême |
| W_n | Charge de vent normale |
| W_e | Charge de vent extrême |
| P | Charge uniformément répartie, en général |
| g | Charge permanente uniformément répartie |
| q | Charge d'exploitation uniformément répartie |

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

| | |
|-------------------------|--|
| E | Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa) |
| G | Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\ 000$ MPa) |
| F_p | Effort de précontrainte dans un boulon |
| M | Moment sollicitant, en général |
| M_{cr} | Moment critique élastique. |
| M_{eff} | Montent efficace (section de classe 4) |
| M_{el} | Moment élastique |
| M_N | Moment résistant plastique réduit du fait de l'cfkrt axial |
| M_{pl} | Moment plastique |
| M_R | Moment résistant |
| N | Effort normal, en général |
| N_K | Effort normal critique d'Euler |
| N_{pl} | Effort normal de plastification |
| N_u | Effort normal ultime |
| V | Effort tranchant sollicitant |
| V_{pl} | Effort tranchant de plastification |
| V_u | Effort tranchant ultime |
| f (ou δ) | Flèche d'une poutre |
| f_u | Contrainte de rupture d'une pièce |
| f_{ub} | Contrainte de rupture d'un boulon |
| f_Y | Limite d'élasticité d'un acier |
| f_{red} | Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$ |
| ε (epsilon) | Déformation linéaire unitaire |
| ε_Y | Déformation correspondant à la limite d'élasticité |
| σ (sigma) | Contrainte normale |
| σ_K | Contrainte critique d'Euler |
| τ (tau) | Contrainte tangentielle ou de cisaillement |
| τ_{cr} | Résistance critique élastique au voilement par cisaillement |

Notations et symboles

| | |
|------------------------------|--|
| τ_e | Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$ |
| ν (nu) | Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$) |
| Δ ou δ (delta) | Déplacement horizontal en tête de poteaux |

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

| | |
|-------------------------|--|
| K | Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre |
| a | $A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale |
| k_o | Coefficient de flambement (Additif 80) |
| k_D | Coefficient de déversement (Additif 80) |
| k_s | Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons |
| k_y et k_z | Coefficients de flambement flexion |
| k_τ | Coefficient de voilement par cisaillement |
| m | Nombre de plans de cisaillement ou de frottement |
| n | N/N_{pl} ou nombre de boulons |
| β_M | Facteur de moment uniforme équivalent (flambement) |
| β_w | Facteur de corrélation (soudures) |
| ε (epsilon) | Coefficient de réduction élastique de l'acier $\left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)$ |
| η (eta) | Facteur de distribution de rigidités (flambement) |
| λ (lambda) | Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$ |
| λ_k | Élancement eulérien |
| $\bar{\lambda}$ | Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$ |
| $\bar{\lambda}_{LT}$ | Élancement de déversement |
| λ_w | Élancement de l'âme d'une poutre $\left[\lambda_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \tau_o}} \right]$ |
| μ (mu) | Coefficient de frottement |
| ρ (rho) | Rendement d'une section |
| χ (chi) | Coefficient de réduction de flambement |
| χ_{LT} | Coefficient de réduction de déversement |
| ψ (psi) | Coefficient de distribution de contraintes |
| γ (gamma) | Coefficient partiel de sécurité |
| 'y (gamma) | |

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

| | |
|-----------|---|
| A | Section brute d'une pièce |
| A_{eff} | Section efficace d'une pièce (classe 4) |
| A_{net} | Section nette d'une pièce |
| A_f | Section d'une semelle de poutre en double T |
| A_v | Aire de cisaillement |
| A_w | Section de l'âme d'une pièce |

Introduction générale



INTRODUCTION GENERALE

Concevoir et construire sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir, assurés par les maîtres d'œuvres, architectes et ingénieurs. Leurs savoirs faire et compétences doivent s'accorder pour produire une structure de qualité, qui répond au mieux aux pratiques et exigences des usagers et s'insère durablement dans un environnement donné.

La construction métallique est actuellement l'un des domaines le plus utilisés à travers le monde. Une structure doit être conçue et dimensionner de manière qu'elle puisse résister aux multiples actions qu'elle soit naturels (vent extrême, neige, tremblement de terre...) ou d'erreur humaines, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

L'acier est l'un des principaux matériaux dans la construction, il est employé dans pratiquement tous les secteurs (le bâtiment, ouvrage d'art, l'ingénierie mécanique...). Son développement nous permet de mettre en valeur ses qualités suivantes : la légèreté, la facilité de montage, l'adaptation à des propriétés mécaniques élevées (ductilité, limite élastique, résistance à la fatigue), donc on peut dire que tout projet serait impensable sans acier, il est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'étude de master est porté sur l'étude d'un hangar de maintenance constitué d'un rez-de-chaussée et d'une mezzanine, implanté au niveau du port de Bejaïa. Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan du travail suivant :

- Le premier chapitre, consacré pour les généralités.
 - Le deuxième chapitre, étude climatique.
 - Le troisième chapitre, pré dimensionnement des éléments.
 - Le quatrième chapitre, étude du plancher mixte.
 - Le cinquième chapitre, étude des éléments secondaire.
 - Le sixième chapitre, calcul de contreventement.
 - Le septième chapitre, étude sismique.
 - Le huitième chapitre, vérification des éléments.
 - Le neuvième chapitre, calcul des assemblages.
 - Le dixième chapitre, calcul des fondations.
 - Le onzième chapitre, vérification de la stabilité d'ensemble.
-

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage



I.1- Introduction :

Notre projet consiste à étudier un hangar (bureaux, magasin, salle de maintenance) de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique, de groupe d'usage (**1B**) selon le règlement (**RPA99 V2003**).

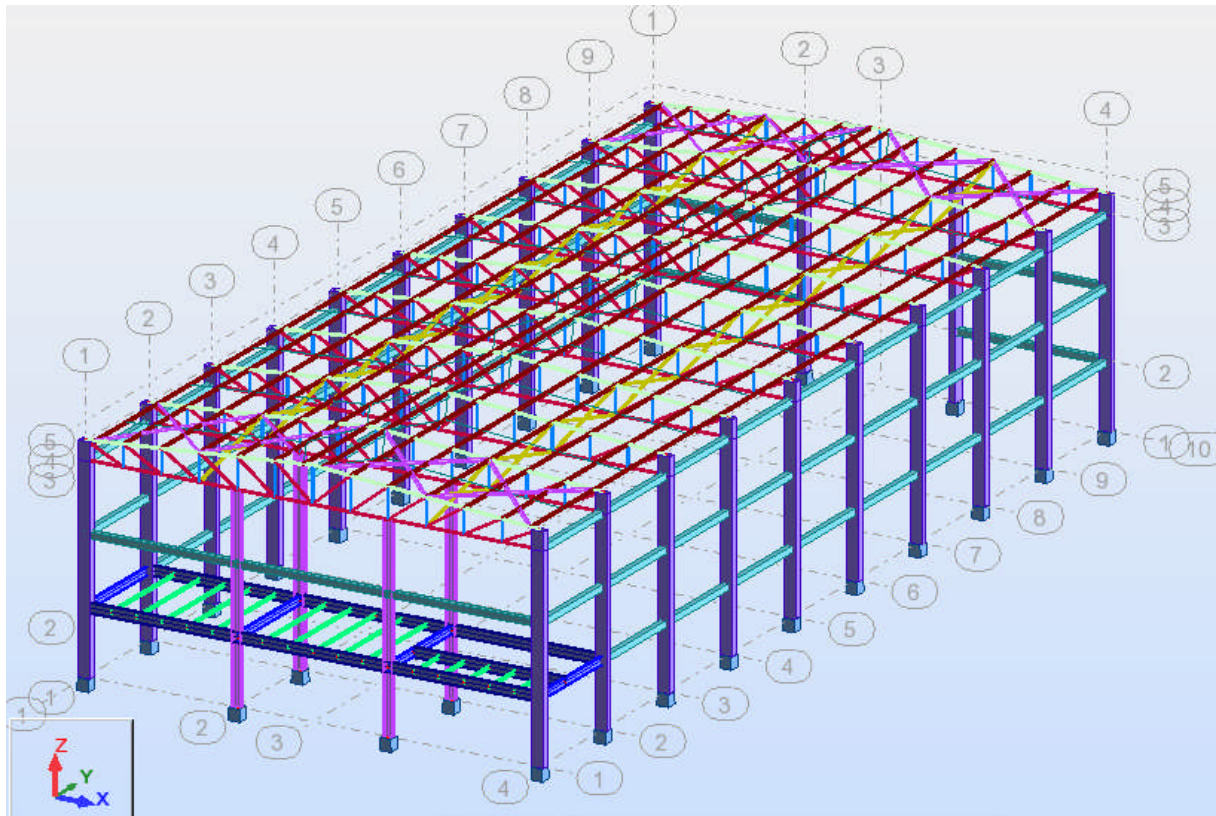
I.2- Etude de sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implantée nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{adm} = 1 \text{ Bar}$.
- La profondeur minimale d'ancrage égale à 2 m par rapport à la cote du terrain naturel.

I.3- Situation du projet :

Le présent projet sera implanté au niveau du port de la wilaya de Bejaïa. La zone d'implantation est classée selon le **RPA 99/version 2003** comme zone **Ila** (moyenne sismicité).



I.4- Caractéristiques :

4.1. Architecturales :

- Un RDC latérale à la salle de maintenance à usage multiple (bureau, sanitaire, magasin...etc)
- Une salle de maintenance contreventée par portique auto stable dont la toiture est en Charpente métallique.

4.2. Géométrie :

Les dimensions géométriques du hangar sont :

- Longueur totale en plan : 54,4 m
- Largeur totale en plan : 25 m
- Longueur totale de la couverture : 54,4 m
- Largeur totale de la couverture : 25 m
- La hauteur totale : 13 m
- La hauteur des poteaux : 11 m

4.3. Ossature et stabilité de la structure :

La conception de l'ossature se fera en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide dont les portiques en béton armé renforcés par des poutres de chainages car cette structure présente un aspect intéressant du point de vue :

- Economique.
- Isolation thermique.
- Isolation phonique.

I.5- La toiture :

Dans ce projet on va opter pour une toiture en charpente métallique, car on a besoin d'espace à l'intérieur du hangar, dont les principaux paramètres sont :

- Elimination des poteaux intérieurs.
- La toiture est légère.
- Facilité de montage.

I.6- Le plancher :

La structure comporte un plancher collaborant constitués d'une dalle en béton armé d'épaisseur (10cm) et repose sur un coffrage perdu (TN40) contenant des connecteurs (goujons) afin, d'assurer une liaison de l'ensemble du plancher, et de constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton, avec des barres d'armatures posé sur la tôle, enfin un matelas de solives qui supportes le plancher et ses composantes.

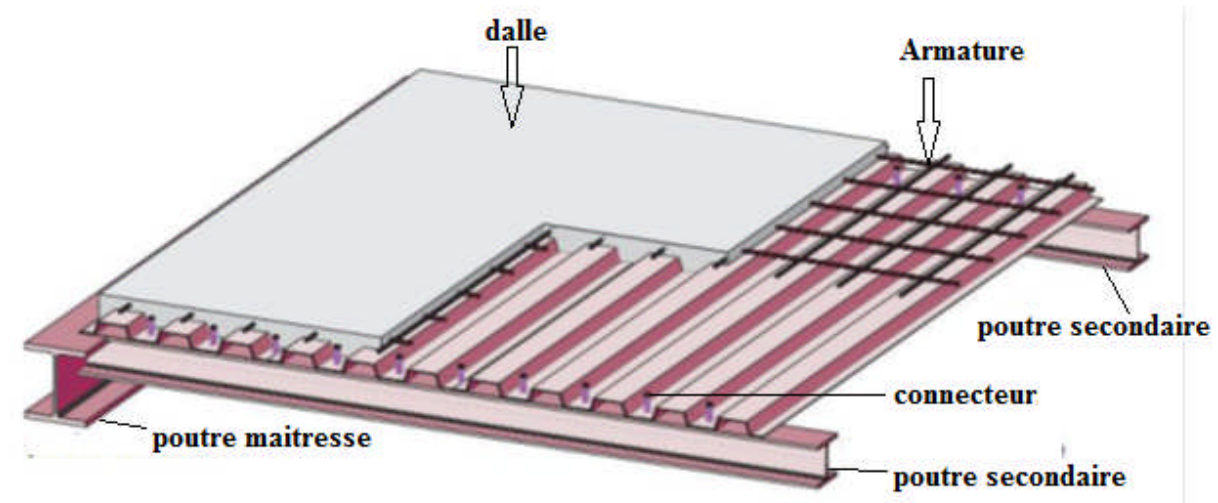


Figure 1.1 : Composition d'une dalle mixte.

I.7- Les escaliers :

Pour notre ouvrage le type d'escalier qui va assurer la liaison avec les mezzanines est composé de deux volées avec un garde-corps chacun et un palier de repos métallique.

I.8- Matériaux utilisés :

Les matériaux qui se trouvent dans la composition d'une structure, jouent un rôle très important dans la résistance des constructions, le choix est souvent tiré entre plusieurs critères tel que : le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre des matériaux.

8.1. L'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

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.
- > Volontairement comme le manganèse, le nickel, le silicium, le tungstène, le chrome, le vanadium...etc. On pour objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (dureté, limite d'élasticité, résistance à la rupture, soudabilité, ductilité, corrosion et résilience...)

8.2. Propriétés des profilés laminés :

a) Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement **Eurocode 03**.

| Nuance d'acier (EN10025) | Epaisseur t en mm | | | |
|-----------------------------|-------------------|------------|--------------|------------|
| | t<40mm | | 40mm<t<100mm | |
| | Fy (N/mm2) | Fu (N/mm2) | Fy (N/mm2) | Fu (N/mm2) |
| Fe360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| Fe510 | 355 | 510 | 355 | 490 |

Tableau I.1 : Les valeurs nominales de fy et fu (CCMA 97, tableau 3.1)

b) Ductilités (§ 3.2.2.3 CCMA 97) :

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport f_u/f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée au f_y sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ε correspondant à f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ε_y correspondant à f_y
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5.65 \sqrt{A_0}$ doit être supérieur à 15%, A_0 étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme **EN 10025** en général et celles indiquées au **Tableau I.1**, en particulier sont satisfaites pour ces conditions.

c) Propriétés mécaniques (§ 3.2.3 CCMA 97) :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = E / 2(1+\mu)$.
- Coefficient de poisson : $\mu = 0,3$.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

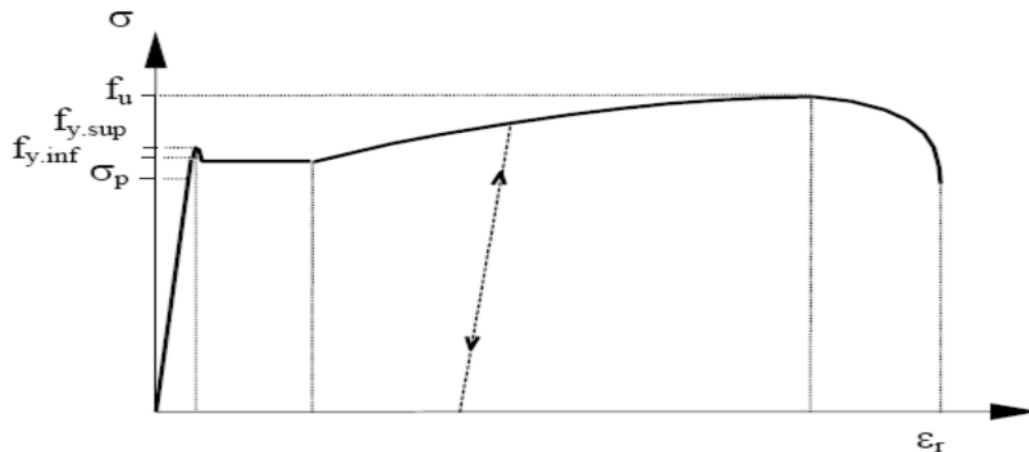


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

8.3. Le béton :

Le béton est un matériau de construction, constitué essentiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierre cassées,...) avec un liant (ciment) et une quantité d'eau, et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il est économique et résiste bien à la compression.

8.4. Composition de béton :

- Les propriétés physique et mécanique du béton dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc. Il est composé de :
- Liant hydraulique : ciment.
- Granulats : gravier, sable.
- L'eau : mouillage des granulats et hydratation du liant.
- Adjuvants : améliorer la qualité du béton.

Qualités recherchés pour un bon béton :

- La résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilités à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

8.5. Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 Kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 Kg/m³ ;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 Kg/m³ ;
- La masse volumique du béton armée → 2500 Kg/m³

- 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_c 28), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad j < 28 \text{ jours} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

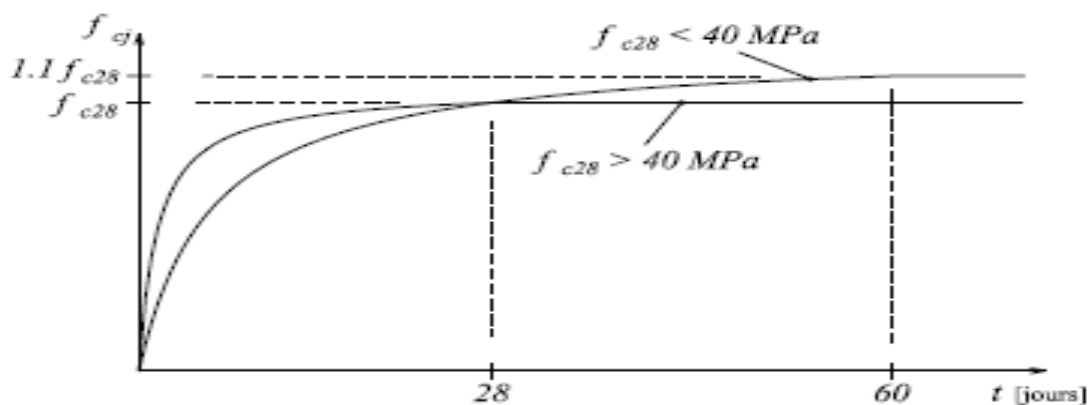


Figure I.3 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (MPa).

8.6. Déformation du béton :**a) Déformation longitudinale : (BAEL 91)**

- Module de déformation instantanée $\rightarrow E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée $\rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700f_{cj}^{1/3}$ (MPa) ; dû aux sollicitations de longue durée d'application.

Tableau I-2 : Les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

| f_{cj} (MPa) | 25 | 30 | 40 | 50 | 60 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| E_{ij} (MPa) | 32160 | 34180 | 37620 | 40520 | 43060 |
| E_{vj} (MPa) | 10820 | 11500 | 12650 | 13630 | 14490 |

8.7. Hypothèses de calcul aux états limites :**a) Hypothèses à l'ELU :**

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformation).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).
5. L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limitée à (10‰).
6. Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite obligatoirement passé par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des trois pivots.

Cette règle est fixée comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

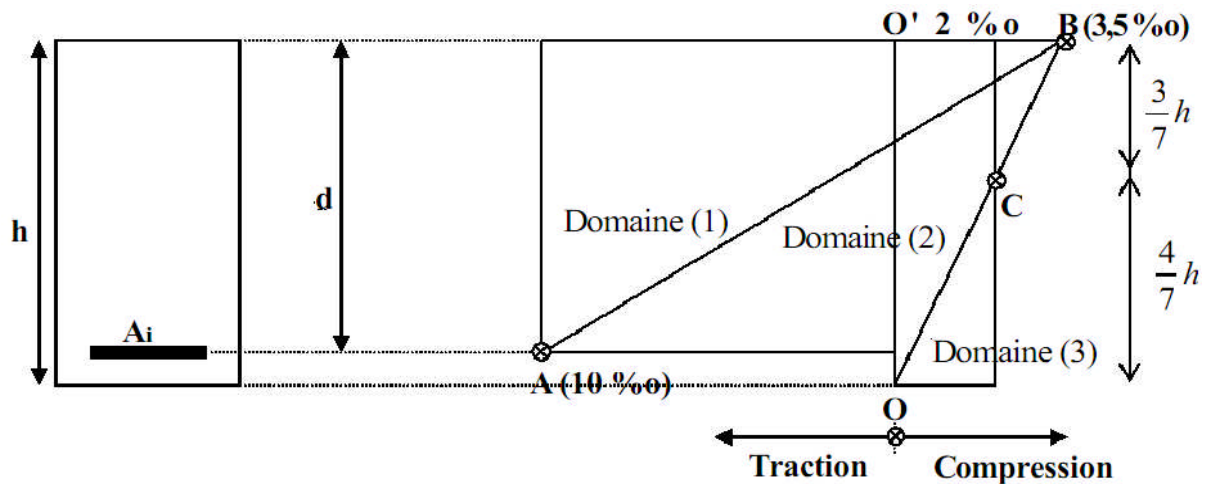


Figure I.4 : Diagramme des trois pivots.

- ✓ Le pivot (A) si $y \leq 0.2953d$.
- ✓ Le pivot (B) si $0.2953 \leq y \leq h$.
- ✓ Le pivot (c) si $y > h$.

b) Hypothèse à l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

c.à.d $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc}$ pour le béton

$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$ pour l'acier

3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligée.
5. Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$.

I.9- Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, on a utilisés les différents règlements techniques suivants :

- **RNVA 99** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et Algérien 99.

- **CCMA 97, Eurocode 03** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCMA97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA99 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, DTR B-C 2.4, Ministères de l'habitat.

I.10- Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

I.11- Les Combinaisons d'actions :

11.1. Situation durable :

a) Etat Limite Ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges, la stabilité et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel elle est destinée.

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Cas d'une seule action variable Q : $1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$
- Cas de plusieurs actions variables Q_i : $1.35 G_{max} + G_{MIN} + 1.35 (\Sigma Q_i)$

Avec :

G_{max} : Le poids propre pour l'action permanente défavorable.

G_{min} : Le poids propre pour l'action permanente favorable.

Q : La surcharge d'exploitation.

b) Etat Limite de Service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle », commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibrations ou de déformations ou flèches excessives.

Le dimensionnement ou la vérification à l'ELS est basé sur la limitation des déformations (ou des flèches pour les travées de poutres et de déplacement horizontaux pour les têtes de poteaux)

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :



- Cas d'une seule action variable **Q** : $G + Q$
- Cas de plusieurs actions variables **Q_i** : $G + 0.9 (\Sigma Q_i)$

11.2. Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée **E**
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le **RPA 99 article 5.2** ; Elles sont comme suit :

- **G + Q ± E**
- **0.8 G ± E** : cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de **G** est favorable.

Chapitre II : **Etude climatique**



II.1- Introduction :

Les structures métalliques sont soumises à des charges tels que le vent ainsi que la neige qui sont souvent prépondérante, une étude approfondie et détaillée doit être menée avec précision afin de déterminer les différentes actions et sollicitations dans toutes les directions possibles.

II.2- Etude au vent :

Le règlement (**DTR : RNVA 99**) sert à déterminé les différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les valeurs de pression du vent dépendent de certains nombres facteur :

- De la zone (région)
- Le site d'implantation
- Hauteur de l'ouvrage
- La forme de la toiture
- La forme géométrique de l'ouvrage

Selon les sens possibles du vent notre ouvrage à cinq cas sont à envisager et à considérer dans le calculs :

- ✓ Vent sur Lang-pan avec surpression intérieur.
- ✓ Vent sur Lang-pan avec dépression intérieur.
- ✓ Vent sur pignon avec surpression intérieur.
- ✓ Vent sur pignon avec dépression intérieur.
- ✓ Vent sur plan de la couverture.

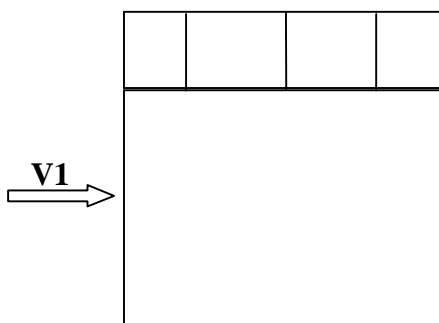


Figure 2.1 : Vent sur la façade principale et secondaire du hangar.

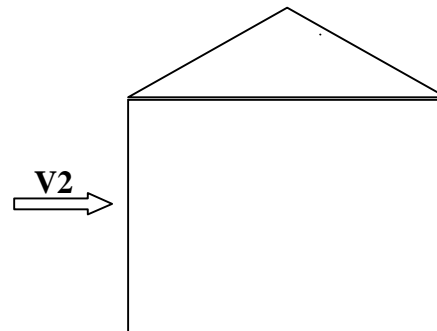


Figure 2.2 : Vent sur la façade gauche et droite du hangar.



Figure 2.3 : Vent sur plan de la couverture

2.1 Calcul des coefficients :

2.1.1 Effet de la région (q_{ref}) :

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

Pour notre structure, elle sera implantée dans la zone I [tableau 2-3 du RNVA99 (chapitre II)]

avec $q_{ref} = 375 N/m^2$

2.1.2 Effet du site ($K_t, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :

La structure sera implantée en zone industrielle (Catégorie III) donc d'après le tableau 2.4 Du RNVA 99 les valeurs des paramètres sont les suivants :

- | | | |
|-----------------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| 1- Le facteur de terrain | $K_t = 0.22$ | } (tableau 2-4, chapitre II RNVA99) |
| 2- Le paramètre de rugosité | $Z_0 = 0.3$ | |
| 3- La hauteur minimale | $Z_{min} = 8 \text{ m}$ | |
| 4- Le coefficient | $\epsilon = 0.37$ | |

2.1.3 Coefficient de topographie (C_t) :

Le site est plat ($\Phi < 0,05$) de coefficient de topographie $C_t = 1$ (tableau 2-5 ; chapitre II RNVA 99).

2.1.4 Calcul de coefficient dynamique C_d :

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

Pour notre ouvrage est un bâtiment avec ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique c_d donné par la figure 3.3 (chap. III RNVA99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure (un hangar de maintenance) a une hauteur de 13 m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

C_d est donné en fonction de :

- **b** (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- **H** (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

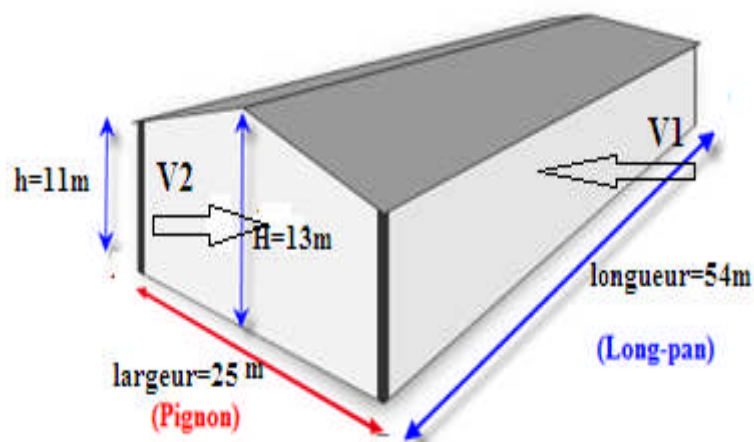


Figure 2.4 : Les directions principales du vent.

- **Direction longitudinale du vent V1** : pour : $b_1=54\text{m}$ et $h=13\text{m}$; par interpolation on aura : **$C_d=0.94$**
- **Direction transversale du vent V2** : pour : $b_2=25\text{m}$ et $h=13\text{m}$; par interpolation on aura : **$C_d=0.90$**

Pour les deux directions $C_d < 1,2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

Les valeurs de C_d sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Les valeurs de C_d .

| Direction du vent | h (m) | b (m) | C_d |
|-------------------|-------|-------|-------|
| V1 | 13 | 54 | 0.94 |
| V2 | 13 | 25 | 0.90 |

2.2. Détermination de la pression dynamique (q_{dyn}) :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement les éléments de structure. La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure (3.1.1 du chapitre 2 du RNVA99) ; Dans notre cas la construction est sans plancher intermédiaire (hangar) dont la hauteur est supérieure à 10m (13m). donc il doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteurs égales à la hauteur d'étage, n étant le nombre d'étages de la construction.

$$n = 2 \quad h_1 = 3.74 \text{ m} \quad h_2 = 7.26 \text{ m}$$

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

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

Avec :

- C_e : Le coefficient d'exposition du vent.
- Z_j : La distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j .

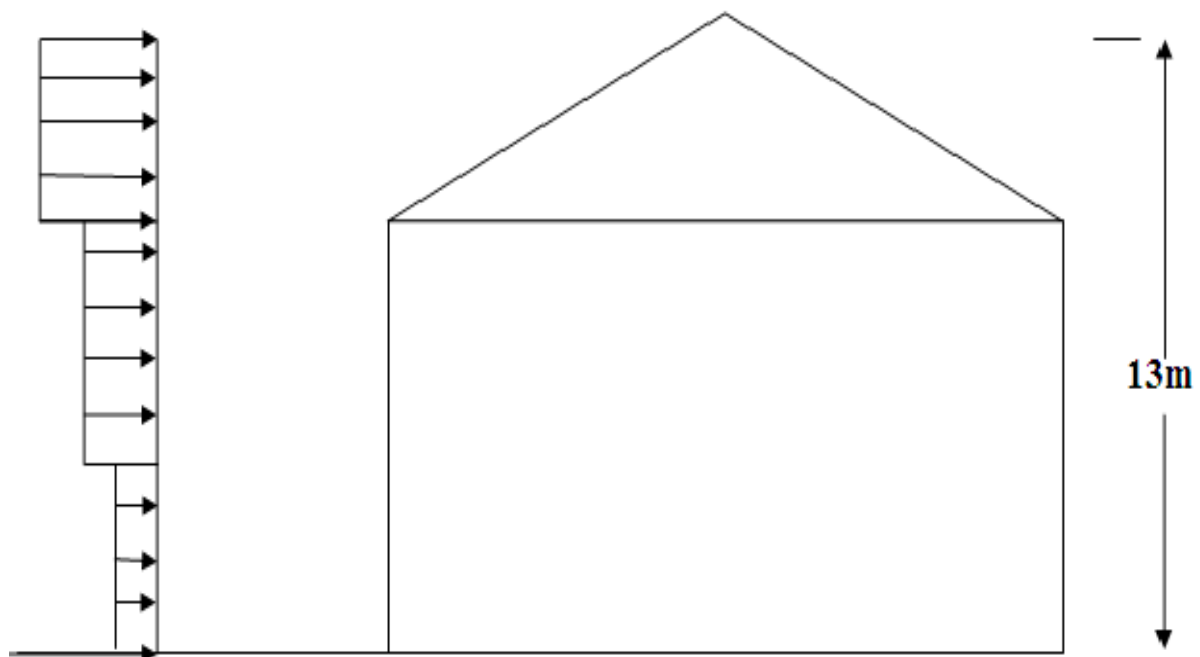


Figure 2.5 : Répartition la pression sur dynamique sur le hangar.

2.3. Calcul 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 de vent. Il est donné par la relation (2.15-chapitre2)

$$\begin{cases} Cr(z) = K_r \times \ln (Z/Z_0) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ Cr(z) = K_r \times \ln (Z_{\min} / Z_0) & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

- Z_0 : le paramètre de rugosité
- Z_{\min} : la hauteur minimale.
- Dans notre cas :
- $Z = 13 > Z_{\min} = 8\text{m}$
- Z : la hauteur de la construction.
- Les valeurs des (Cr) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les valeurs de Coefficient de rugosité

| Niveau | H (m) | Z (m) | Cr |
|---------|-------------|-------|-------|
| 1 | 3.74 | 1.87 | 0.722 |
| 2 | 7.26 | 7,37 | 0.722 |
| Toiture | H (toiture) | 13 | 0.829 |

2.4. Calcul 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 $C_d = 0,94 < 1,2$.

Le coefficient d'exposition est calculé par la formule suivante :

$$C_e = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad (\text{RNVA99 chapII} - 3.3)$$

Les valeurs des (C_e) sont résumées dans le tableau suivant : $C_T(z) = 1 \rightarrow$ site plat

Tableau II.3 : Les valeurs de coefficient d'exposition.

| Niveau | $C_t(z)$ | $Cr(z)$. | $C_t(z)^2$ | $Cr(z)^2$ | C_e |
|---------|----------|-----------|------------|-----------|-------|
| 1 | 1 | 0.722 | 1 | 0.521 | 1.632 |
| 2 | 1 | 0.722 | 1 | 0.521 | 1.632 |
| Toiture | 1 | 0.829 | 1 | 0.687 | 1.963 |



2.5. Calcul de la pression dynamique :

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

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

2.5.1 Valeur des pressions dynamiques :

Selon la relation : $q_{dyn(z_j)} = q_{ref} \times C_e(z_j)$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

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

| Niveau | q_{ref} (N/m ²) | C_e (zj) | q_{dyn} (zj) (N/m ²) |
|---------|-------------------------------|------------|------------------------------------|
| 1 | 375 | 1.632 | 612 |
| 2 | 375 | 1.632 | 612 |
| Toiture | 375 | 1.963 | 736,125 |

II.3- Détermination des coefficients de pression (Cpe, Cpi) :

3.1. Vent perpendiculaires au pignon (sens V2) :

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement ($C_{pe,1}$, $C_{pe,10}$)

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2 \text{ (RNV99 chap5-5.1)} \end{array} \right.$$

Etant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m² les $C_{pi} = C_{pe,10}$

❖ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure (5.1 du RNV99 chap5), et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

h : hauteur totale : h= 13 m

d : dimension parallèle à la direction du vent V2 : d=25,00m.



b : la dimension perpendiculaire à la direction V1 : $b=54,00$ m

$e = \min(54,00 \text{ m}, 26\text{m}) = 26$ m

$d < e \Rightarrow$ La paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b , plus E et D selon d , comme l'indiquent les schémas suivants :

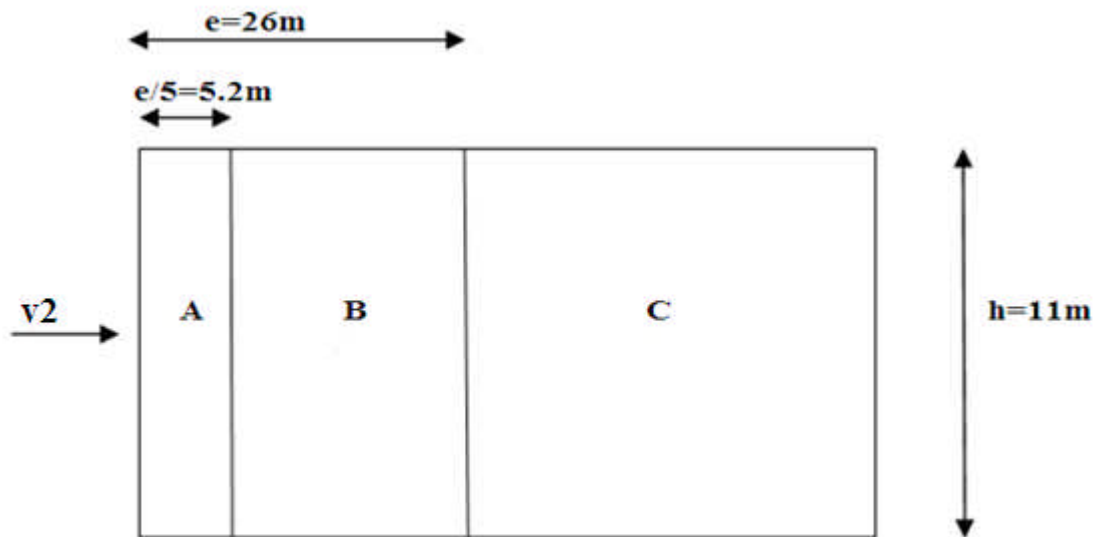


Figure 2.6 : Vue en élévation des parois verticales de direction pignon.

Etant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m^2 , donc les $C_{pe} = C_{pe10}$ et selon le tableau (5.1) RNV99, on trouve :

Tableau II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale

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

La figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

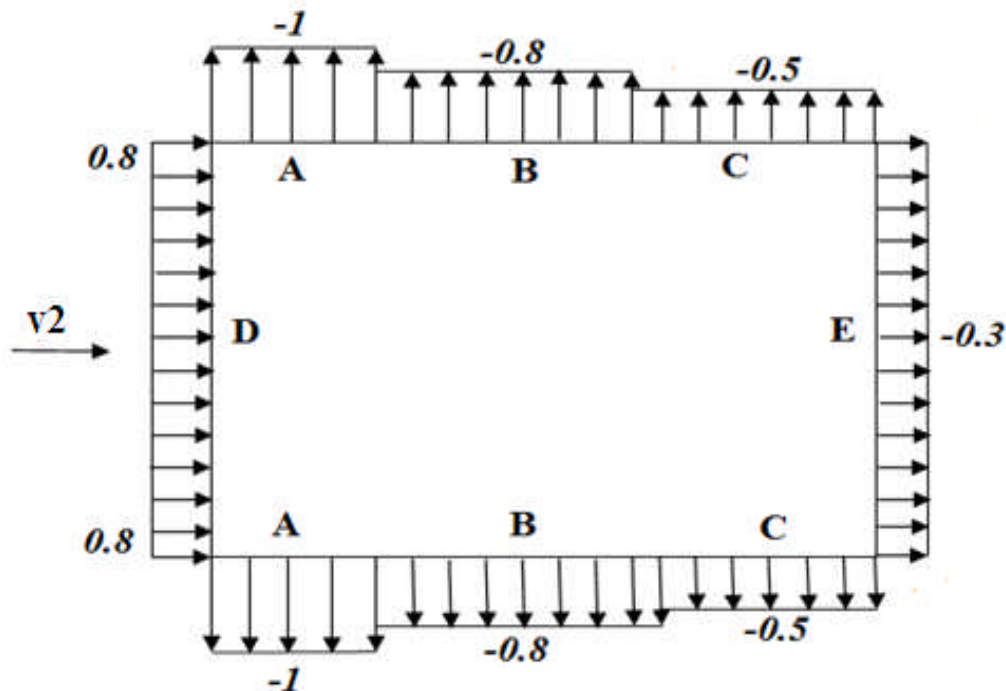


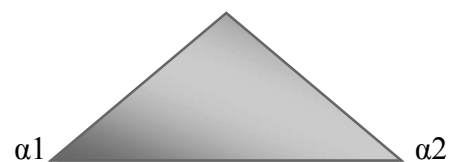
Figure 2.7 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales– direction V2 du vent.

❖ La toiture :

La toiture est à deux versants, la détermination des coefficients de pression extérieure (Cpe) se fait en divisant la toiture comme indiqué à la figure (5.4 chapitre.5) du RNV 99. Et Comme illustré ci-dessous :

- h : hauteur totale ; h=13 m
- b : dimension perpendiculaire au vent (b=25m)
- e = min(b ; 2h) = min (25m, 26m)= 25m

- e/4=25/4= 6.25m
- e/10=25/10=2.5m



$$\text{tg}(\alpha) = \frac{2}{12.5} = 0.16 \rightarrow \alpha = 9.09^\circ \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 9.09^\circ$$



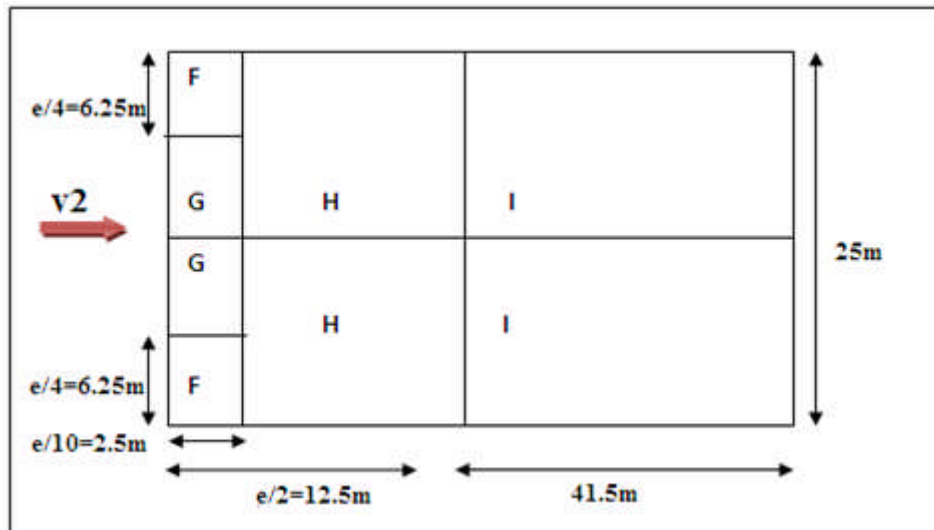


Figure 2.8 : Répartition des Cpe sur la toiture $\Theta = 90^\circ$

Pour cette direction du vent les valeurs des surfaces chargées de la toiture sont comme suit :

$$\begin{cases} SH=12.5*10=125m^2 \\ SI=12.5*41.5=518.75m^2 \\ SF=SG=6.25*2.5=15.625m^2 \end{cases}$$

Remarque :

On a : toutes les surfaces de la toiture sont $> 10 m^2 \Rightarrow Cpe = Cpe,10$

Après interpolation linéaire nous établissons un tableau contenant les Cpe des différentes zones de la toiture :

Tableau II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

| Angle (α)=9.09° | F | G | H | I |
|--------------------------|-------|------|-------|------|
| Cpe | -1.35 | -1.3 | -0.78 | -0.5 |



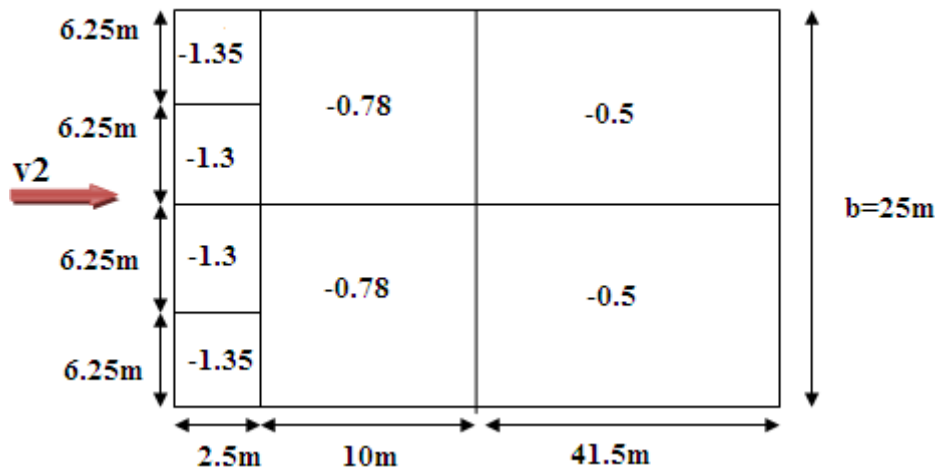


Figure 2.9 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture, vent sur pignon

h : hauteur de la paroi verticale ($h=11\text{m}$)

f : naissance de la voute ($f=2\text{ m}$)

a) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures doit prendre les valeurs suivantes : $C_{pi}=+0,8$ et $C_{pi}=-0,5$ (§ 2.2.2 RNV A99)

• **Cas 01 :**

$$\mu_p=0 \quad C_{pi}=+0,8 \quad (\text{surpression intérieure})$$

b) Calcul de la pression statique :

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N} / \text{m}^2] \quad (\text{Formule 2.1 RNV99})$$

❖ **Parois verticales :**

$$C_{pi}=+0,8 \quad (\text{surpression intérieure})$$

Tableau II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=+0,8$)

| ZONE | C_d | $Q_{dyn}(N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $C_{pe} \cdot C_{pi}$ | $W_j (N/m^2)$ | $Q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|------------------|----------|----------|-----------------------|---------------|---------------|
| A | 0.94 | 612 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1101.6 | -1035.5 |
| | 0.94 | 612 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1101.6 | -1035.5 |
| B | 0.94 | 612 | -0.8 | 0.8 | -1.6 | -979.2 | -920.45 |
| | 0.94 | 612 | -0.8 | 0.8 | -1.6 | -979.2 | -920.45 |
| C | 0.94 | 612 | -0.5 | 0.8 | -1.3 | -795.6 | -747.86 |
| | 0.94 | 612 | -0.5 | 0.8 | -1.3 | -795.6 | -747.86 |
| D | 0.94 | 612 | 0.8 | 0.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.94 | 612 | 0.8 | 0.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| E | 0.94 | 612 | -0.3 | 0.8 | -1.1 | -673.2 | -632.81 |
| | 0.94 | 612 | -0.3 | 0.8 | -1.1 | -673.2 | -632.81 |

• **Toiture :**

$C_{pi} = +0,8$ (surpression intérieure)

Tableau II.8 : Valeurs des pressions correspondant aux zones de la toiture ($C_{pi} = +0,8$).

| ZONE | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $C_{pe} \cdot C_{pi}$ | $W_j (N/m^2)$ | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|-----------------------|---------------|---------------|
| F | 0.94 | 736.125 | -1.35 | +0.8 | -2.15 | -1582.67 | -1487.70 |
| G | 0.94 | 736.125 | -1.3 | +0.8 | -2.1 | -1545.86 | -1453.10 |
| H | 0.94 | 736.125 | -0.78 | +0.8 | -1.58 | -1163.07 | -1093.28 |
| I | 0.94 | 736.125 | -0.5 | +0.8 | -1.3 | -956.96 | -899.54 |

• **Cas 02 :**

$\mu_p = 1$ $C_{pi} = -0,5$ (dépression intérieure)

❖ **Parois verticales :**



Tableau II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=-0,5$)

| 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 | 612 | -1 | -0.5 | -0.5 | -306.0 | -287.64 |
| B | 0.94 | 612 | -0.8 | -0.5 | -0.3 | -183.6 | -172.58 |
| | 0.94 | 612 | -0.8 | -0.5 | -0.3 | -183.6 | -172.58 |
| C | 0.94 | 612 | -0.5 | -0.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| | 0.94 | 612 | -0.5 | -0.5 | 0.0 | 0.00 | 0.00 |
| D | 0.94 | 612 | 0.8 | -0.5 | +1.3 | +795.6 | +747.86 |
| | 0.94 | 612 | 0.8 | -0.5 | +1.3 | +795.6 | +747.86 |
| E | 0.94 | 612 | -0.3 | -0.5 | +0.2 | +122.4 | +115.06 |
| | 0.94 | 612 | -0.3 | -0.5 | +0.2 | +122.4 | +115.06 |

❖ **La toiture :**

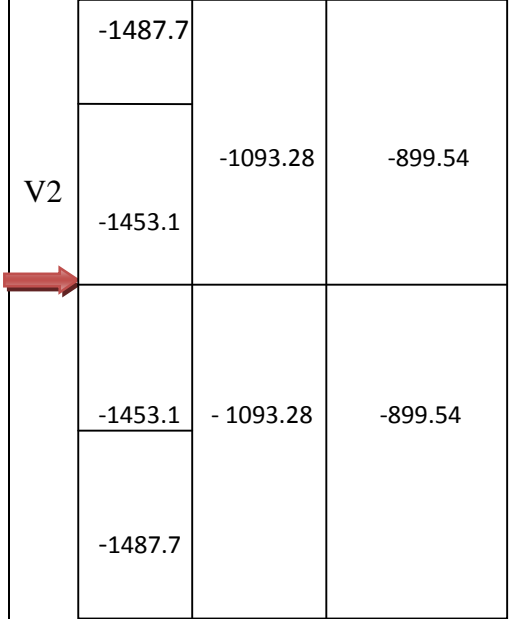
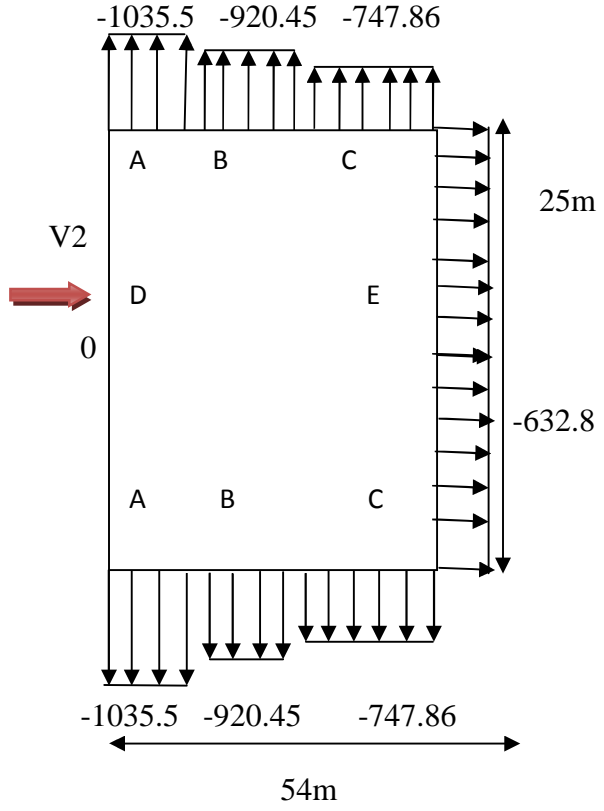
Dépression intérieure ($C_{pi} = -0,5$)

Tableau II.10 : Valeurs des pressions correspondant aux zones de la toiture ($C_{pi} = 0,8$).


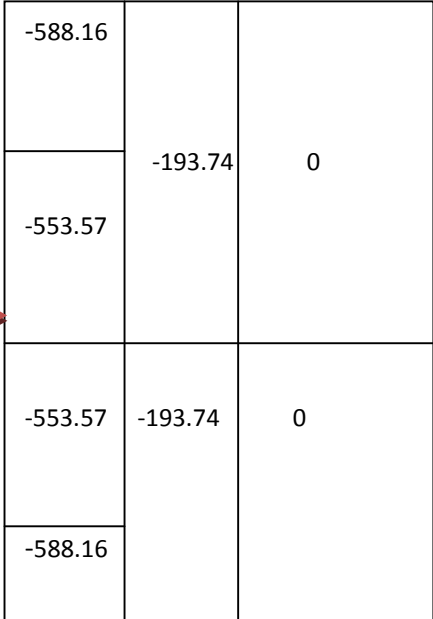
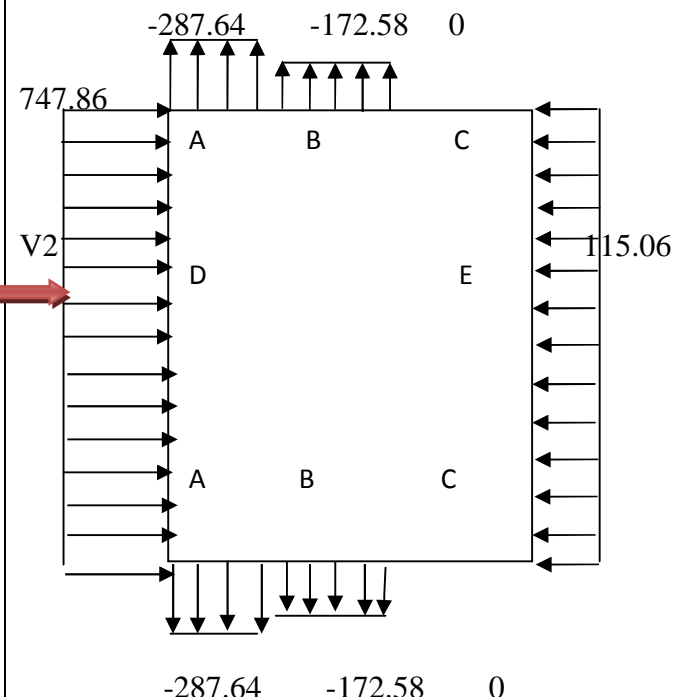
| ZONE | C_d | $q_{dyn}(N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $C_{pe}-C_{pi}$ | $W_j(N/m^2)$ | $q_j(N/m^2)$ |
|----------|-------|------------------|----------|----------|-----------------|--------------|--------------|
| F | 0.94 | 736.125 | -1.35 | -0.5 | -0.85 | -625.70 | -588.16 |
| G | 0.94 | 736.1255 | -1.3 | -0.5 | -0.8 | -588.9 | -553.57 |
| H | 0.94 | 736.125 | -0.78 | -0.5 | -0.28 | -206.11 | -193.74 |
| I | 0.94 | 736.125 | -0.5 | -0.5 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |



-Résumé des pressions exercées sur la structure direction de vent V2 :

| Direction | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les versants de la toiture | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les parois verticales |
|--------------------------|--|---|
| Direction V2 Cpi=+0.8 |  |  |



| Direction | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les versants de la toiture | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les parois verticales |
|---|--|---|
| Direction V2 Cpi=-0.5  |  |  |

c) Calcul des forces de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

Avec :

(d) : est la dimension de la construction parallèle au vent

(b) : est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

(h) : est la hauteur de la construction

$$d/b = 54/25 = 2.16 < 3 \quad ; \quad d/h = 54/13 = 4.15 > 3$$

Pour cette direction de vent la deuxième condition du (RNV99 – Chapitre 2, § 1.4) n'est pas satisfaites, les forces de frottements ne peuvent être négligées.

La force de frottement est donné par :



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

RNV99 chap2- 4.3

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

Z_j : Hauteur du centre de l'élément j (m)

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

S_{fr,j} : aire de l'élément de surface j (m²)

- **Paroi verticale :**

$$S_{fr,j} = d \times h = 54 \times 11 = 594 \text{ m}^2$$

- **La toiture** (deux versants) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur de ABC développée}) \times d \quad (\text{tableau 2.2 .chap. II .RNVA99}).$$

$$S_{fr,j} = 13.12 \times 54 = 708.48 \text{ m}^2$$

C_{fr,j} : coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

C_{fr,parois} = 0,04 (ondulations perpendiculaires à la direction du vent).

C_{fr,toiture} = 0,04 (ondulations perpendiculaires à la direction du vent).

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{F_{fr,toiture}} = 736,125 \times 0,04 \times 2 \times 708,48 = 41,72 \text{ KN} \\ \mathbf{F_{fr,paroi}} = 612 \times 0,04 \times 2 \times 594 = 29,08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

| Direction de vent | Paroi (KN) | | | Toiture (KN) | | |
|-------------------|------------|------|-----------------|--------------|------|-----------------|
| | d/b | d/h | F _{fr} | d/b | d/h | F _{fr} |
| V2 | 2.16 | 4.15 | 29,08 | 2.16 | 4.15 | 41.72 |

Tableau II.11 : Valeurs de la force de frottement

$$F_{fr} \text{ Totale} = (29,08 + 41,72) = 70,8 \text{ kN}$$

3.2. Vent perpendiculaire aux longs pans (sens V1) :

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

Le coefficient de pression externe C_{pe} de 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 1 m^2 et 10 m^2 , aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2 \text{ (RNV99 chap5-5.1)} \end{array} \right.$$

❖ parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 du chapitre 5, pour cela on détermine la valeur de e telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

h : hauteur de la paroi à considérer : $h = 13 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction V1 : $d = 25 \text{ m}$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V1 : $b = 54 \text{ m}$

$$e = \min(54 \text{ m}, 26 \text{ m}) = 26 \text{ m}.$$

On a : $d < e \Rightarrow$ la paroi est divisée en deux parties (A' , B') selon le sens de b , plus E et D selon d , comme l'indiquent les schémas suivants :

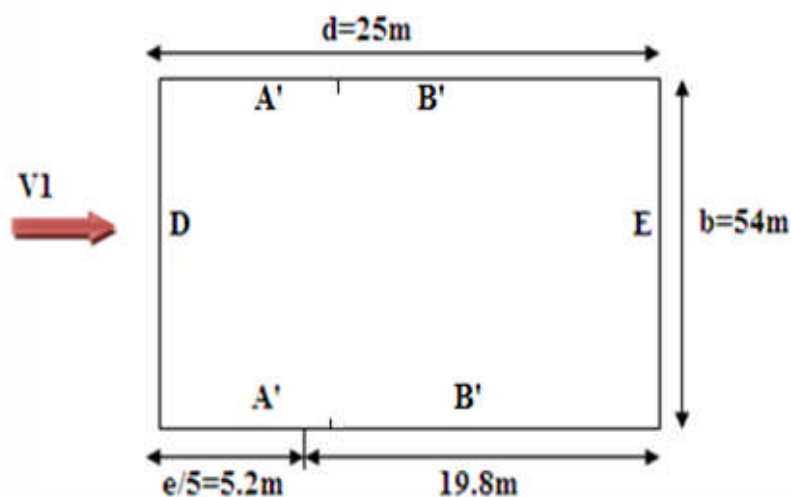


Figure 2.10 : Vue en plan de la paroi verticale de direction Lang-pan.

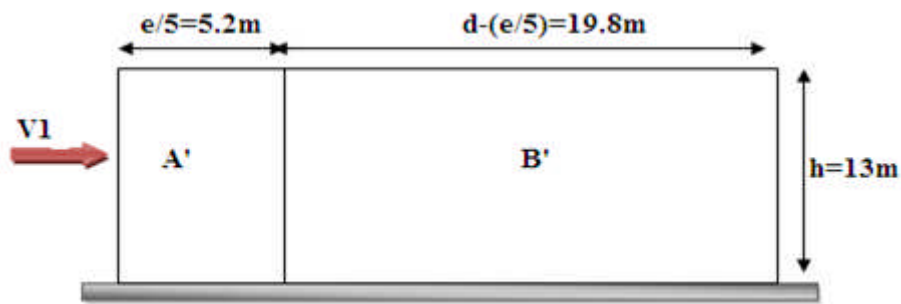


Figure 2.11 : Vue en élévation de la paroi verticale direction du vent V1 (perpendiculaire au long pan).

b) coefficients de pression:

Pour cette direction de vent toutes les surfaces chargées de la paroi ont des valeurs supérieures à $10m^2$, donc $C_{pe} = C_{pe10}$, a partir du tableau (5.1) RNV99, on tire les valeurs des C_{pe} :

Tableau II.12 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale direction du vent V1

| ZONE | A' | B' | D | E |
|----------|----|------|------|------|
| C_{pe} | -1 | -0.8 | +0.8 | -0.3 |

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

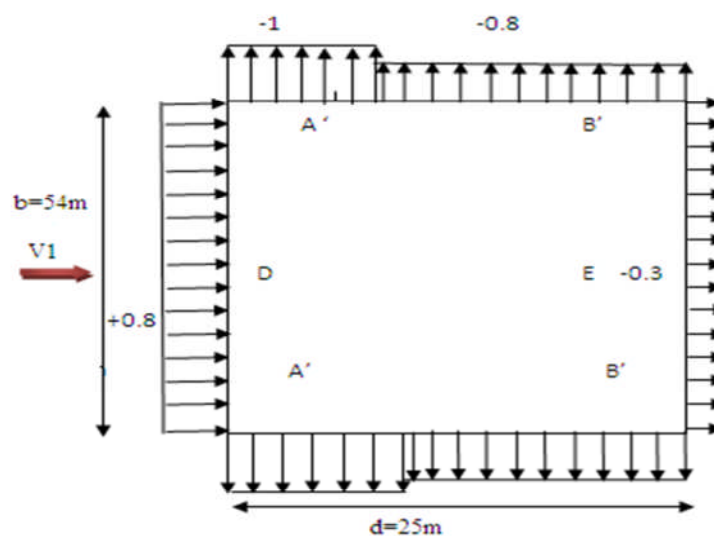


Figure 2.12 : Répartition des C_{pe} sur les parois verticales direction du vent V1 et V2



❖ la toiture :

Pour notre cas on a une toiture à deux versants : $\text{tg } \alpha = 0,16 \rightarrow \alpha = 9,09^\circ$

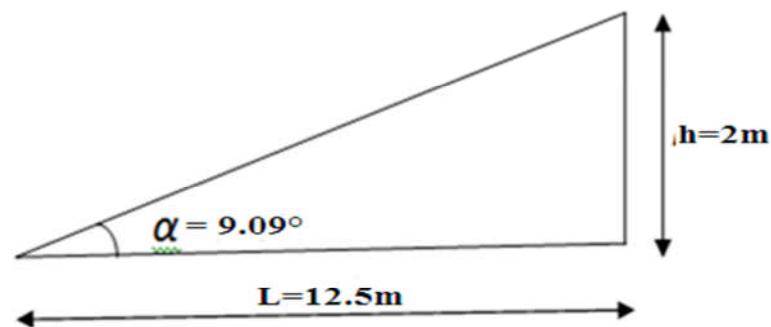


Figure 2.13 : Représentation des pentes.

Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices et pour des surfaces inférieures à 10 m^2 , on prendra pour chaque versant de la toiture les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ ou $\theta = 180^\circ$ selon (cf. § 1.1.5).

Pour notre cas, on prendra pour chaque versant de la toiture les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versant correspondant à $\theta = 0^\circ$ selon le cas (cf. § 1.1.5).

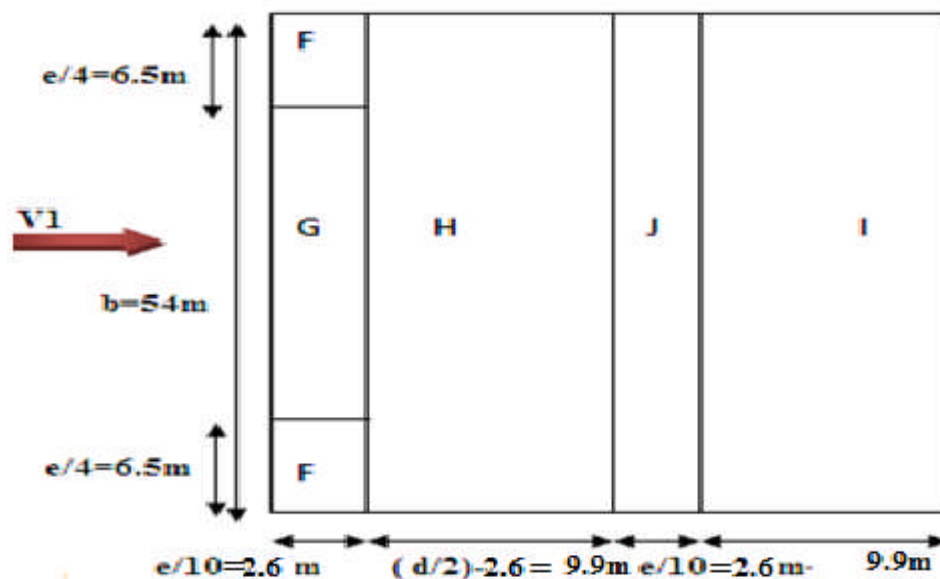


Figure 2.14 : Répartition du vent sur la toiture $\Theta = 0^\circ$

a) **coefficients de pression** : chargées de la paroi ont des valeurs supérieures à 10m^2 , $C_{pe}=C_{pe10}$, la détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} se fait par interpolation linéaire entre les angles ($\alpha =5^\circ$ et $\alpha =15^\circ$)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont données sur le tableau suivant :

Tableau II.13 : Les valeurs (C_{pe}) pour la toiture.

| Angle $\alpha =9.09^\circ$ | F | G | H | I | J |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| C_{pe} | -1.37 | -1.03 | -0.47 | -0.34 | -0.58 |

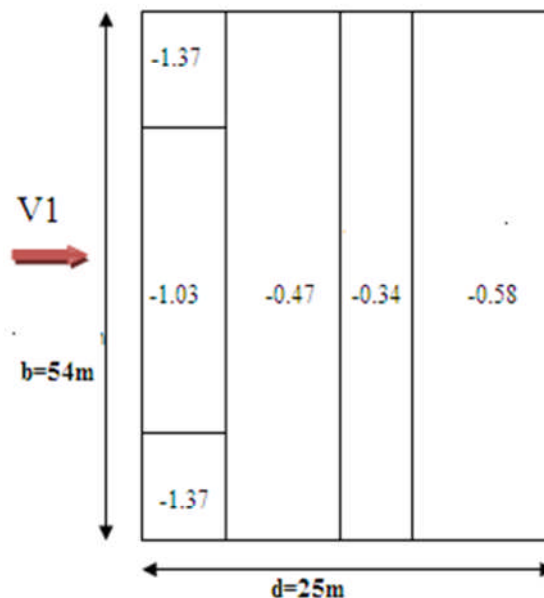


Figure 2.15 : Répartition des C_{pe} sur la toiture direction de vent perpendiculaire au long-pan.

b) Coefficient de pression intérieure :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures doit prendre les valeurs suivantes $C_{pi}=+0.8$ et $C_{pi}=-0.5$ (§ 2.2.2 RNVA99).

- o Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

- Cas 01 :

$$\mu_p=0 \quad C_{pi}=+0,8 \quad (\text{surpression intérieure})$$

- ❖ Parois verticales :

Tableau II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=0,8$)

| 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' | 0.90 | 612 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1101.6 | -991.44 |
| | 0.90 | 612 | -1 | 0.8 | -1.8 | -1101.6 | -991.44 |
| B' | 0.90 | 612 | -0.8 | 0.8 | -1.6 | -979.2 | -861.69 |
| | 0.90 | 612 | -0.8 | 0.8 | -1.6 | -979.2 | -881.28 |
| D | 0.90 | 612 | +0.8 | 0.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.90 | 612 | +0.8 | 0.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| E | 0.90 | 612 | -0.3 | 0.8 | -1.1 | -673.2 | -605.88 |
| | 0.90 | 612 | -0.3 | 0.8 | -1.1 | -673.2 | -605.88 |

- ❖ La toiture :

$$\text{Dépression intérieur } C_{pi} = 0,8$$

Tableau II.15 : Valeurs des pressions correspondant aux zones de la toiture ($C_{pi} = 0,8$).

| 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 | 0.90 | 736.125 | -1.37 | +0.8 | -2.17 | -1597.40 | -1437.66 |
| G | 0.90 | 736.125 | -1.03 | +0.8 | -1.83 | -1347.11 | -1212.40 |
| H | 0.90 | 736.125 | -0.47 | +0.8 | -1.27 | -934.88 | -841.39 |
| I | 0.90 | 736.125 | -0.34 | +0.8 | -1.14 | -839.18 | -755.26 |
| J | 0.90 | 736.125 | -0.58 | +0.8 | -1.38 | -1015.85 | -914.27 |

- Cas 02:

$$\mu_p=1 \quad C_{pi}=-0,5 \quad (\text{dépression intérieure})$$



❖ Parois verticales :

Tableau II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec ($C_{pi}=-0,5$)

| 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' | 0.90 | 612 | -1 | -0.5 | -0.5 | -306.0 | -275.4 |
| | 0.90 | 612 | -1 | -0.5 | -0.5 | -306.0 | -275.4 |
| B' | 0.90 | 612 | -0.8 | -0.5 | -0.3 | -183.6 | -165.24 |
| | 0.90 | 612 | -0.8 | -0.5 | -0.3 | -183.6 | -165.24 |
| D | 0.90 | 612 | 0.8 | -0.5 | +1.3 | +795.6 | +716.04 |
| | 0.90 | 612 | 0.8 | -0.5 | +1.3 | +795.6 | +716.04 |
| E | 0.90 | 612 | -0.3 | -0.5 | +0.2 | +122.4 | +110.01 |
| | 0.90 | 612 | -0.3 | -0.5 | +0.2 | +122.4 | +110.01. |


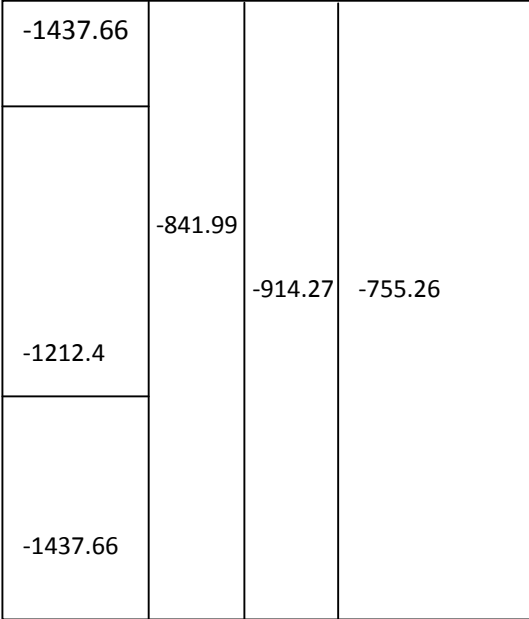
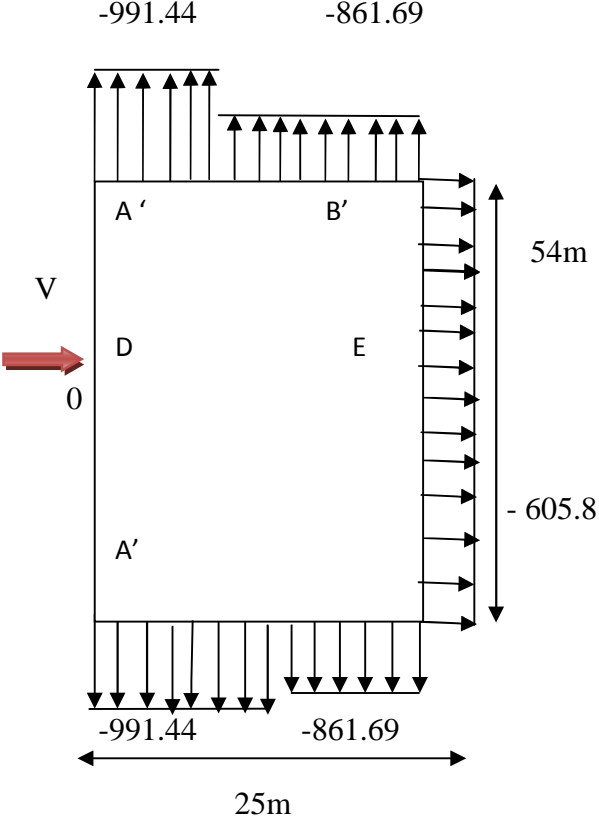
• La toiture :

Dépression intérieure $C_{pi} = -0,5$ **Tableau II.17 : Valeurs des pressions correspondant aux zones de la toiture ($C_{pi} = -0,5$).**

| 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 | 0.90 | 736.125 | -1.37 | -0.5 | -0.85 | -625.70 | -563.13 |
| G | 0.90 | 736.125 | -1.03 | -0.5 | -0.53 | -390.14 | -351.12 |
| H | 0.90 | 736.125 | -0.47 | -0.5 | +0.03 | +22.08 | +19.87 |
| I | 0.90 | 736.125 | -0.34 | -0.5 | +0.16 | +117.78 | +106.00 |
| J | 0.90 | 736.125 | -0.58 | -0.5 | -0.08 | -58.89 | -53.00 |



-Résumé des pressions exercées sur la structure direction de vent V1

| Direction | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les versants de la toiture | Distribution des pressions en (N/m ²) sur les parois verticales |
|---|--|---|
| Direction V1 Cpi=+0.8  |  |  |

• Calcul de force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : (RNV99 –Chapitre 2, § 1.4).

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

$$d/b=25/54=0.46 < 3$$

$$d/h=25/13=1.92 < 3$$

Pour cette direction du vent aucune des deux conditions précédentes n'est satisfaite, il n'y a pas lieu de tenir compte des forces de frottements s'exerçant sur les parois.



II.4-Etude à la neige :

4.1 Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

Cette étude consistera donc à définir l'influence du climat à savoir la neige et le vent sur un bâtiment industriel en construction métallique dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Structure implantée dans la wilaya de Bejaia.
- Niveau de site plat.
- Terrain de catégorie III zone suburbaine (industrielle).

4.2 Action de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte lors de la vérification des éléments de la structure.

4.3 Base de calcul :

❖ La charge de la neige :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad (3.3.1 \text{ P13 RNVA99})$$

Où :

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

Le lieu d'implantation de la structure appartient à la zone A, et a une altitude ($H = 50 \text{ m}$)

$$\text{Donc : } S_k = \frac{0,07H+15}{100} = 0,185 \text{ KN/m}^2.$$

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme à ($\alpha = 9.09^\circ$) est donné par le tableau 6.2 du RNVA99.

$$0 \leq \alpha \leq 15^\circ \quad \Longrightarrow \quad \mu = 0,8$$



Ce qui implique que $S = 0,8 \times 0,185 = 14,8 \text{ daN/m}^2$.

$$S = 14,8 \text{ daN/m}^2$$

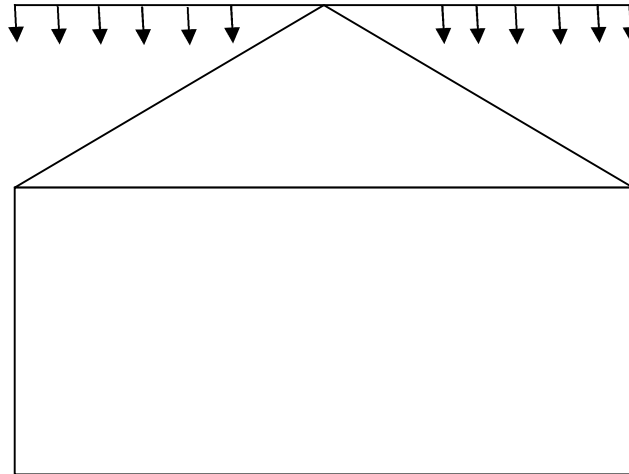


Figure 2.16 : Valeur de la charge caractéristique de la neige.

II.5- Effet de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts parasites dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres au niveau des appuis, ainsi que les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée du gradient thermique).

Notre projet est implanté à (Bejaia). 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 :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}$$

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

$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}$. 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 $\alpha = 11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments



III.1-Etude de la couverture :

La couverture est destinée pour couvrir et isoler la structure de milieu extérieure (l'aire libre) vis-à-vis de différentes actions comme le vent, la neige...etc.

Donne notre cas on utilise une couverture en panneaux sandwich de type (**voir annexe 1**) et à partir de l'annexe en détermine la charge du vent afin d'estimer le poids propre et l'épaisseur de ce panneaux et l'entraxe entre les pannes.

Notre panneau double peau monolithiques est constitué de :

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

Le panneau sandwich nous offres plusieurs avantages on site :

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

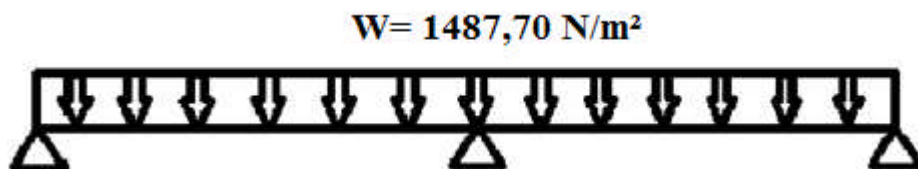


Figure 3.1 : Schéma statique.

D'après l'étude au vent, on a une charge de 1487,70 N/m² ce qui nous donne un panneau sandwich de 40 mm d'épaisseur et de son poids propre 10,05 Kg/m² l'entraxe de 2,08m.

La charge des accessoires est égale à 3 Kg/m².

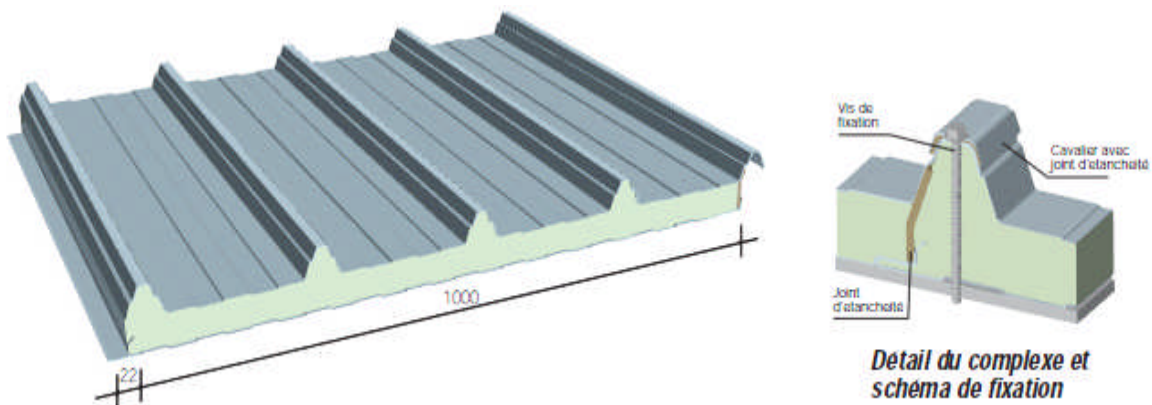


Figure 3.2 : Panneau sandwich voir la fiche technique (annexe 01).

III.2- Etude des pannes :

2.1. Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture et les charges qui lui reviennent, sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

2.2. Données de calcul :

Les pannes sont réalisées en profilé **I** et **U** à section laminé ou en forme **E**, **Z** formé à froid pour les grandes portées.

- Pannes de 6m de portée réalisée en profilé (**I**)
- L'espacement entre axe des pannes est de 2,08 m
- Toiture à traverse avec une pente de $9,09^\circ$

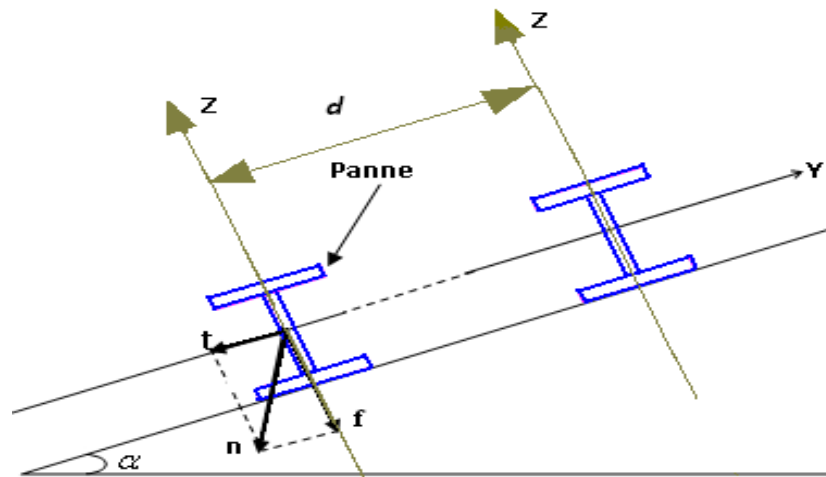


Figure 3.3 : Disposition de la panne sur la toiture.

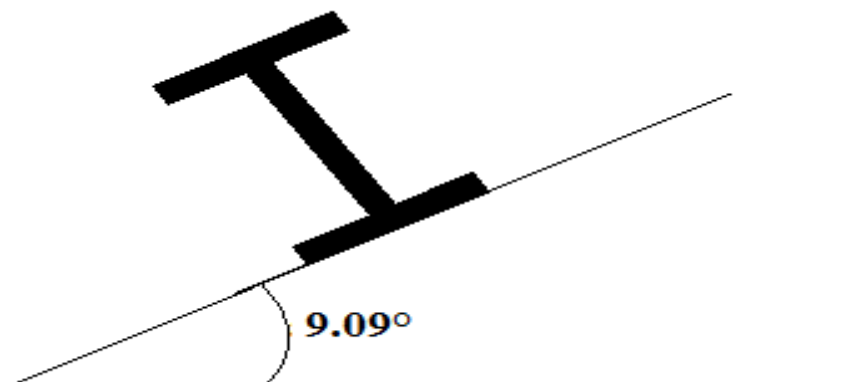


Figure.3.4 : La pente de calcul.

2.3. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....10,05 Kg/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache.....3 Kg/m²
- Poids propre des pannes est estimé.....15 Kg/ml

$$G = \left[\left(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}} \right) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 2.08m

$$G = \left[(10,05 + 3) \times \left(\frac{2,08}{\cos 9.09} \right) \right] + 15 = 42,48 \text{ Kg / ml} = 0,4248 \text{ KN / ml}$$

$$G = 0,4248 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge 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.

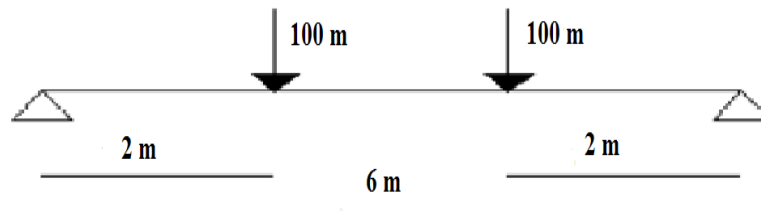


Figure 3.5 : Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg / ml}$$

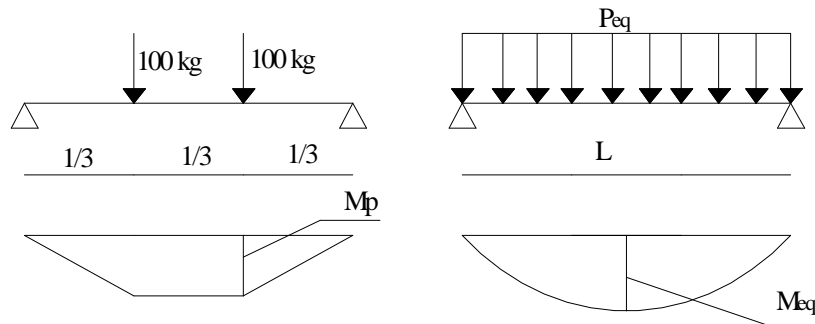


Figure 3.6 : Moment due à la charge d'entretien.

a) **Surcharge climatique due au vent :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec $C_{pi} = + 0,8$ chargée en zone F et G.

$$V_1 = - 1,487 \text{ KN/m}^2$$

$$V_1 = -1,487 \times 2,08 = -3,092 \text{ KN/ml}$$

b) **Surcharge climatique due à la neige :**

$$S = 0,148 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,148 \times 2,08 = 0,307 \text{ KN/ml}$$

2.4. **Combinaison des charges les plus défavorables:**

• **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,424 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$$

$$V = - 3,092 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,307 \text{ KN/ml}$$

• **Décomposition des charges :**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,424 \cos 9.09 = 0,418 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 9.09 = 0,438 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -3,092 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,307 \cos 9.09 = 0,303 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,424 \sin 9,09 = 0,066 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,444 \sin 9,09 = 0,070 \text{ KN/ml}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,307 \sin 9,09 = 0,048 \text{ KN/ml}$$

2.5. Combinaisons d'actions :• **ELU**➤ **Axe Z-Z :**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,418 - 1,5 \times 3,092 = -4,22 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,418 + 1,5 \times 0,303 = 1,018 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,418 + 1,5 \times 0,438 = 1,221 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\min} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0 = 0,089 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0,048 = 0,161 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0,070 = 0,194 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**➤ **Axe Z-Z:**

$$G_z + V = 0,418 - 3,092 = -2,674 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,418 + 0,303 = 0,721 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,418 + 0,438 = 0,856 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$G_y + S_y = 0,066 + 0,048 = 0,114 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,066 + 0,070 = 0,136 \text{ KN/ml}$$

2.6. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 300 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :



$$I_y \geq \frac{5}{2.375 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times (-2,674) \times 600^4 \times 10^{-1}}{3,00 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 716,25 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 160**.

$$\text{Ses caractéristiques sont : } \begin{cases} I_y = 869.3 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 68.31 \text{ cm}^4 \\ A = 20.1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15.8 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(10,05 + 3) \times \left(\frac{2,08}{\cos 9,09} \right) \right] + 15,8 = 43,28 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,432 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,432 \cos 9,09 = 0,426 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,432 \sin 9,09 = 0,068 \text{ KN/ml}$$

2.7. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

2.7.1. Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,426 + 1,5 \times 0,438 = 1,232 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0,070 = 0,194 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,426 - 1,5 \times 3,092 = -4,212 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0 = 0,089 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,426 + 1,5 \times 0,303 = 1,029 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0,048 = 0,161 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

2.7.2. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{(-4,212) \times 6,00^2}{8} = 18,954 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,089 \times 6,00^2}{8} = 0,400 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,232 \times 6,00^2}{8} = 5,544 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,194 \times 6,00^2}{8} = 0,873 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,029 \times 6,00^2}{8} = 4,630 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,161 \times 6,00^2}{8} = 0,724 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant max sera (le plus défavorable) :**

$$V_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{-4,212 \times 6,00}{2} = -12,636 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant due au poids propre :**

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,426 \times 6,00}{2} = 1,278 \text{ KN}$$

La combinaison sera comme suit :

$$V_{\max} = V_G + 1,5V_{\max} = 1,278 + 1,5(-12,636) = -20,232 \text{ KN}$$

2.7.3. Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z,\max} < V_{plz}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 12,99 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{12,99 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 160,22 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_{z,\max} = 16,299 \text{ KN} < V_{plz} = 160,22 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Vérification au diversement :

Remarque : $M_{sd,y}$ sera calculé sous l'action du vent.

$$M_{sd,y} = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{4,212 \times 6^2}{8} = 18,954 \text{ KN / ml}$$

La vérification à faire est : $M_{sd,y} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2(1)

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 1}$$

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

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

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

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

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

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

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple (rotation libre /ZZ)
 $K_w=1$ (gauchissement).

L =longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique $L/2=3\text{ m}$.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8\text{cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} \quad \text{sous la charge verticale.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$I_t = 3,6\text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3975\text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 6828}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{6828} + \frac{(3)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 6828} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{35,42 \cdot 10^{-3}}} = 0,91$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

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

On calcul χ_{LT} à l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,91$$

$$\chi_{LT} = 0,727 \quad , \quad M_{sdy} = 18,95\text{KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,727 \cdot 1 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 19,243\text{KN.m}$$

$$M_{sdy} = 18,954\text{KN.m} < 19,243\text{KN.m}$$

Vérifier (pas de risque de diversement)



Donc la stabilité de la panne vis-à-vis du déversement est vérifiée.

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec : $\alpha = 2$ (profilé en I laminé), $\beta = 1$ (l'effort normal est nul).

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{17,577}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,400}{6,13} \right)^1 = 0,513 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{5,544}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,873}{6,13} \right)^1 = 0,178 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

Donc la section IPE 160 est vérifiée à l'ELU.

2.7.4. Vérification à L'ELS :

a) Combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,426 + 0,438 = 0,864KN \\ q_y = 0,066 + 0,070 = 0,136KN \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,426 + (-3,092) = -2,666KN \\ q_y = 0,066 + 0 = 0,066KN \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,426 + 0,303 = 0,709KN \\ q_y = 0,066 + 0,048 = 0,114KN \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,66 \cdot (6,00)^4}{869,32,1} = 2,45 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3,00 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{0,136 \times 10^{-2} \times (300)^4}{68,31 \times 21000} = 0,040 \text{ cm} < \frac{L/2}{200} = 1,50 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE 160**

III.3- Calcul des liernes :

3.1. Définition :

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être transmis aux pannes faitières, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

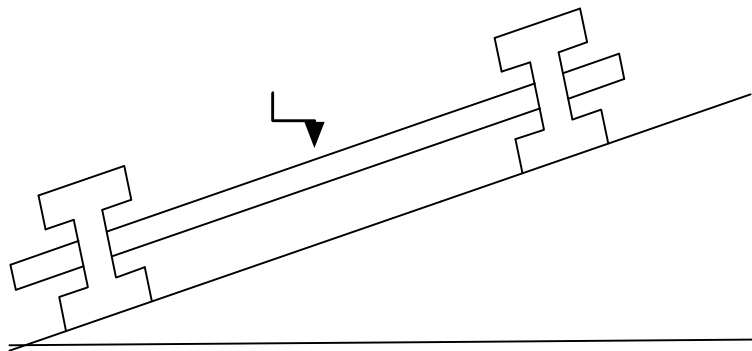


Figure 3.7 : Présentation des liernes.

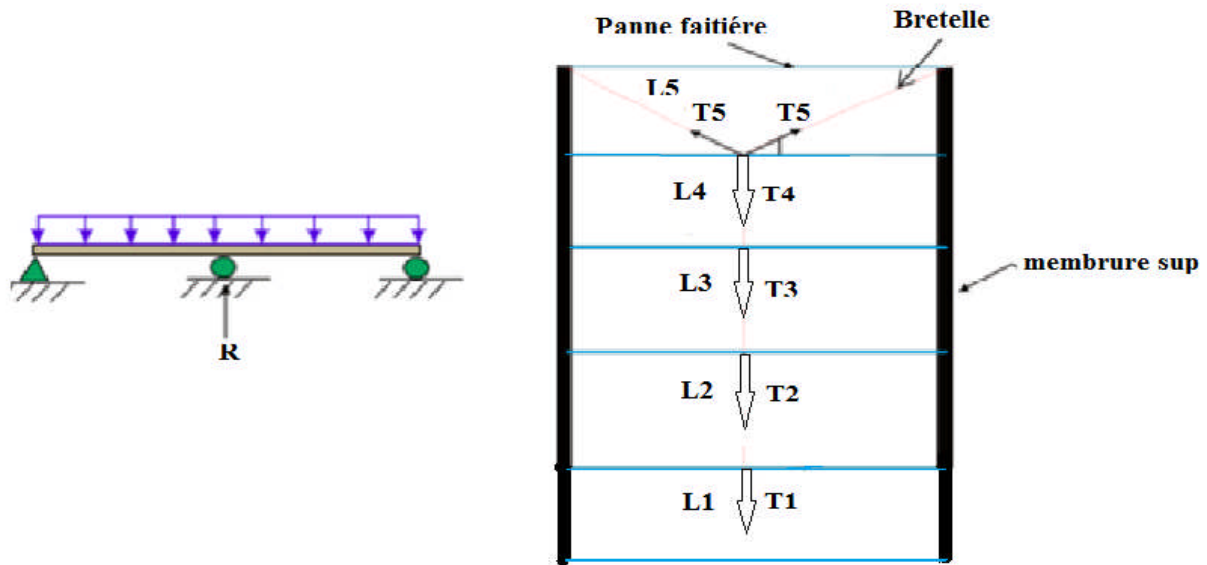


Figure 3.8 : Représentation des efforts sur les liernes.

3.2. Calcul des efforts de traction :

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de panne sablière.

$$T_1 = 1.25 \times \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} = 1.25 \times \frac{0.161}{2} \times \frac{6}{2} = 0.301 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2

$$T_2 = 1.25 \times \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} + T_1 = 1.25 \times \frac{0.161}{2} \times \frac{6}{2} + 0.301 = 0.602 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = 1.25 \times \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} + T_2 = 1.25 \times \frac{0.161}{2} \times \frac{6}{2} + 0.602 = 0.903 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = 1.25 \times \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} + T_3 = 1.25 \times \frac{0.161}{2} \times \frac{6}{2} + 0.903 = 1.204 \text{ KN}$$

- Effort dans la diagonale L5 :

$$2 \times T_5 \sin \theta = 1.25 \times \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} + T_4 = 1.25 \times \frac{0.161}{2} \times \frac{6}{2} + 1.204 = 1.505 \text{ KN}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{2.08}{4}\right) = 27.474^\circ \Rightarrow T_5 = \frac{1.505}{2 \times \sin 27.474^\circ} = 1.631 \text{ KN}$$

3.3. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L5 ou l'effort exercé est $N_{t,sd} = 1,631 \text{ KN}$ la condition de résistance impose que :

$$N_{sd} \leq N_{pl} \quad \text{Avec : } N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{sd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 1.631}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.069 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.069 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.069}{3.14}} = 0.29 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barres rondes de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$.

III.4- Calcul de l'échantignolle :

4.1. Définition :

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

$$\text{L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : } 2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Donc notre cas on adopte une échantignolle soudé sur la ferme.

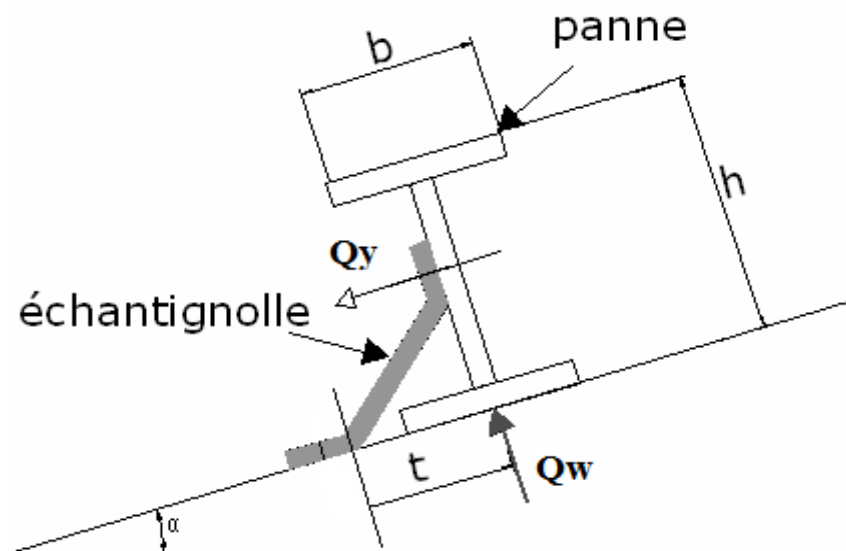


Figure 3.9 : Echantignolle.

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

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

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

4.2. Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

L'échantignolle reprend 02 pannes, donc la réaction sera doublée.

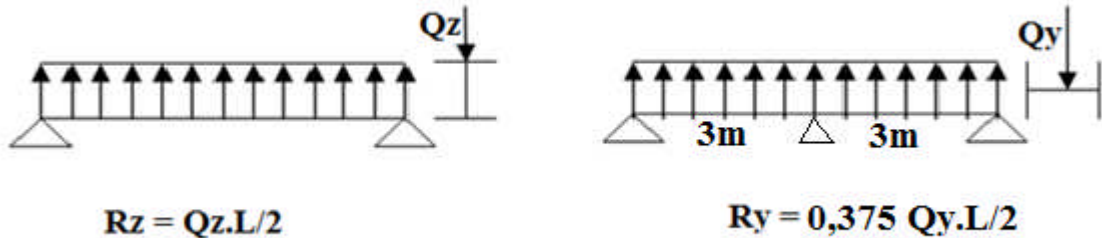


Figure 3.10 : schéma statique des charges appliquées.

Sous combinaison on a :

$$Q_z = G_{min} - 1,5V = 0,418 - 1,5 \times 3,092 = -4,22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = 1,35G_{y,min} + 1,5q_y = 1,35 \times 0,066 + 1,5 \times 0 = 0,089 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des réactions :

$$R_z = q_z \times \frac{L}{2} = 4,22 \times \frac{6}{2} = 12,66 \text{ KN}$$

$$R_y = 0,375q_y \times \frac{L}{2} = 0,375 \times 0,089 \times \frac{6}{2} = 0,100 \text{ KN}$$

➤ Calcul du moment max :

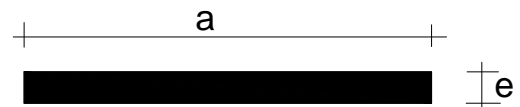
$$M_{max} = 2R_y \times \frac{h}{2} + 2R_z \times t = 2 \times 0,100 \times \frac{0,16}{2} + 2 \times 12,66 \times 0,1 = 2,548 \text{ KN.m}$$

4.3. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

Le moment max est tiré de l'équation précédente : $M_{max} = 2,548 \text{ KN.m}$

$$\sigma = M_{max} \times \frac{h}{2} / I \leq F_y \Rightarrow \frac{M_{max} \cdot e/2}{a \cdot e^3/12} \leq F_y \Rightarrow \frac{6M_{max}}{a \cdot e^2} \leq F_y$$

On a : $e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{a \cdot F_y}}$, section rectangulaire



Donc $\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 2,548 \cdot 10^2}{20 \times 23,5}} = 1,80 \text{ cm}$

Figure 3.11 : Dimensions de l'échantignolle

\Rightarrow Donc on adopte une échantignolle d'épaisseur $e = 20 \text{ mm}$.

III.5- Calcul des fermes :

5.1 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.

5.2. Hypothèses de 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 encastremets 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 et 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 combinaisons suivantes :
 - Cas de soulèvement : $G+1.5W$
 - Cas de la neige seule : $1.35G+1.5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier :

La ferme a une longueur de 25m avec des forces concentrées dues aux charges transmises par la toiture . Et le schéma statique est le suivant :



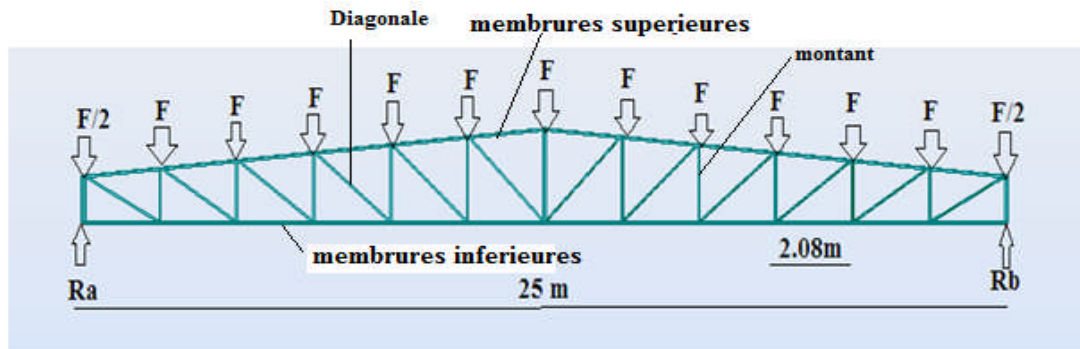


Figure 3. 12 : Schéma statique de la ferme.

5.3. Détermination des forces revenantes à la ferme la plus sollicitée :

On a des fermes de forme trapézoïdale de 25,00 m de longueur supportant 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 2,08 m ; L'entre axe des fermes est de 6 m.

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

Les deux combinaisons utilisées sont directement injectés dans le logiciel.

Charges revenantes à chaque nœud :

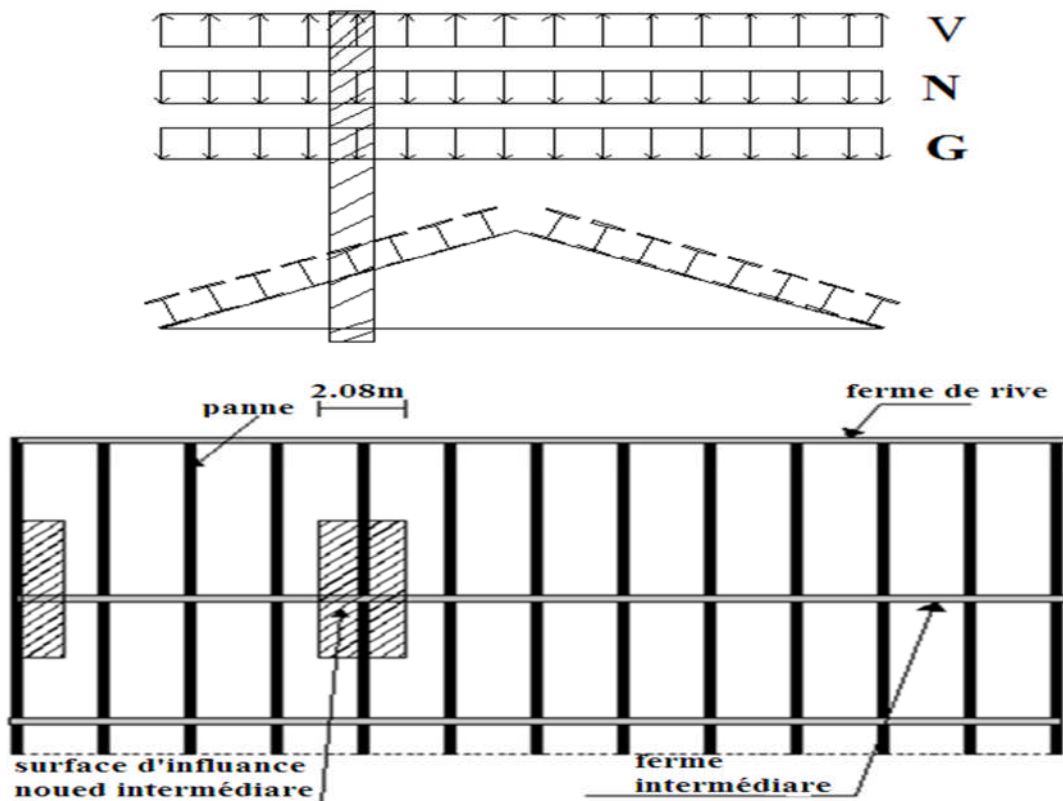


Figure 3.13 : Surface afférente d'un nœud

1.A.a Nœud intermédiaire :

La surface afférente à ce nœud est de : $S=2.08 \times 6 = 12.48 \text{ m}^2$

Poids propre :

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,13 \times 12,48 = 1.622 \text{ kN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,161 \times 6 = 0.966 \text{ kN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m^2) * $0,04 \times 12.48 = 0,49 \text{ kN}$
- Le poids propre de la ferme est pris en considération par le logiciel de calcul Autodesk **ROBOT 2012**
- **TOTAL = 3.078 KN**

- **Surcharge Climatique :**

- ✓ Surcharges du vent :

- La zone la plus chargée est H dont $C_{pi} = 0,8$
 - $q_j = -1,093 \text{ kN/m}^2$
 - $V = q_j \times S = -1,093 \times 12.48 = -13,640 \text{ kN}$

- ✓ Surcharges de la neige :

- $S_{\max} = 0,148 \text{ kN/m}^2$
 - La surface revenant à chaque nœud est de 12.6 m^2
 - Donc $S = 0,148 \times 12.48 = 1,847 \text{ kN}$

- **Nœud de rive :**

$$S = 1.04 \times 6 = 6.24 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose..... $0,13 \times 6.24 = 0,811 \text{ KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,161 \times 6 = 0,966 \text{ KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m^2) $0,04 \times 6.24 = 0,249 \text{ KN}$
- TOTAL..... 2.026 KN**

- **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = -1,487 \times 6.24 = -9.278 \text{ KN}$$

- **Surcharges de la neige**

$$S = 0,148 \times 6.24 = 0,9235 \text{ KN}$$

Les efforts dans les éléments de la ferme sont obtenus à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel **ROBOT 2012**. Et ceux en donnant une section forfaitaire à tous les éléments de la ferme

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :



Tableau III.1 : Efforts max dans les éléments de la ferme.

| | | traction | compression |
|-----------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Les diagonaux | L'effort max kN | 98.22 | 172.18 |
| | La combinaison | 1.35G+1.5S | 1G+1.5Vdépression |
| Membrure inférieures | L'effort max kN | 180.63 | 315.63 |
| | La combinaison | 1.35G+1.5S | 1G+1.5Vdépression |
| Membrures supérieures | L'effort max kN | 316.64 | 181.34 |
| | La combinaison | 1.35G+1.5S | 1G+1.5Vpression |
| montants | L'effort max kN | 97.97 | 54.43 |
| | La combinaison | 1G+1.5Vdépression | 1.35G+1.5S |

5.4. Pré dimensionnement des éléments :

Les éléments sont pré dimensionnés à la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \text{ D'où } A > \frac{N^{max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

Avec : $\gamma_{m0}=1.1$
 $f_y=235$

Tableau III.2 : Section des éléments et barres choisies.

| | N_{max} kN | A cm ² | Cornières choisies |
|-----------------------|--------------|-------------------|----------------------------------|
| membrures supérieures | 316.64 | 14.82 | 2L (70x70x7)=18.8cm ² |
| membrures inférieures | 315.63 | 14.77 | 2L (70x70x7)=18.8cm ² |
| Montants | 97.97 | 4.59 | 2L (40x40x4)=6.16cm ² |
| Diagonale | 172.18 | 8.06 | 2L (50x50x5)=9.6cm ² |

Les barres choisies sont en doubles cornières.

5.4.1 Vérification des éléments comprimés au flambement :



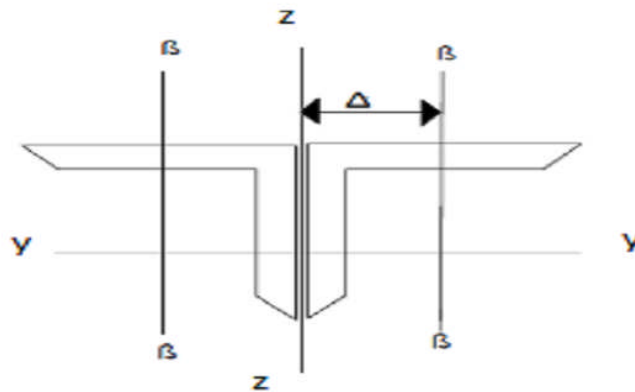


Figure 3.14 : Cornières à ailes égales.

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé est :

$$N_{c,rd} = \chi * \beta_a * A * f_y / \gamma_{m1}$$

$\beta_a = 1$ section transversale de classe 1.

χ Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

- $\chi = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\chi_i = 1 / (\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \bar{\lambda}^2 i})$
- $\phi_i = 0.5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} i - 0.2) + \bar{\lambda} i^2)$
- α = facteur d'imperfection tiré du tableau 55.1 du CCM97
 - ❖ Si $\bar{\lambda}$ (l'élancement réduit) < 0.2 alors il n'y a pas lieu de tenir compte du risque de flambement.

Avec :

- ℓ : Longueur de flambement la barre qui sera égal a la longueur de la barre. et qui le plus défavorable.
- A : section de la cornière
- I_a : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (z)
- I_b : inertie d'une cornière par rapport à l'axe (y)
- $I_y = 2 \times I_a$
- $I_z = 2 \times [I_b + A \times \delta^2]$. (Théorème de Huygens)

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{\ell}{i_y} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad ; \quad \lambda_z = \frac{\ell}{i_z} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec $\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93.9$ pour $f_y = 235$ et $E = 2.1 \times 10^5$ MPa

➤ Détermination de la valeur de l'élancement réduit pour toutes les barres :

Tableau III.3 : Résumer des calculs pour toutes les barres.

| | Membrures supérieures | Membrures inférieures | montants | diagonale |
|--|-----------------------|-----------------------|----------|-----------|
| type de barre | 70x70x7 | 70x70x7 | 40x40x4 | 50x50x5 |
| ℓ cm | 209 | 208 | 200 | 277 |
| Section A cm ² | 9.9 | 9.9 | 3.08 | 4.8 |
| Inertie I _a cm ⁴ | 42.3 | 42.3 | 4.47 | 10.96 |
| Inertie I _b cm ⁴ | 42.3 | 42.3 | 4.47 | 10.96 |
| Inertie I _y cm ⁴ | 84.6 | 84.6 | 8.94 | 21.92 |
| Inertie I _z cm ⁴ | 262.8 | 293.7375 | 15.1 | 43.52 |
| Rayon de giration i _y cm | 2.923 | 2.923 | 1.70 | 2.137 |
| Rayon de giration i _z cm | 5.152 | 5.447 | 2.214 | 3.011 |
| λ_y | 71.495 | 71.153 | 117.391 | 129.622 |
| λ_z | 40.565 | 38.186 | 90.327 | 91.993 |
| Elancement réduit : $\bar{\lambda}_y$ | 0.761 | 0.758 | 1.250 | 1.380 |
| Elancement réduit : $\bar{\lambda}_z$ | 0.432 | 0.407 | 0.962 | 0.980 |
| Vérification : | >0.2 | >0.2 | >0.2 | >0.2 |

Toutes les barres ont un élancement dans les deux sens supérieur à 0.2, donc elles doivent être vérifiées au déversement.

5.4.2 Vérification au déversement :

Tableau III.4 : Résultats de calcul pour vérification au déversement.

| Barre | Membrures supérieurs | Membrures inférieurs | montant | Diagonale |
|--------------------------------------|----------------------|----------------------|-------------|-------------|
| ϕ_y | 0.927 | 0.924 | 1.539 | 1.742 |
| ϕ_z | 0.650 | 0.633 | 1.149 | 1.171 |
| χ_y | 0.686 | 0.689 | 0.411 | 0.357 |
| χ_z | 0.880 | 0.894 | 0.562 | 0.552 |
| χ_{\min} | 0.686 | 0.689 | 0.411 | 0.357 |
| N _{crd} pour deux cornières | 290.344 | 291.310 | 54.025 | 73.128 |
| Effort sollicitant | 316.64 | 315.63 | 97.97 | 172.18 |
| Vérifications | Non Vérifié | Non Vérifié | Non Vérifié | Non Vérifié |

On est dans l'obligation de choisir des sections plus grandes et de refaire les calculs :



| Barre | Cornières déjà prises | Les nouvelles cornières |
|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| membres supérieurs | 2L (70x70x7)=18.8cm ² | 2L : 75x75x8 : A= 22.8mm ² |
| membres inférieurs | 2L (70x70x7)=18.8cm ² | 2L : 275x75x8 A=22.8mm ² |
| Montants | 2L (40x40x4)=6.16cm ² | 2L : 50x50x4 A=9.6mm ² |
| Diagonale | 2L (50x50x5)=9.6cm ² | 2L : 65x65x7 A=17.4mm ² |

| | Membres supérieurs | Membres inférieurs | montant | diagonal |
|--|--------------------|--------------------|--------------|--------------|
| type de barre | 75x75x8 | 75x75x6 | 50x50x4 | 65x65x7 |
| ℓ cm | <u>209</u> | <u>208</u> | <u>200</u> | <u>277</u> |
| Section A cm ² | <u>11.4</u> | <u>11.4</u> | <u>4.8</u> | <u>8.7</u> |
| Inertie I _a cm ⁴ | <u>58.87</u> | <u>58.87</u> | <u>10.96</u> | <u>33.43</u> |
| Inertie I _b cm ⁴ | <u>58.87</u> | <u>58.87</u> | <u>10.96</u> | <u>33.43</u> |
| Inertie I _y cm ⁴ | 117.74 | 117.74 | 21.92 | 66.86 |
| Inertie I _z cm ⁴ | 322.94 | 358.565 | 31.52 | 106.01 |
| Rayon de giration i _y cm | 3.214 | 3.214 | 2.14 | 2.772 |
| Rayon de giration i _z cm | 5.322 | 5.608 | 2.563 | 3.491 |
| λ_y | 65.033 | 64.722 | 93.590 | 99.921 |
| λ_z | 39.268 | 37.088 | 78.047 | 79.353 |
| Elancement réduit : $\bar{\lambda}_y$ | 0.693 | 0.689 | 0.997 | 1.064 |
| Elancement réduit : $\bar{\lambda}_z$ | 0.418 | 0.395 | 0.831 | 0.845 |
| Vérification : | >0.2 | >0.2 | >0.2 | >0.2 |

Vérification du déversement :

| Barre : | Membres supérieurs | Membres inférieurs | montant | Diagonal |
|--------------------------------------|--------------------|--------------------|---------|----------|
| ϕ_y | 0.861 | 0.857 | 1.192 | 1.278 |
| ϕ_z | 0.641 | 0.626 | 1.000 | 1.015 |
| χ_y | 0.729 | 0.731 | 0.542 | 0.504 |
| χ_z | 0.888 | 0.900 | 0.643 | 0.634 |
| χ_{\min} | 0.729 | 0.731 | 0.542 | 0.504 |
| N _{crd} pour deux cornières | 355.224 | 356.220 | 111.130 | 187.226 |
| Effort sollicitant | 316.64 | 315.63 | 97.97 | 172.18 |
| Vérifications | Vérifié | Vérifié | Vérifié | Vérifié |

Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

| Eléments | Section choisie |
|-----------------------|-----------------|
| Membrures supérieures | 2L (75x75x8) |
| Membrures inférieures | 2L (75x75x8) |
| Montants | 2L (50x50x4) |
| Diagonales | 2L (65x65x7) |

Tableau III.5 : Sections des éléments de la ferme.

III.6- Dimensionnement des poteaux métallique :

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

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

-Un effort de flexion dû aux posée horizontalement du vent pour cela et pour les raisons de sécurité.

On prend un **HEA400** qui en principe peut supporter toutes les charges qui lui sont transmise. dans les caractéristiques sont :

| profile | H cm | B Cm | Tw cm | Tf cm | A cm ² | Iy cm ⁴ | Iz cm ⁴ | Wply cm ³ | Wplz cm ³ |
|---------------|---------|---------|----------|----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| HEA400 | 39 | 30 | 1,1 | 1,9 | 159 | 45070 | 8564 | 2562 | 872,90 |

6.1. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges Permanente G:

- Poid propre du HEA 400.....1,248 KN/m²
- Poid propre de la couverture.....0,1005 KN/m²
- Accessoires de pose.....0,03 KN/m²
- Les pannes IPE 160.....0,158/6=0,0263 KN/m²
- Etanchéité.....0,03 KN/m²
- La ferme.....18,64/25=0,7456 KN/m²

G : charge revenant au Poteau

$$G = (1,248 + 0,1005 + 0,03 + 0,0263 + 0,03 + 0,7456) \times 6 = 13,08 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge climatique de neige :

$$N = 0,148 \times 6 = 0,888 \text{ KN/ml}$$



c) Surcharge climatique du vent :

$$V = -1,487 \times 6 = -8,922 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons de charges :

$$\begin{aligned} Q_1 &= 1,35G + 1,5V + 1,5 \times 0,6N \\ &= 1,35 \times 13,08 + 1,5 \times 8,922 + 1,5 \times 0,6 \times 0,888 \\ &= 44,42 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= 1,35G + 1,5N + 1,5 \times 0,6V \\ &= 1,35 \times 13,08 + 1,5 \times 0,888 + 1,5 \times 0,6 \times 8,922 \\ &= 27,02 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_3 &= G - 1,5V \\ &= 13,08 - 1,5 \times 8,922 \\ &= 26,46 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Calcul du moment de la tête de poteau :

$$N_{sd} = \frac{q_G \times L}{2} = \frac{13,08 \times 11}{2} = 71,94 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_v \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 8,922 \times 11^2}{8} = 202,41 \text{ KN.m}$$

6.2. Vérification de la stabilité de ce poteau :

a) Vérification de la flèche :

$$N_{sd} < N_{brd} \quad \text{La section de class 1} \Rightarrow B_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0,7 \times 1100}{16,84} = 45,72$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1100}{7,34} = 149,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{45,72}{93,9} = 0,486$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{149,86}{93,9} = 1,595$$

Section en I laminé :

$$\frac{h}{b} = \frac{39}{30} = 1,3 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

par rapport axe y \Rightarrow courbe a

\Rightarrow

par rapport axe z \Rightarrow courbe b

$$\bar{\lambda}_z = 1,595 \rightarrow \chi_z = 0,311$$

χ_y par l'interpolation linéaire

$$\bar{\lambda}_y = 0,486 (0,4 < 0,486 < 0,5)$$

$$0,4 \rightarrow 0,953$$

$\chi_y \Rightarrow$

$$0,5 \rightarrow 0,924$$

$$\frac{\chi_y - 0,924}{0,5 - 0,486} = \frac{0,953 - 0,924}{0,5 - 0,4}$$

$$\chi_y = 0,9280$$

$$N_{brd} = \frac{(\chi_{\min} \times BA \times A \times f_y)}{\gamma_{M0}} = \frac{(0,311 \times 1 \times 159 \times 10^{-2} \times 2350)}{1,1} = 105,64 \text{ KN}$$

Vérifiée

$$N_{sd} = 71,94 \text{ KN} < N_{brd} = 105,64 \text{ KN}$$

6.3. Vérification de l'importance de l'effort normale :

$$\frac{N_{sd}}{(\chi_{\min} \times A \times f_y) / \gamma_{M0}} = \frac{5,128}{(0,311 \times 159 \times 10^{-2} \times 23,5) / 1,1} = 0,48 > 0,1$$

Puisque l'élancement important et l'effort normale est aussi important on doit vérifier la stabilité :

$$\frac{N_{sd}}{(\chi_{\min} \times A \times f_y) / \gamma_{M0}} = \frac{K_y \times M_{sd}}{(W_{pLy} \times f_y) / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Calcul de K_y :



$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta M_y - \mu) + \frac{W_{pLy} - W_{eLy}}{W_{eLy}}$$

Avec : $\beta M_y = 1,3$

$$\mu_y = 0,486 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -0,57 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0,57 \times 5,128)}{0,928 \times 1,59 \times 23,5} = 0,084 < 1,5$$

$$\frac{71,94 \times 10^2}{(0,311 \times 159 \times 10^{-2} \times 2350) / 1,1} = \frac{0,084 \times 202,41}{(2562 \times 235) / 1,1} = 0,68 \leq 1$$

Vérifiée

Donc le poteau **HEA 400** est stable pour notre structure.

III.7- Pré dimensionnement des éléments en béton :

7.1. Les poutres de chainages :

Elles sont disposées 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 nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$36,66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

- Vérification :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1}$$

Sachant que **b** : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On a : $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$



$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

vérifiée

$$h/b = 40/30 = 1,33 < 4$$

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

7.2. Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces afférentes.

Le **RPA 99** préconise en zone sismique **IIa** que :

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- h_e : la hauteur libre du portique

On a : $h_e = 3,54 \text{ m}$.

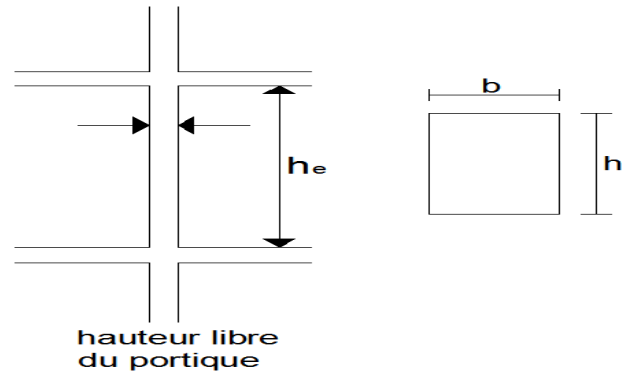


Figure 3.15 : Dimensions du poteau.

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b_1 \times h_1 = (40 \times 50) \text{ cm}^2$$

7.3. Descente de charge :

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le 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

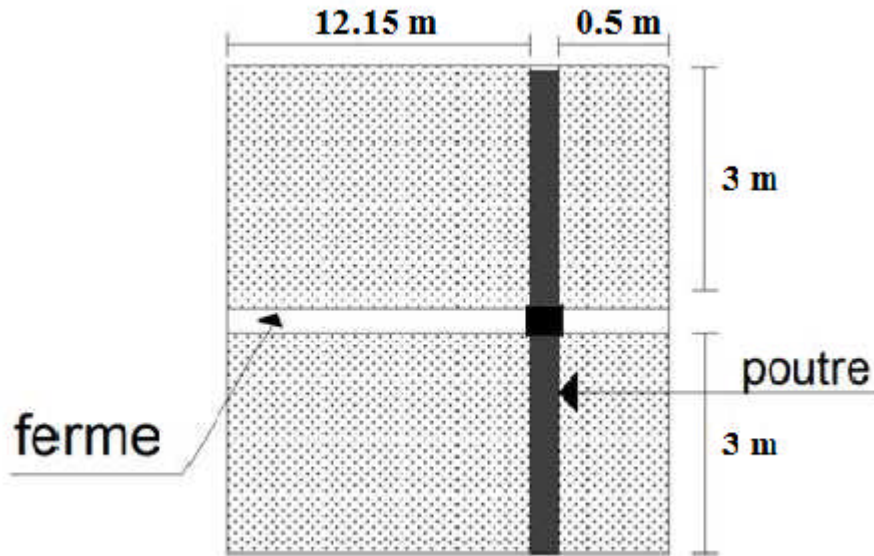


Figure 3.16 : Surface afférente d'un poteau.

La surface afférente :

$$S = 12,50 \times 6,50 = 81,25 \text{ m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)0, 1005×81,25 =8,165KN
- poids propre d'accessoires d'attache0, 03×81,25 =2,437KN
- poids propre des contreventements (poids forfaitaire).....0, 04×81,25 =3,25KN
- Poids propre de la ferme18,64 KN
- poids propre de la panne(0,158×6)×2 =1,896 KN
- poids propre des poutres.....25× (6×0,40×0,30) ×2 =36 KN
- poids propre des mur.....2x(9x3,54x0.4×6)=152,92 KN
- poids propre des poteaux.....25× (6×0,5×0,8) =60KN

Poids total G=283,30kN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,148 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,148 \times 283,30 = 41,92 \text{ KN}$$

7.4. Vérification du poteau (40x50) :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 283,30 + 1,5 \times 41,92 = 445,33 \text{ KN}$$

A- Vérification à la compression simple :

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

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{441,33 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,0294 \text{ m}^2$$

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

$$B > 0,0294 \text{ m}^2 \quad \text{Vérifier}$$

7.4.2. Vérification au flambement :

D'après le **BAEL 91** on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

Le rapport $A_s/B = 2\%$

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

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,75 = 2,625 \text{ m}$$

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

$$I = \frac{0,5 \times 0,4^3}{12} = 2,66 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2,66 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,625}{0,115} = 22,8 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{22,82} \right)^2 = 2,880$$

$$B_r \geq \frac{441,33 \times 10^{-3}}{2,88 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 0,0209 m^2$$

On a : $B_r = (40-2,5) \times (50-2,5) = 0,178 m^2$

$B_r = 0,178 > 0,0209$

Donc le poteau ne risque pas au flambement.

7.5. Les Dimensions adoptées :

Après avoir 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 (**40 × 30**) **cm²**.
- Poteaux en béton armé (**40 × 50**) **cm²**.

Chapitre IV : **Etude du plancher mixte**



IV.1- Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement;
- le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

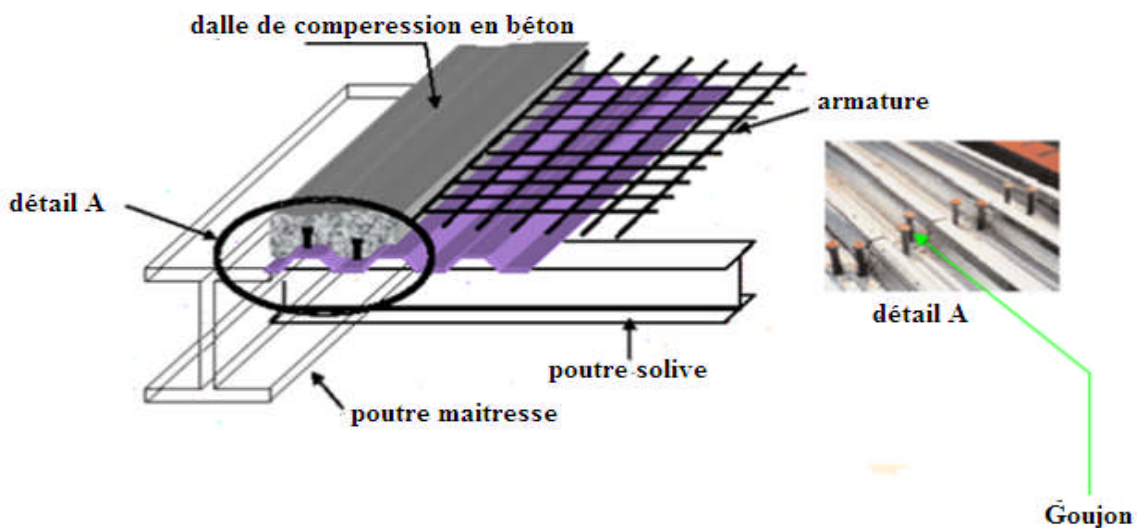


Figure 4.1 : Schéma des composants du plancher mixte

IV.2-Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10\text{cm}$.
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = 20,65$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissibles des matériaux :
 - Pour l'acier : $f_y = 235\text{ Mpa}$
 - Pour le béton : $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$

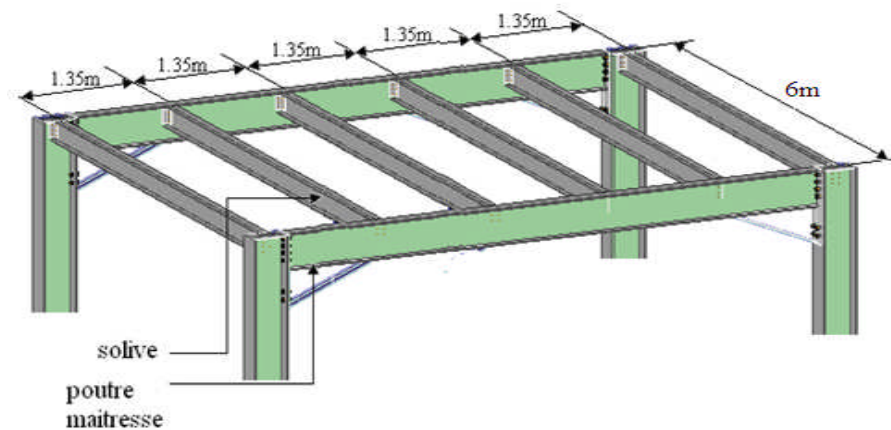


Figure 4. 2 : Schéma de la trame supportant les planchers

IV.3-Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquemment l'immeuble. Pour cela le règlement technique **DTR-BC 2.2** (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

a) Les charges permanentes :

Tableau IV.1 : Evaluation des charges permanentes.

| Nature de l'élément | Matériau | Epaisseur (cm) | Poids surfacique (KN/m ²) | Valeur de la charge totale (KN/m ²) |
|---------------------|------------------------------------|----------------|---------------------------------------|---|
| Plancher | Revêtement en carrelage | 2 | 0.5 | 5.09 |
| | Mortier de pose | 2 | 0.2 | |
| | Lit de sable | 3 | 0.54 | |
| | Enduit en plâtre+mur de séparation | 2+9 | 1.2 | |
| | Tôle type TN40 | | 0.15 | |
| | Dalle en béton armé | 10 | 2.5 | |

b) Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : = 2.5 KN / m² (usage bureau)

Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

➤ **Méthode de calcul**

a) Phase de construction :

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

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

b) Phase finale :

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

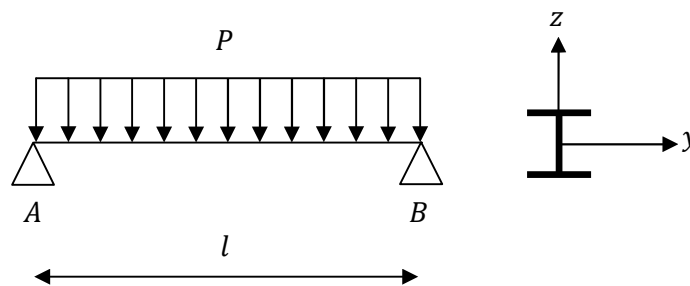


Figure 4.3 : Schéma statique de la solive.

IV.4- Pré dimensionnement des solives :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 6 m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,35m$

a) Phase de construction :

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

- Poids propre du béton $G_b = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la tôle TN40..... $G_t = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1,00 \text{ KN/m}^2$

1) Combinaison des charges :

- **A l'Etat Limite de Service :**

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1,35$$

$$q_s = (2,5 + 0,15 + 1,00) \times 1,35$$

$$q_s = \mathbf{3,375 \text{ KN/m}}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 3,375 \cdot 6^3}{384 \cdot 2,1} = 1130,02 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE180** avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

2) Vérification de la classe de la section :

➤ Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{91}{2 \cdot 8} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 5,687 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{146}{5,3} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 27,547 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01

3) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ La flèche :

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 9,566 \text{ KN/m}$$

$$P'_s = 3,375 + 0,188 = \mathbf{3,563 \text{ KN/m}}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 3,563 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 1317} \cdot 10^2 = 2,17 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

• **A l'Etat Limite Ultime :**

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

$$q_u = 1,35 \times 0,118 + (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,15 + 1,5 \times 1) \times 1,35 = \mathbf{5,24 \text{ KN/m}}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{5,24 \cdot 6^2}{8} = 23,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 39,10 \text{ KN} \cdot \text{m} > 23,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{5,24 \cdot 6}{2} = 15,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{11,3 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 153,31 \text{ KN} > 15,72 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la section n'a pas besoin d'un étayement.

b) Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0,118 \text{ KN/m}$.
- Surcharge d'exploitation (usage du bureau)..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du béton (sec)..... $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre de la tôle TN40..... $G_t = 0,15 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage, mortier de pose, + accessoires $G_c = 2 \text{ KN/m}^2$.

b.1 Combinaison de charge :

L'entre axe entre les solives est de **1,35m**.

• **A l'Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1,35 g_p + (1,35 G_b + 1,35 G_t + 1,35 G_c + 1,5 \cdot Q) \times 1,35$$

$$q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,15 + 1,35 \times 2 + 1,5 \times 2,5) \times 1,35$$

$$q_u = 13,79 \text{ KN/m.}$$

- **A l'Etat Limite de Service :**

$$q_s = g_p + (G_b + G_t + Q + G_c) \times 1,35$$

$$q_s = 0,188 + (2,5 + 0,15 + 2,5 + 2) \times 1,35$$

$$q_s = 9,84 \text{ KN/m.}$$

b.2 Largeur de la dalle effective :

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff} = 2 \cdot \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.1}$$

Avec :

l_0 : Longueur de la solive.

b : Entre axe des solives.

$$b_{eff} = 2 \cdot \min \left[\frac{6}{8}, \frac{1,35}{2} \right] = 1,35 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad b_{eff} = 1,35 \text{ m}$$

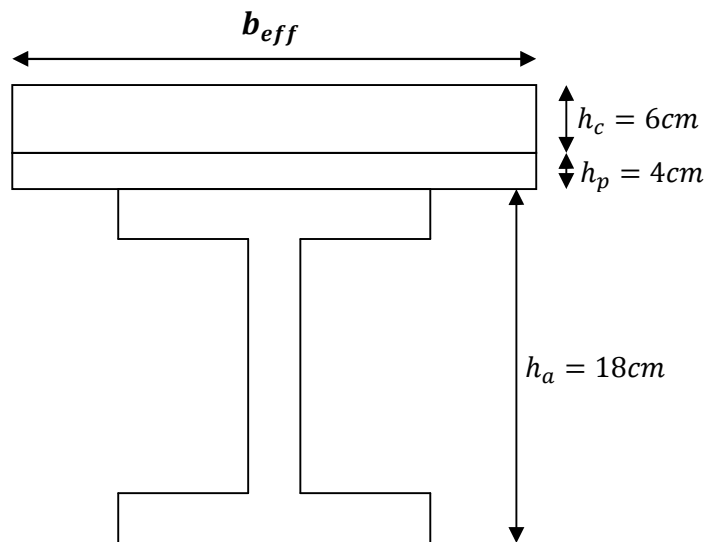


Figure 4.4 : Largeur de la dalle effective.

b.3 Position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivant :

- $d = \frac{b_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2S}$ avec $n=15$, $t=e=10\text{cm}$, $b_{eff}=135\text{cm}$ et $S = A + \frac{B}{n}$ avec $B = b \times t$
- La section mixte : $S = 23,9 + \frac{135 \times 10}{15} = 113,9\text{cm}^2 \rightarrow S=86,77\text{cm}^2$
- Donc : $d = \frac{135 \times 10}{15} \times \frac{10+18}{2 \times 113,9} = 11,06\text{cm} \rightarrow d = 11,06\text{cm}$

b.4 Position de l'axe neutre plastique :

Z_{anp} : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 23,9 \times \frac{23,5}{1,1} = 510,59\text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^{\oplus} \cdot h_c \cdot \left(0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 135 \times 10 \times \left(0,85 \frac{2,5}{1,5} \right) = 1912,5\text{KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ axe neutre plastique passe dans la dalle

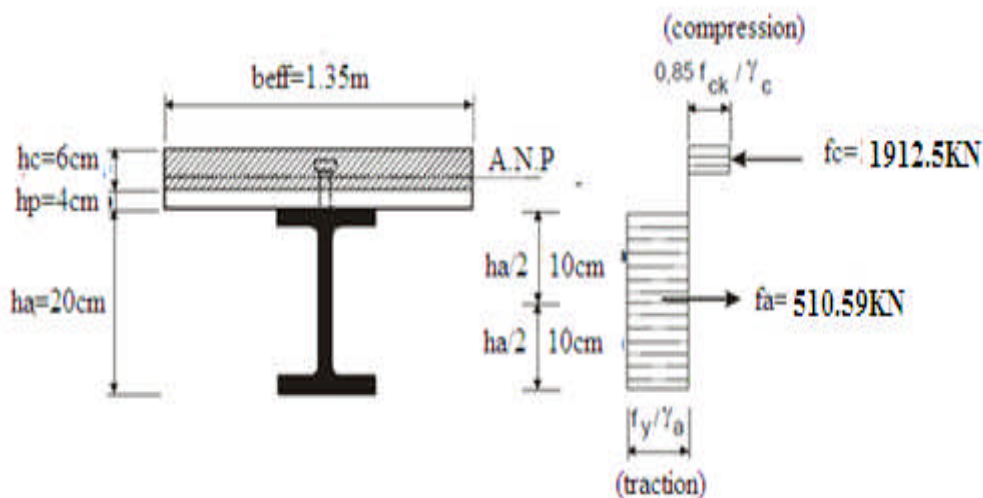


Figure 4.5 : Distribution plastique des contraintes normales cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$v_i = (h/2) + d = (18/2) + 11,06 = 20,06 \text{ cm}$$

$$v_s = (h/2) + t - d = (18/2) + 10 - 11,06 = 7,94 \text{ cm}$$

b.5 Le moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) :

$$I_m = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left(\frac{t+b}{n} - d \right)^2$$

$$I_m = 1317 + 23,9 \times (11,06)^2 + \frac{135 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{135 \times 10}{15} \left(\frac{10+135}{15} - 11,06 \right)^2$$

$$I_m = 5165,25 \text{ cm}^4$$

b.6 Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,69 \times 6^2}{8} = 61,60 \text{ KN.m}$$

b.7 Calcul du moment plastique résistant :

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff}^{\oplus} \cdot \left(0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = \frac{510,59}{135 \times \left(0,85 \frac{25}{1,5} \right)} = \frac{510,59}{191,25} = 2,66 \text{ cm} < h_c$$

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 510,59 \times \left(\frac{18}{2} + 4 + 6 - \frac{2,66}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{pl,Rd} = 90,22 \text{ KN.m}$$

On a $M_{sd} < M_{pl,Rd} \rightarrow$ La condition est vérifiée

3) Contrainte de flexion :

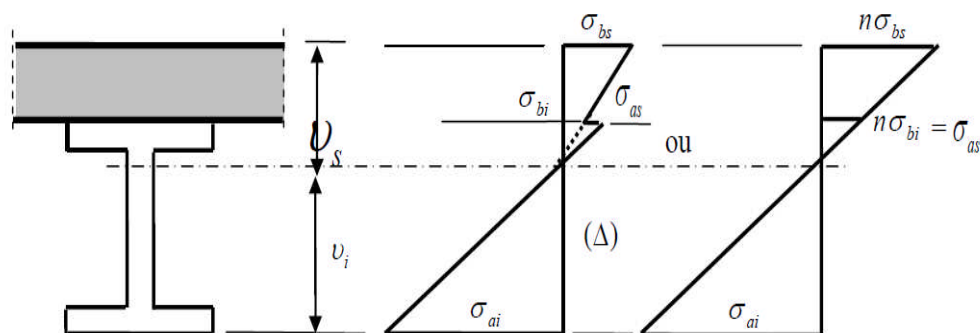


Figure 4.6 : Diagramme de contraintes de flexion simple.

a) Contraintes dans la poutre d'aciers :

➤ **Traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{-M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{-61,6 \cdot 10^6}{5165,25 \cdot 10^4} \cdot 20,06 \cdot 10 \Rightarrow \sigma_{ai} = -239,23 \text{ Mpa}$$

➤ **Compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - t] = \frac{61,60 \cdot 10^6}{5165,25 \cdot 10^4} \cdot [79,4 - 100] \Rightarrow \sigma_{as} = 24,56 \text{ Mpa}$$

b) **Dans le béton :**

➤ **Compression (fibre supérieure) :**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{61,60 \cdot 10^6}{15 \cdot 5165,25 \cdot 10^4} \cdot 79,4 \Rightarrow \sigma_{bs} = 6,31 \text{ Mpa}$$

➤ **Compression (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - t] = \frac{61,60 \cdot 10^6}{15 \cdot 5165,25 \cdot 10^4} \cdot [79,4 - 100] \Rightarrow \sigma_{bi} = 1,63 \text{ Mpa}$$

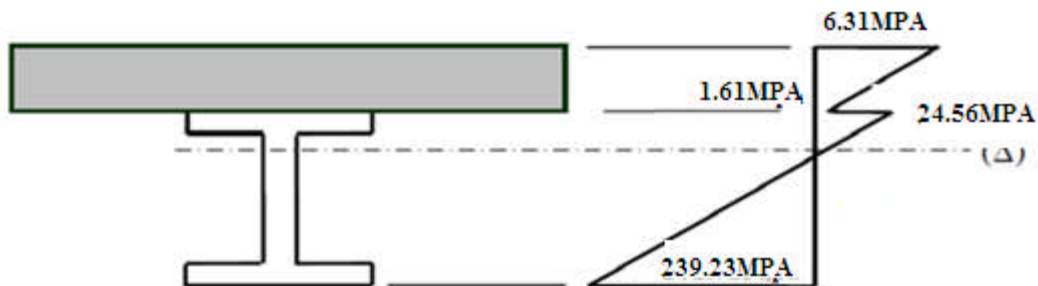


Figure 4.7 : Diagramme de contraintes de flexion simple.

3) **Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V_{sd}}{t_w \cdot d} \leq 0,58 f_y$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{13,79 \cdot 6}{2} = 41,37 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{41,37 \cdot 10^{-3}}{0,56 \cdot 11,06 \cdot 10^{-4}} = 66,79 \text{ Mpa} \leq 0,58 \cdot f_y = 136,3 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Vérifié}$$

4) **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f = \frac{5 \cdot 9,84 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 5165,25} = 1.5\text{cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfifié}$$

4) **Contrainte additionnelle de retrait :**

➤ **Effort de retrait**

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement de la poutre acier ε_a
- Un allongement de la dalle béton ε_b par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a : $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

➤ **Calcul des contraintes**

On a :

$$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{n \cdot I_a \cdot A_a + A_c \cdot I_a + A_c \cdot A_a \cdot \beta^2}$$

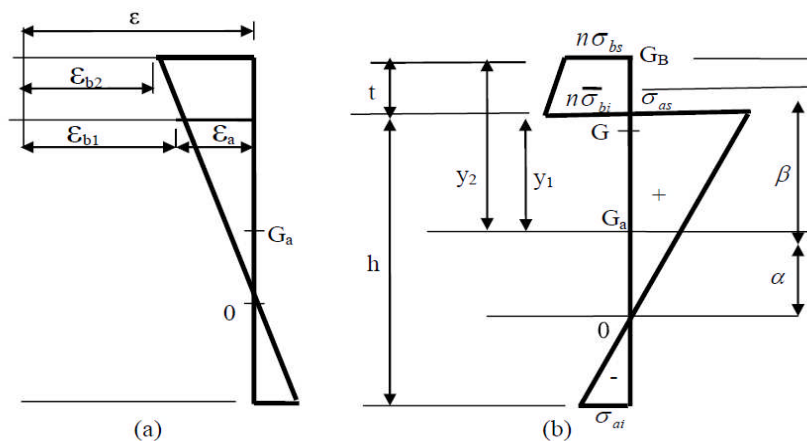


Figure 4.8 : Effets du retrait : (a) déformations dues au retrait (b) contraintes dues au retrait.

Avec :

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

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{18 + 10}{2} = 14\text{cm}$$

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

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{1317}{23.9 \cdot 15} = 3.67 \text{ cm}$$

D'où :

$$K = \frac{135 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 23,9}{(15 \cdot 1317 \cdot 23,9) + (135 \cdot 10 \cdot 1317) + (135 \cdot 10 \cdot 23,9 \cdot 14^2)} = 221.27\text{N/cm}^3$$

$$\text{Avec : } B = b_{eff} \cdot t = 135 \cdot 10 = 1350 \text{ cm}^2$$

y_1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3,67 = 12,67 \text{ cm}$$

y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$y_2 = y_1 + t = 12,67 + 10 = 22,67 \text{ cm}$$

D'où, les contraintes seront comme suite :

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 221,27 \cdot 10^{-3} \cdot 126,7 = 28,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 221,27 \cdot 10^{-3} \cdot (180 - 126,7) = 11,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 221,27 \cdot 10^{-3} \cdot 126,7)}{15} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = \frac{(2,1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 221,27 \cdot 10^{-3} \cdot 226,7)}{15} = -0,54 \text{ MPa}$$

5) Vérification des contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 28,03 + 24,56 = 52,59 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = 11,79 + -239,23 = -227,44 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = -0,54 + 6,31 = 5,77 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = 1,63 + 0,93 = 2,56 \text{ MPa} < f_y = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

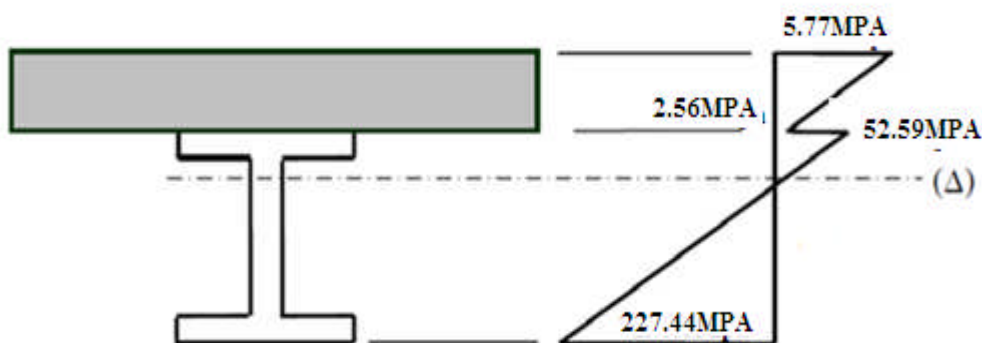


Figure 4.9 : Diagramme des contraintes normales finales en MPa

3) Calcul et dimensionnement des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

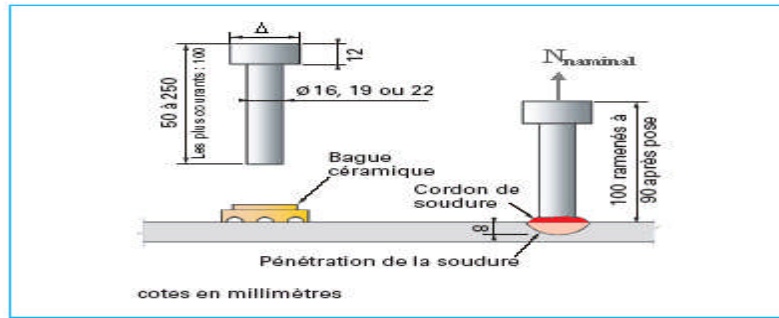


Figure 4.10 : Caractéristique des connecteurs

a) L'avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

b) L'inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

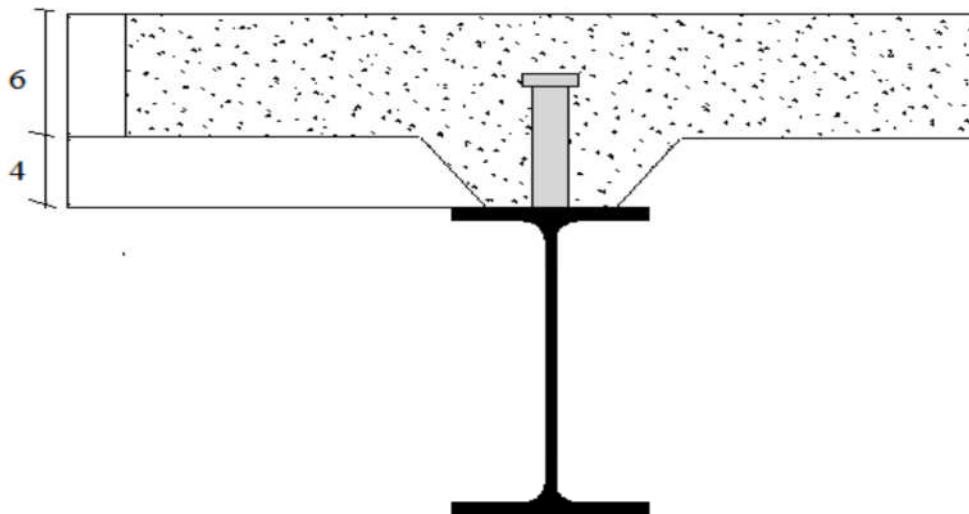


Figure 4.11 : Schéma de position des connecteurs.

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec :

$h=80\text{mm}$

$d=20\text{mm}$

D'après l'**Eurocode 04 (clause 2 de l'art 6.12)**

Les goujons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'au moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins (16mm) sans dépasser (22 mm), peuvent être considérés comme ductile des degrés de connexion définis par le rapport : N/N_f

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L$$

Avec :

L : La portée en mètre

N_f : nombre de connecteurs déterminés pour la longueur de poutre

N : nombre de connecteurs présents à l'intérieure de même longueur de poutre

1- Résistance au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète, on utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête soudés

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2}) \quad \text{E C 4 A r t 6.3.2.1}$$

$$P_{rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots(1)$$

P_{rd1} : effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

$$P_{rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2)$$

P_{rd2} : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée de matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm²

$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$ (la résistance à la compression à 28 jours de classe (C25/30).

E_{cm} : la valeur du module sécant du béton (pour un béton de masse volumique courante d'une classe de résistance donnée ou de résistance caractéristique à la compression f_{ck}).

Pour la classe (C25/30) on a $E_{cm} = 30.5 \text{ KN/mm}^2$

α = facteur de correction

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] \rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 \rightarrow \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

h : est la hauteur hors tout de goujon

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{20} = 4$$

$$\alpha = 0,2(4+1) = 1$$

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

➤ **Application Numérique :**



$$(1) \Leftrightarrow P_{rd1} = 0.8 \times 400 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \frac{1}{1.25} = 80.38 \text{ KN.}$$

$$(2) \Leftrightarrow P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times (20)^2 \sqrt{25 \times 30,5 \cdot 10^3} \frac{1}{1.25} = 81.03 \text{ KN.}$$

Donc: La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut:

$$Prd = \min [Prd1, Prd2] = 80.38 \text{ KN}$$

2- Dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$V_{el} = \min \begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{(h_c + h_p) f_{ck}}{\gamma_c} \end{cases} \rightarrow \text{EC4 art 6.2.1.1}$$

$$\begin{cases} - A_a : \text{section d'acier soit } 28,5 \text{ cm}^2 \\ - f_y : 235 \text{ Mpa (S235)} \\ - \gamma_a : \text{coefficient de sécurité pour l'acier soit } 1.1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_{el} = \min \left(\frac{23,9 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} ; 0,85 \cdot 1350 \cdot \frac{100}{1,5} \times 25 \cdot 10^{-3} \right) = 510,59 \text{ KN}$$

Le nombre de goujons est :

$$N = \frac{V_{el}}{P_{Rd}} = \frac{510,59}{80,38} = 6,35$$

On choisit $N = 7$ goujons

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 01. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{avec : } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$S = \frac{300}{7} = 42,85 \text{ cm}$$

→ Donc chaque 37.5 cm on a un goujon

$$D'où \frac{N}{N_f} = \frac{7}{6,35} = 1,10 > 0,04L = 0,24 \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ Vérification des soudures :

➤ a: la gorge

➤ $a < \min(d, t_f) = \min(20; 8) = 8 \text{ mm}$ soit 8mm

➤ l : longueur de cordon de soudure circulaire

➤ $l = \pi \cdot d = 3,14 \times 20 = 62,8 \text{ mm}$



$$\text{Acier 235} \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360 \text{MPa} \end{cases}$$

➤ L'effort résistant au cisaillement

$$F_{wrd} = a.l. \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 62.8 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 104.42 \text{KN}$$

➤ L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{510.59}{7} = 72.94 \text{KN}$$

$$F_{sd} = 72.94 \text{KN} < F_{wrd} = 104.42 \text{KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

IV.5-Calcul de la poutre maitresse :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable

1. Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier : $L=8.2\text{m}$
- Entre axe des sommiers : $d_{\text{sommier}}=6\text{m}$
- Entre axe des solives : $d_{\text{solive}}=1.35\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 5.09\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$
- Poids de la solive : $G_{\text{solive}}=0,188\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,188 \times 6 = 1,128 \text{KN}$$

1.1. Vérification de la flèche :

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.



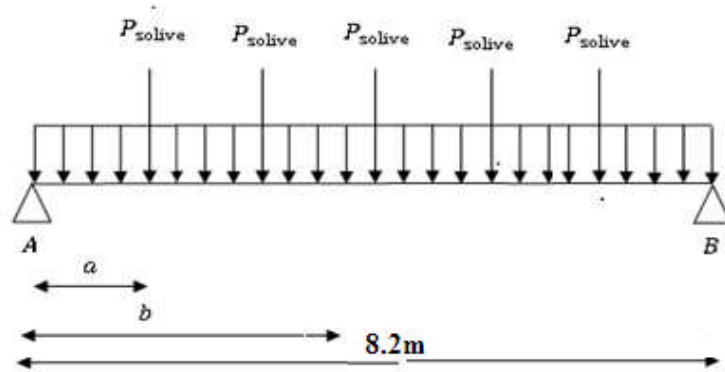


Figure 4.12 : Schéma statique du sommier.

a) Cas N°1 :

On considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

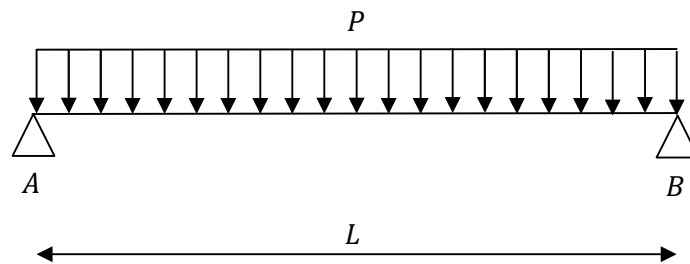


Figure 4.13 : Sommier sous charge répartie.

➤ Combinaisons de charges :

$$P_s[G+Q].d_{\text{sommier}} = [5.09+2.5].6=45,54 \text{ KN/m}$$

Il faut que vérifier : $f_{\text{cal1}} = \frac{5 q_s l^4}{384 EI_{y1}} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{820}{250} = 3.28 \text{ cm}$

$$I_{y1} \geq \frac{5 q_s l^4}{3.28 \times 384 E} = \frac{5 \times 45,54 \times 820^4 \times 10^{-1}}{3.28 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 389219 \text{ cm}^4$$

a) Cas N°2 :

On considère le sommier soumis à 5 charges concentrées P_{solive} .

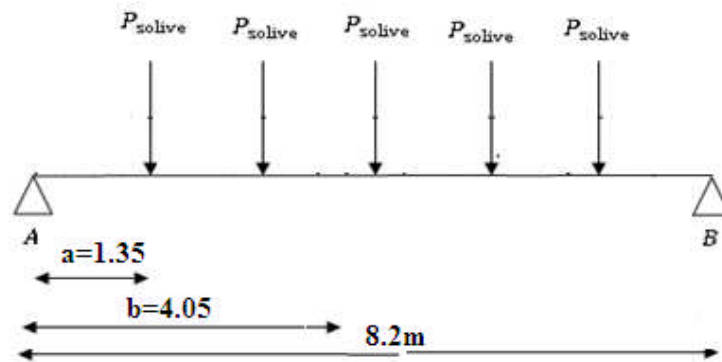


Figure 4.14 : Sommier sous les poids des solives.

Utilisons la méthode d'intégration direct de la RDM on trouve

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal2} = \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot I_{y2}} \cdot [a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_{y2} = 250 \cdot \frac{P_{solive}}{24 \cdot E \cdot L} \cdot [a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)] + [b \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot b^2)]$$

$$I_{y2} = 250 \cdot \frac{1,128}{24 \cdot 2,1 \cdot 8,2} \cdot [1,35 \cdot (3 \cdot 8,2^2 - 4 \cdot 1,35^2)] + [4,05 \cdot (3 \cdot 8,2^2 - 4 \cdot 4,05^2)]$$

$$I_{y2} = 555,24 \text{ cm}^4$$

Finalement, l'inertie totale est :

$$I_y = I_{y1} + I_{y2} = 39477,14 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 550** avec $I_y = 67116,5 \text{ cm}^4$

a) Classe de la section :

➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{210}{2 \times 17,2} = 6,10 < 10 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{467,6}{11,1} = 42,12 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

b) Vérification en tenant compte du poids du profilé :➤ **La flèche :**

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 45,54 + 1,128 = 46,67 \text{ KN/m}$$

Cas N°1 :

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot 46,67 \cdot 8,2^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 67116,5} \cdot 10^2 = 1,9 \text{ cm}$$

Cas N°2 :

$$P_{solive} = 1,128 \text{ KN}$$

$$f_{cal2} = \frac{1,128 \cdot 10^2}{24 \cdot 2,1 \cdot 67116,5} \cdot [[1,35 \cdot (3 \cdot 8,2^2 - 4 \cdot 1,35^2)] + [4,05 \cdot (3 \cdot 8,2^2 - 4 \cdot 4,05^2)]]$$

$$f_{cal2} = 0,027 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,92 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{820}{250} = 3,28 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

a) Vérification de la résistance :**Cas N°1 : Charge répartie**

$$P_u = 1,35(G \cdot e_{\text{sommier}} + G_{\text{profilé}}) + 1,5Q \cdot e_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1,35(5,09 \times 6 + 1,055) + 1,5 \times 2,5 \times 6$$

$$P_u = 65,15 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{65,15 \times 8,2^2}{8} = 547,58 \text{ KN.m}$$

Cas N°2 : Charge concentrée

$$P'_{solive} = P_{solive} = 1,128 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd2} = P'_{solive} \cdot (a + b) = 1,128 \cdot (1,35 + 4,05) = 6,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Finalement, le moment max est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 549,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2787 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 654,95 \text{ KN} \cdot \text{m} > 553,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée.

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P'_{solive} = \frac{65,15 \cdot 8,2}{2} + 2 \cdot 1,128 = 269,371 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{72,3 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 980,94 \text{KN} > 269,371 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte un **IPE 500** comme des sommiers pour le plancher.

IV.6-Calcul de la poutre secondaire :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

6.1-Caractéristiques du plancher :

- Portée de la poutre : $L=6\text{m}$
- Entre axe de la poutre : $d_{\text{poutre}}= 8,2\text{m}$
- Charges permanentes du plancher : $G = 5,09\text{KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

6.2-Vérification de la flèche :

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.

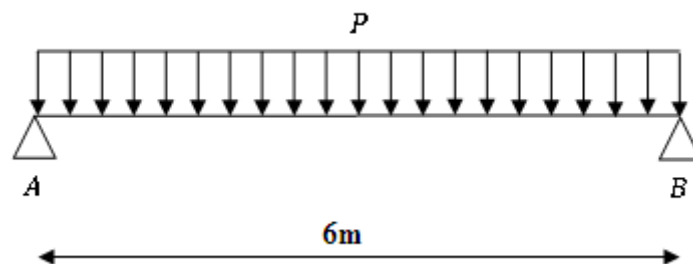


Figure 4.15 : Schéma statique de la poutre secondaire

➤ Combinaisons de charges :

$$P_s = [G+Q] \cdot d_{\text{poutre}} = 5,09 + 2,5 = [7,59] \cdot 8,2 = 62,238 \text{KN/m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } f_z = \frac{5 q_s l^4}{384 EI_{y1}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$I_{y1} \geq \frac{5 q_s l^4}{2,4 \times 384 E} = \frac{5 \times 62,238 \times 600^4 \times 10^{-1}}{2,4 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 20838,62 \text{cm}^4$$

On choisit un **IPE450**

6.3-Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :

$$P'_s = [G + Q].d_{poutre} + G_{poutre} = [5.09 + 2.5] \times 8.2 + 0.663 = 62.901 \text{ KN / m}$$

$$f_z = \frac{5 q'_s l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 62.901 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 337429} = 1.5 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

a) Classe de la section :**➤ Vérification de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{190}{2 \cdot 14.6} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 6,5 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

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

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{378.8}{9,4} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 40,29 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 01}$$

Donc la section est de classe 01

$$P_u = 1.35(G.d_{poutre} + G_{profilé}) + 1.5Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35(5.09 \times 8.2 + 0.776) + 1.5 \times (2.5 \times 8.2) = 88.14 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{88.14 \times 6^2}{8} = 396.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1701.8 \times 23.5}{1} = 39992.3 \text{ KN.cm} = 399.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée.

b) Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot L}{2} + = \frac{88.14 \times 6}{2} = 264.42 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{50.8 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 689.24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl.rd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE450**.

IV.7-Ferraillage de la dalle du plancher :

1) Combinaisons d'actions :

➤ Etat Limite Ultime :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 2,5 = 10,62 \text{ KN/m}$$

➤ Etat Limite de Service :

$$P_s = G + Q = 7,59 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{8,2} = 0,16 < 0,4 \dots \dots \dots \text{ la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{10,62 \times 1,35^2}{8} = 2,41 \text{ KN/m}$$

1) Moment en travée et en appuis :

•Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 2,41 = 2,05 \text{ KN.m}$

•Moment sur appuis : $M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 2,41 = 0,96 \text{ KN.m}$

1) Calcul des armatures en travée :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 10 - 35 = 65 \text{ cm} = 0,065 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,058 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,374 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,62$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,043 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec **5HA8=2.51cm²**

Les armatures de répartition sont donnée par :

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA8** avec **A=2.01cm²**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot \frac{100 \cdot 0,058 \cdot 10^2 \cdot 2,1}{400} = 0,7 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Calcul des armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,013$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 5,76 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0,419 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille **5HA8** avec **A=2,51cm²**

2) Espacement des barres :

$$S_{t//x} = \min[(3 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t//x} = 20 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t//x} = \frac{100}{5} = 20 \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$S_{t//y} = \min[(4 \cdot h_c); 45] \rightarrow S_{t//y} = 26 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t//y} = \frac{100}{4} = 25 < 26 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10,62 \cdot 1,35}{2} = 7,17 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{7,17}{1 \cdot 0,058} \cdot 10^{-3} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau \rightarrow \text{Verifiée}$$

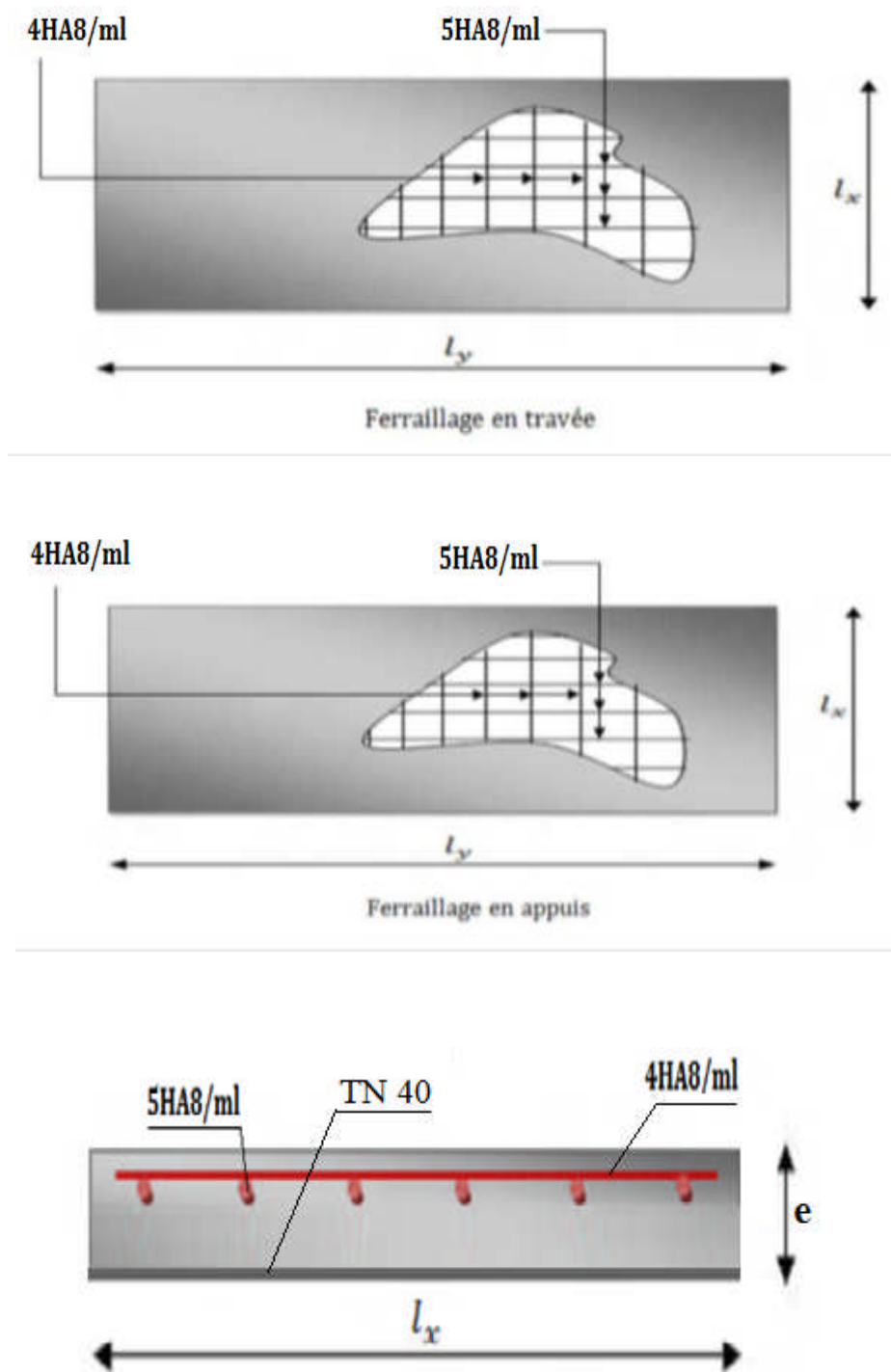


Figure 4.16 : Ferraillage de la dalle.

Chapitre V :
Etude des éléments
secondaires



V.1-Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du hangar. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

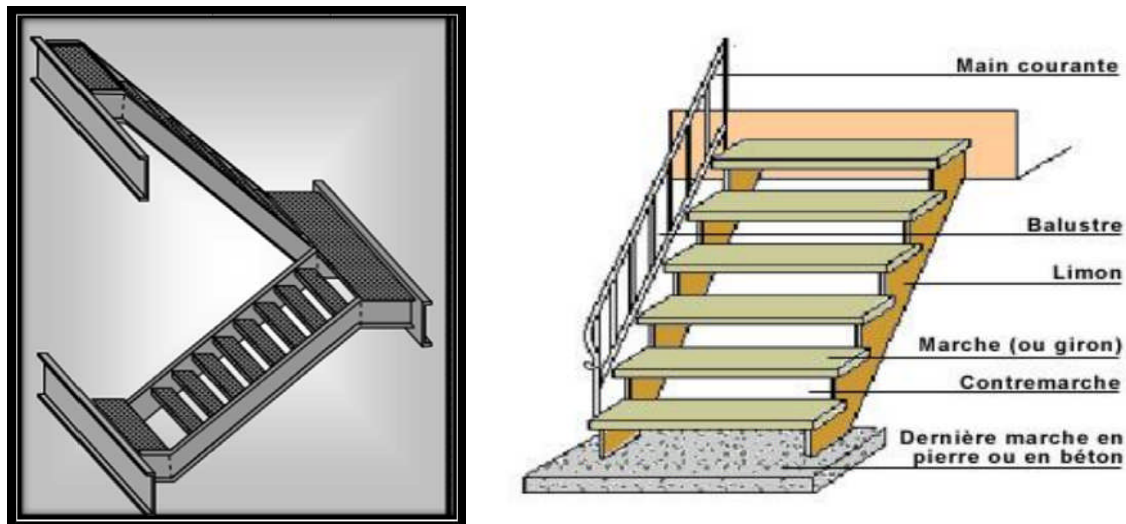


Figure 5.1 : Vue de l'escalier.

V.2-Définitions :

- **Un palier** : dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

✓ **Avantage des escaliers métalliques :**

L'escalier en métal est un escalier pré-usiné, La structure d'acier vient en deux ou trois morceaux qui sont assemblés, par boulons, sur place et elle est ensuite recouverte de marches, de contremarches et de limons.

La préfabrication sur mesure et le calcul informatisé des dimensions assurent aussi une grande précision et une qualité uniforme du travail.

Economie de mains d'œuvres et temps de travail.

✓ **Inconvénients des escaliers métalliques :**

L'entretien et protection contre la corrosion.

V.3-Pré dimensionnement de l'escalier :

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $25\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}$

n : Nombre de contremarche.

H : Hauteur à franchir avec une volée $H = 1,36\text{m}$

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64\text{cm}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 17\text{cm} \Rightarrow n = \frac{136}{17} = 8$ (contremarches)

$n - 1 = 7$ (marches)

$60 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \Rightarrow$ On prend: $g = 30\text{cm}$

$$\text{tg} \alpha \frac{1.36}{2.1} = 0,647 \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

✓ **Évaluation des charges**

a) Charges permanentes :

Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

Tôle striée (5 mm) $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$.

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$

b) Charges d'exploitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ **Pré dimensionnement de la Cornière :**

Les cornières sont sollicitées par :

$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

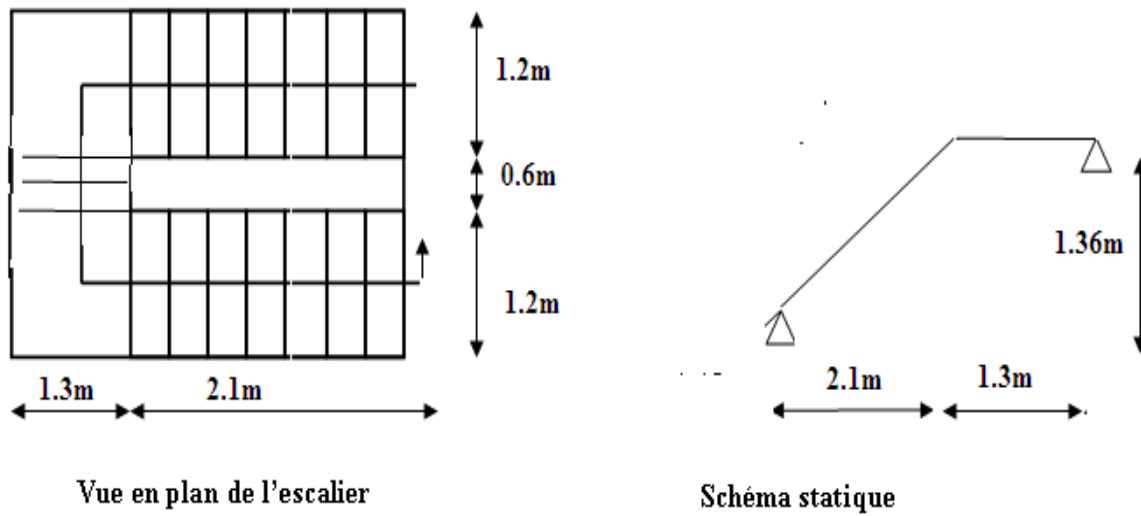


Figure 5.1 : Schéma statique d'escaliers.

✓ **Évaluation des charges**

a) Charges permanentes :

Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57 \text{ KN/m}^2$.

Tôle striée (5 mm) $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2$$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Pré dimensionnement de la Cornière :**

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2}$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times 0.3/2$$

$$q_u = 0.961 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.3/2$$

$$q_{ser} = (1.97 + 2.5) \times 0.3/2 = 0.670 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 0.670 \text{ KN/m}$$

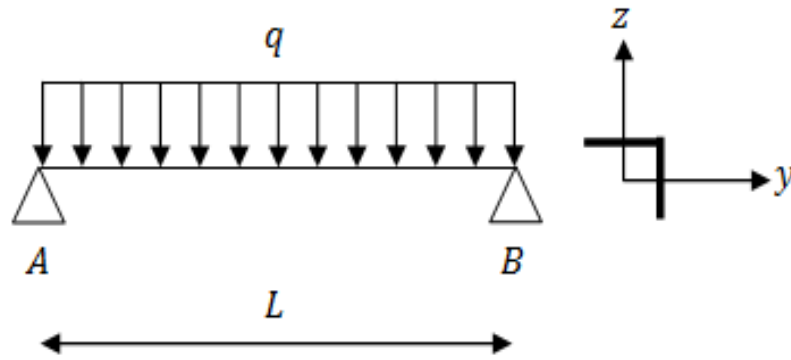


Figure 5.3 : Schémas statique de la cornière

✓ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$

Avec :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{ad}} = \frac{l}{300}$$

$$I_y > 300 \times \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 0.670 \times 10^{-2} \times 120^3}{384 \times 21000} = 2,15 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale **L35x35x4** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 2,95 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{ely}} = W_{\text{elz}} = 1.18 \text{ cm}^3$$

$$G_{\text{cornière}} = 0.0209 \text{ KN/m}$$

1.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

• La flèche :

$$f_{\text{cal}} \leq f_{\text{ad}}$$

$$q' = q + G_{\text{cornière}} = 0.670 + 0.0209 = 0.690 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times 0.690 \times 10^{-2} \times 120^4}{384 \times 21000 \times 2,95} = 0.3 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{120}{300} = 0,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• La résistance :

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$ avec $M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8}$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{g}{2} + (1.35 \times G_{\text{cornière}})$$

$$q_u = (1.35 \times 1.97 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{0.3}{2} + (1.35 \times 0.0209) = 0.98 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{0.98 \times 1.20^2}{8} = 0.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 0.27 \text{ KN.m} > 0.17 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{0.98 \cdot 1.20}{2} = 0.588 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 35 \cdot 4 \cdot 10^{-2} = 1,456 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.456 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 19.75 \text{ KN} > 0.752 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L(35x35x4)** convient comme cornière de support.

Conclusion : On choisit **L(35x35x4)** comme cornière de support.

2.3 Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

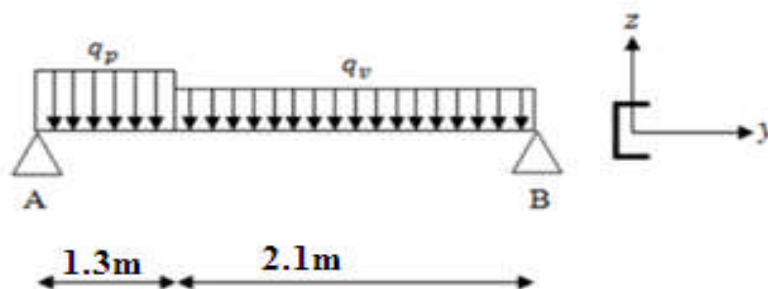


Figure 5.4 : Charges appliqué sur un limon.

2.3.1 Evaluation de charges :**a) Volée :****• Charges permanentes :**

- Poids estimé de 2 limon (UPN140) : $2 \times 0.16 = 0.32$ KN/m.
- Cornière (35×35×4) : $2 \times 0.0209 = 0.0418$ KN/m.
- Tôle striée d'épaisseur (e = 5mm) : $0.005 \times 78.5 = 0.40$ KN/m²
- Garde-corps $0.02 \times 78.5 = 1.57$ KN/m².
- Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.20) + (1.57 \times 1) + 0.0418 + 0.32 = 2.41$ KN/ml

b) Palier :**• Charges permanentes :**

- Revêtements en carrelage (e = 2cm) $0.2 \times 2 = 0.4$ KN/m²
- Mortier de pose (e = 1,5cm) $0.2 \times 1.5 = 0.3$ KN/m²
- Dalle en béton armé (e = 10cm) $0.1 \times 25 = 2.5$ KN/m²
- Tôle type TN 40 0.15 KN/m²

$$G_p = 3.35 \text{ KN/m}^2$$

a) Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \times 1.2 / 2 = 1.5 \text{ KN/m}$$

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q)}{2} = \frac{(2.41 + 1.5)}{2} = 1.955 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3.35 + 1.5) \times 1.2}{2} = 2.91 \text{ KN/m}$$

E_m : La longueur de la marche

$$q = \max(q_v ; q_p) = 2.91 \text{ KN/m}$$

2.3.2 Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$



$$I_y = 300 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E} = 300 \times \frac{5 \times 2,91 \times 10^{-2} \times 340^3}{384 \times 21000} = 212,75 \text{cm}^4$$

Soit un **UPN120** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 364 \text{cm}^4$$

$$W_{ply} = 72.6 \text{cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0.134 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 8.8 \text{cm}^2$$

2.3.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

- **La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 2,91 + 0.134 = 3,04 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 3,04 \times 10^{-2} \times 340^4}{384 \times 21000 \times 364} = 0,69 \text{cm} < \frac{340}{300} = 1.13 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **La résistance :**

- Charge totale : $G_v = (0.40 \times 1.2) + (1.57 \times 1) + 0.0418 + 0.134 \times 2 = 2.36 \text{KN/ml}$

$$q_v = \frac{(1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)}{2} = \frac{(1.35 \times 2.36 + 1.5 \times 2.5)}{2} = 3,47 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(1.35 \times G_p + 1.5 \times Q) \times E_m}{2} = \frac{(1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 2.5) \times 1.2}{2} = 5,06 \text{KN/m}$$

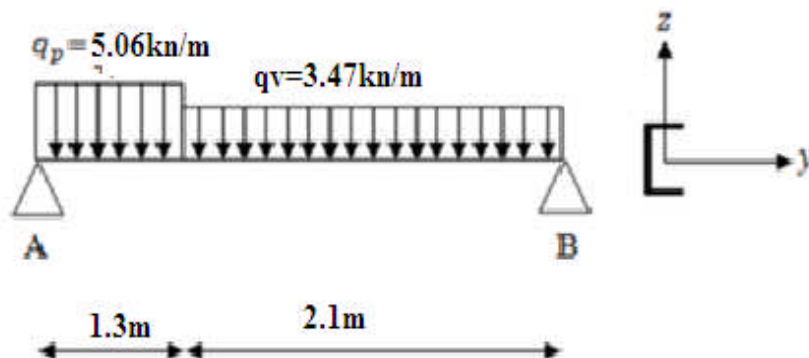


Figure 5.5 : Les charges appliquées sur le limon.

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximal.

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13,87 \text{KN}$$

$$\sum (M/A \text{ ET } B) = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 6,287 \text{KN} \\ R_B = 7,562 \text{KN} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq x \leq 1,3.$$

$$\begin{cases} M_Z = -2,53 \times x^2 + 6,287 \times x \\ T_y = 5,06 \times x - 6,287 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = -6,287 \text{KN} \\ x = 1,3 \Rightarrow M_Z = 3,90 \text{KN.m}, T_y = 0,30 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{6,287}{5,06} = 1,24 < 1,3 \text{m}$$

$$0 \leq x \leq 2,1$$

$$\begin{cases} M_Z = -1,84 \times x^2 + 7,562 \times x \\ T_y = -3,74 \times x + 7,562 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m}, T_y = 7,562 \text{KN} \\ x = 2,1 \Rightarrow M_Z = 7,76 \text{KN.m}, T_y = -0,30 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Le moment est maximum pour : } x = \frac{7,562}{3,47} = 2,17 \text{m} > 2,1 \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 7,76 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc les efforts maximum sont } \begin{cases} M_{sd} = 7,76 \text{KN.m} \\ V_{sd} = R_B = 7,562 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 17,06 \text{KN} \cdot \text{m} > 7,76 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{8,8 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1} = 119,39 \text{KN} > 7,562 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion : on choisit pour le limon et pour la volée un **UPN120**.

2.4 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est considérée comme étant semi encastree dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3 m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = -0,4 \cdot M_0$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0$$

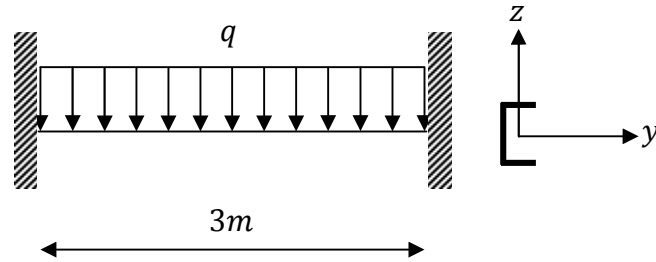


Figure 5.6 : Schéma statique de la poutre palière.

a) Evaluation des charges :

Les charges revenant à la poutre palière sont :

- Réaction du palier à l'ELU $R_A = 6.287KN$
- Réaction du palier à l'ELS $R_A = 7,562KN$
- Poids de cloison sur la poutre $2,22 \times 1,2 = 2,66KN/m$

$$q = 2,66 + 7,562 = 10,22KN/m$$

b) La vérification de la flèche et de la résistance :

➤ Condition de flèche :

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

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

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 10,22 \cdot 3^3}{384 \cdot 2,1} = 513,29cm^4$$

Soit un **UPN180** avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1350cm^4$$

$$W_{ply} = 179cm^3$$

$$G_{profilé} = 0,219KN/m \quad A_{vz} = 15,09cm^2$$

c) Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$q' = q + G_{\text{profilé}} = 10,22 + 0,219 = 10,43 \text{ KN/m}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \cdot 10,43 \cdot 3^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 1350} \cdot 10^2 = 0,38 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = \frac{300}{300} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q_u = 1,35 \cdot (2,66 + 0,219) + 6,287 = 10,153 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{13,724 \cdot 3^2}{8} = 34,26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 29,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 13,70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{179 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 42,065 \text{ KN} \cdot \text{m} > 29,12 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10,153 \cdot 3}{2} = 15,229 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{15,09 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 204,73 \text{ KN} > 15,229 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPN180** convient comme poutre palière.

2.5 Conclusion :

Dans notre étude des escaliers, on a justifié le choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établis le calcul des marches, le calcul de limon et le palier de repos, dans ce dernier on a prévu une tôle strier soudé sur des poutres UPN (différentes inerties). Aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN. Et dans ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifiée par des cornières jumelées.

Chapitre VI :
Etude des
contreventements



VI.1-Introduction :

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature. 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.

- Contreventement de la toiture par une 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 ferme.

VI.2-Calcul des contreventements de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements de toiture 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 et du lang-pan aux fondations.

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues au vent.

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 une poutre isostatique et déterminer ces efforts.
3. Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

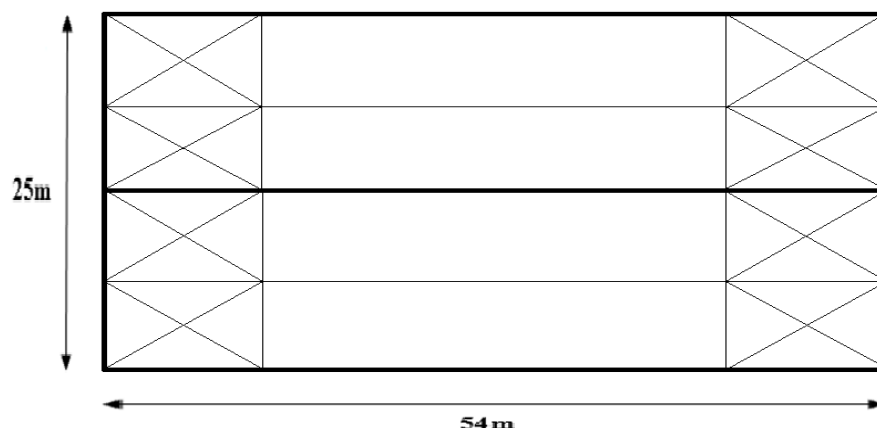


Figure 6.1 : Vue en plan de la poutre au vent.

Schéma statique :

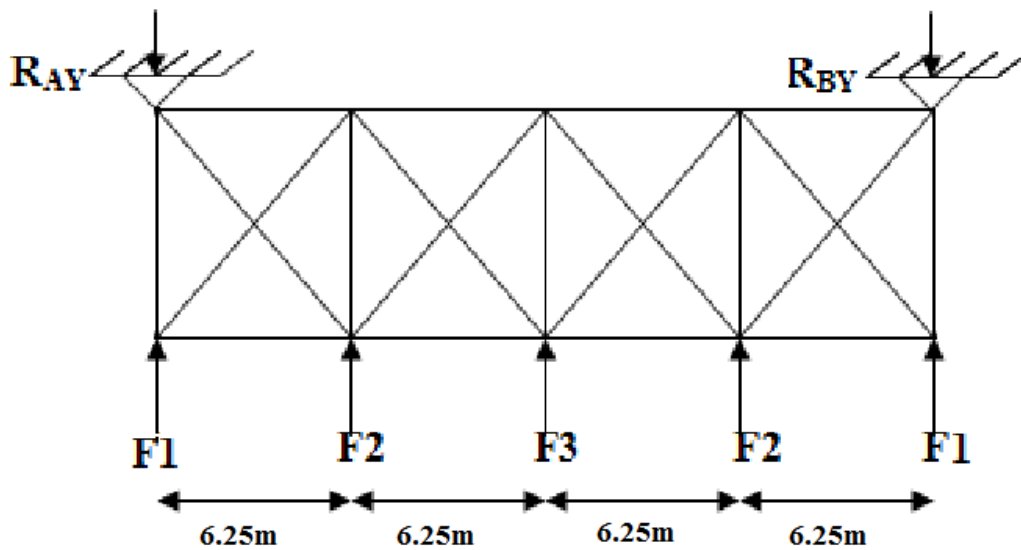


Figure 6.2 : Les efforts agissent sur la poutre au vent.

2.1-Les efforts horizontaux dus au vent :

Les forces horizontales dues au vent sont données dans le tableau suivant :

| | $W*Si$ (dan) | Ffr/n (dan) | $(W*Si + Ffr/n)$ (dan) | $1.5(W*Si + Ffr/n)$ (dan) |
|-----------|--------------|---------------|----------------------------|------------------------------|
| F1 | 112.229 | 1711.8 | 1824.29 | 2736.435 |
| F2 | 898.125 | 1711.8 | 2609.925 | 3914.887 |
| F3 | 1571.79 | 1711.8 | 3283.59 | 4925.385 |

Tableau VI.1 : Les forces horizontales dues au vent

2.2-Détermination des sollicitations dans chaque élément de la poutre au vent :

La détermination des efforts dans les éléments de la poutre au vent est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel **Robot Structure Analyse**

Les sollicitations dans les éléments sont données dans le tableau précédent :

$$F_1 = 1,5(V \times s_1) + \frac{F_{fr}}{5}$$

$$L = 12,5m;$$

$$h_1 = 11,50m$$

$$h_2 = 12,50m$$

$$h_3 = 13m$$

$$V = 1,5 \times 143,7 = 215,55 \text{ dan} / m^2$$

$$F_{FR} = 8559 \text{ dan}$$

2.3-Vérification des éléments :

a) Les diagonales :

Par la méthode des coupures ; on établit l'effort F_d dans les diagonales :

$$Ra = Rb = \sum Fi/3$$

Avec :

$$R = \frac{2 \times (F1 + F2 + F3)}{2}$$

$$R = \frac{2 \times (2736,435 + 3914,887 + 4925,385)}{2}$$

$$Ra = Rb = 115,76 \text{ KN}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{6,25}{6} \Rightarrow \alpha = 46,169^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\text{Cos}(\theta)} = \frac{115,76 - 49,253}{\text{Cos}46,169^\circ}$$

$$F_d = 96,034 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 96,034 = 144,051 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{144,051 \times 1,1}{23,5} = 6,742 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière **L(60*60*7)** de section **A=7,98 cm²**

➤ Vérification des diagonales à la traction :

La condition à vérifier est : $N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$ Avec : $N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u)$

$$\gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25 ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 360 \text{ N/mm}$$



$$A_{net} = A - e \times d_0 = 798 - 10 \times 7 = 7.28 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } N_{t.sd} = 144.051 \text{ KN}$$

$$N_{PL} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7.98 \times 23.5}{1.1} = 170.48 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 728 \times 360}{1.25} = 188.69 \text{ KN}$$

$$\text{D'OU : } N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u) = \min(170.48; 188.69) \Rightarrow N_{t.Rd} = N_{net} = 170.48 \text{ KN}$$

$$N_{t.Sd} = 144.051 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 170.48 \text{ KN}$$

Donc la diagonale **L (60*60*7)** est vérifiée à la traction.

VI.3-Vérification des montants de la poutre au vent :

3.1-Vérification de la panne montante :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge vertical, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

$$\left(\frac{My}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1,0$$

3.2-Vérification de la panne intermédiaire :

Donc :

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \cdot d] + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(10.05 + 3) \cdot 1.0] + 15.8 = 28.85 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.288 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.288 \cdot \cos 9.09^\circ = 0.284 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.288 \cdot \sin 9.09^\circ = 0.045 \text{ KN/ml}$$

La combinaison la plus défavorable à **L'ELU** et **L'ELS** deviennent :

a) A l'ELU :

Selon l'axe z-z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité est :

$$Q_z = (1.35 \cdot 0.284 - 1.5 \cdot 2.988) = -4.098 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = (1.35 \cdot 0.045 + 1.5 \cdot 0) = 0.060 \text{ KN/ml}$$

b) A l'ELS :

$$Q_z = (0.284 - 2.988) = 2.704 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = 0.045 \text{ KN/ml}$$

Donc:

$$M_y = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{4,098 \times 6^2}{8} = 18,441 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \times (L/2)^2}{8} = \frac{0,060 \times 3^2}{8} = 0,675 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{1239 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 26,405 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{261 \times 235 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,575 \text{ Kn} \times \text{m}$$

$$\text{Section de classe(1)} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

A.N :

$$\left(\frac{18,441}{26,405} \right)^2 + \left(\frac{0,675}{5,575} \right)^1 = 0,61 < 1,0 \quad \text{Vérfiée}$$

3.3-Vérification de la panne montante au déversement :

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_z}{\frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{EC3 Art 5.5.4(2)}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20,1 \times 23,5}{1,1} = 429,41 \text{ kn}$$

$$M_{ply} = 26,405 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = 5,575 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 2,886 \text{ Kn.m}$$

$$M_z = 0,886 \text{ Kn.m}$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6,58} = 91,185$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{Acier S 235} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\text{Section classe 1} \rightarrow \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91,185}{93,9} \times (1)^{0,5} = 0,977$$

Par le tableau 8 de l'Eurocode 03 on a : $\beta_{MY} = 1,3$

A.N :

$$\mu_y = 0,977(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1239 - 1087}{1087} = -1,227(0,9)$$

Calcul de χ à l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3 :

$$h/b = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

$$T_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Par rapport à l'axe $f_{yy} \rightarrow$ courbe a

Par rapport à l'axe $z_z \rightarrow$ courbe b

Tableau de L'Eurocode 03 :

$$X_y = 0,69$$

$$X_z = 0,63$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [BA]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1,84} = 163,043$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \xi \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163,043}{93,9} = 1,736.$$

Par le tableau 8 Eurocode03 on a :

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

A.N

$$\mu_z = 1,736 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{26,10 - 16,66}{16,66}$$

$$\mu_z = -1,864 < 0,9$$

calcul de X_a laide de tableau 5.5.2 Eurocode3

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 < 1,2$$

$$t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Par rapport à l'axe yy → courbe a

Par rapport à l'axe zz → courbe b

$$X_y = 0,29$$

$$X_z = 0,27$$

IPE 160 convient comme des pannes intermédiaires.

Chapitre VII : Etude sismique



VII.1-Introduction :

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Les risques liés à l'activité sismique sont omni présent, et de plus en plus prépondérant, provoquant ainsi d'importants dommages matériels et le plus souvent des pertes humaines. En tant que des ingénieurs en génie civil, il est de notre devoir et responsabilité d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant le séisme. Pour cela, il existe des recommandations comme règles parasismiques algériennes (**RPA99 V2003**) il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus lors d'un séisme.

Il existe plusieurs logiciels qui nous permettent de modéliser la structure à étudier et lui faire subir toute les sollicitations auxquelles elle devra répondre dans la réalité, ainsi on pourra prévoir son comportement presque réel, d'où la mieux concevoir. Ces différents logiciels sont tous basés sur la méthode des éléments finis.

VII.2-Présentation du logiciel ROBOT :

Le Robot, un des produits de **ROBOT.BAT**, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

VII.3-Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

VII.4-Analyse de la structure :

4.1-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

4.2-Méthode de calcul :

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est en fonction du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une des méthodes suivantes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

4.2.1 La 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 " **RPA 99 V 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 99/version 2003**, la force sismique totale **V** qui s'applique la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans la zone **IIa** et un groupe d'usage **1B** (H=13m < 17m)
Nous trouverons : **A= 0.20**

D : est facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003], site (**S3**) :

$$\begin{cases} T1(sec) = 0.15s \\ T2(sec) = 0.5s \end{cases}$$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V 2003**

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 6\%$

D'où : $\eta = 0.935 > 0.7$

$$\eta = 0.935$$

Estimation de la période fondamentale :

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 par la formule (4.6)**:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 13m$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

« Contreventement assuré par portiques auto stables en béton armée sans remplissage en maçonnerie »

D'où : $C_T = 0.075$

Donc : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 * 13^{(3/4)} = 0.51 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.513 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 2.5 \times 0.935 \times (0.5/0.513)^{2/3} = 2.29$$

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement.

Portiques autostables sans remplissages en maçonneries rigide : **R = 5**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

| Critère de qualité « q » | P_q |
|---|------------|
| 1. conditions minimales sur les files porteuses | 0.05 |
| 2. Redondance en plan | 0 |
| 3. régularité en plan | 0 |
| 4. régularité en élévation | 0 |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 1.0 |
| $\sum P_q$ | 0.2 |

Tableau VII. 1: Pénalité de vérification.

$$Q = 1 + 0.05 + 0 + 0.05 + 1.0 = 1,2$$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

(i).
$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

$$W_{Gi} = 5843,94 \text{ KN}$$

$$W_Q = 242,64 \text{ KN}$$

$$W_i = 5843,94 + 0,2 \times 242,64 = 5892,46 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,29 \times 1,2}{5} \times 5892,46 = 647,69 \text{ KN}$$

c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j .

h_j = niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $V = F_t$

4.2.2 Principe de la méthode dynamique spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

1) Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 0,935 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

a) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

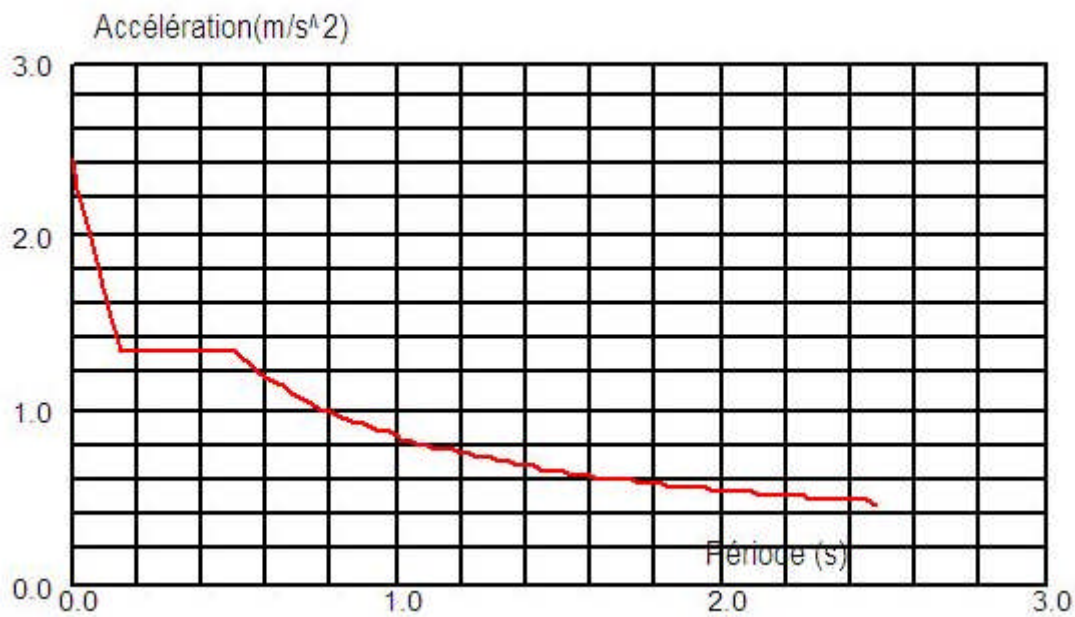


Figure 7. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.

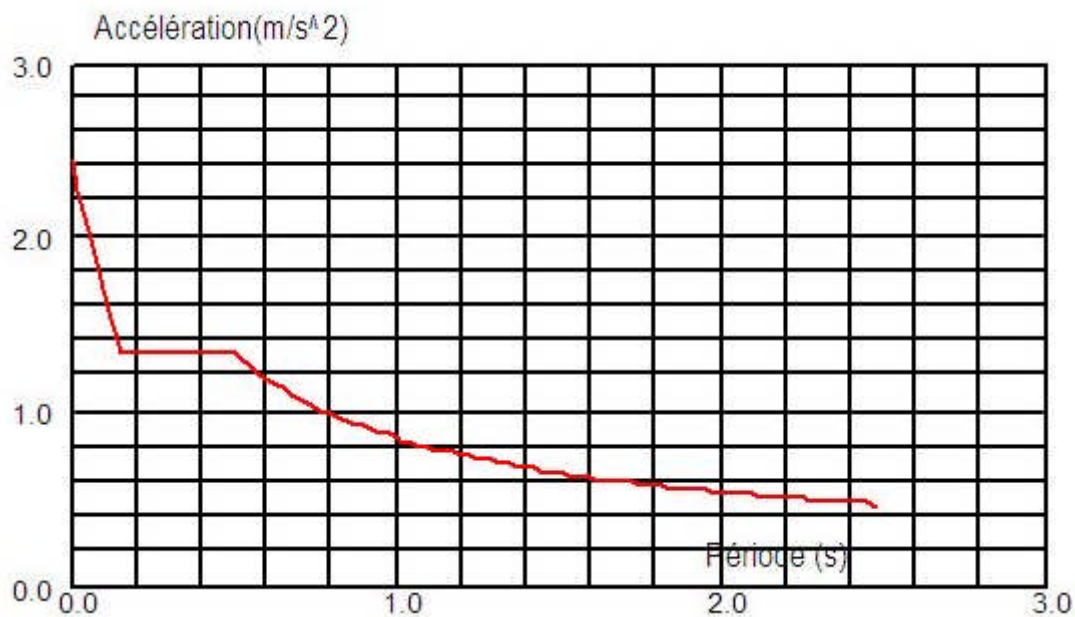


Figure 7. 2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.

2) Nombre de modes à considérer :

a) Selon le **RPA99/V2003**, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Ou : **N** est le nombre de niveau au-dessus du sol et **T_K** la période du mode

3) Résultat de calcul :

a. Pourcentage de participation de masse :

Le pourcentage de participation de masse doit être supérieur à **90%** suivant les deux directions, donc on doit augmenter le nombre de modes de vibrations, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le quatrième mode.

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 10/ 73 | 10,56 | 0,09 | 91,64 | 94,03 | 9,00 | 2,24 | 0,18 | 0,00 | 584394,51 | 584394,51 | 303780,03 |
| 12/ 1 | 2,00 | 0,50 | 51,31 | 0,00 | 0,00 | 51,31 | 0,00 | 0,00 | 584394,51 | 584394,51 | 303780,03 |
| 12/ 2 | 2,04 | 0,49 | 51,31 | 76,70 | 0,00 | 0,00 | 76,70 | 0,00 | 584394,51 | 584394,51 | 303780,03 |
| 12/ 3 | 2,18 | 0,46 | 51,62 | 76,70 | 0,00 | 0,30 | 0,00 | 0,00 | 584394,51 | 584394,51 | 303780,03 |

| Mode | Période (s) | Suivant X (%) | Suivant Y (%) | Suivant Z (%) | Somme suivant X | Somme suivant Y | Somme suivant Z |
|-----------|-------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 1 | 0,50 | 51,31 | 0,00 | 0,00 | 51,31 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,49 | 51,31 | 76,70 | 0,00 | 0,00 | 76,70 | 0,00 |
| 3 | 0,46 | 51,62 | 76,70 | 0,00 | 0,30 | 0,00 | 0,00 |
| 70 | 0,10 | 89,25 | 91,94 | 8,99 | 0,78 | 0,04 | 0,00 |
| 73 | 0,09 | 91,64 | 94,03 | 9,00 | 2,24 | 0,18 | 0,00 |

Tableau VII. 2: Pourcentage de participation de masse.

b. Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période T = 0.50 s, taux de participation de la masse 51.31%

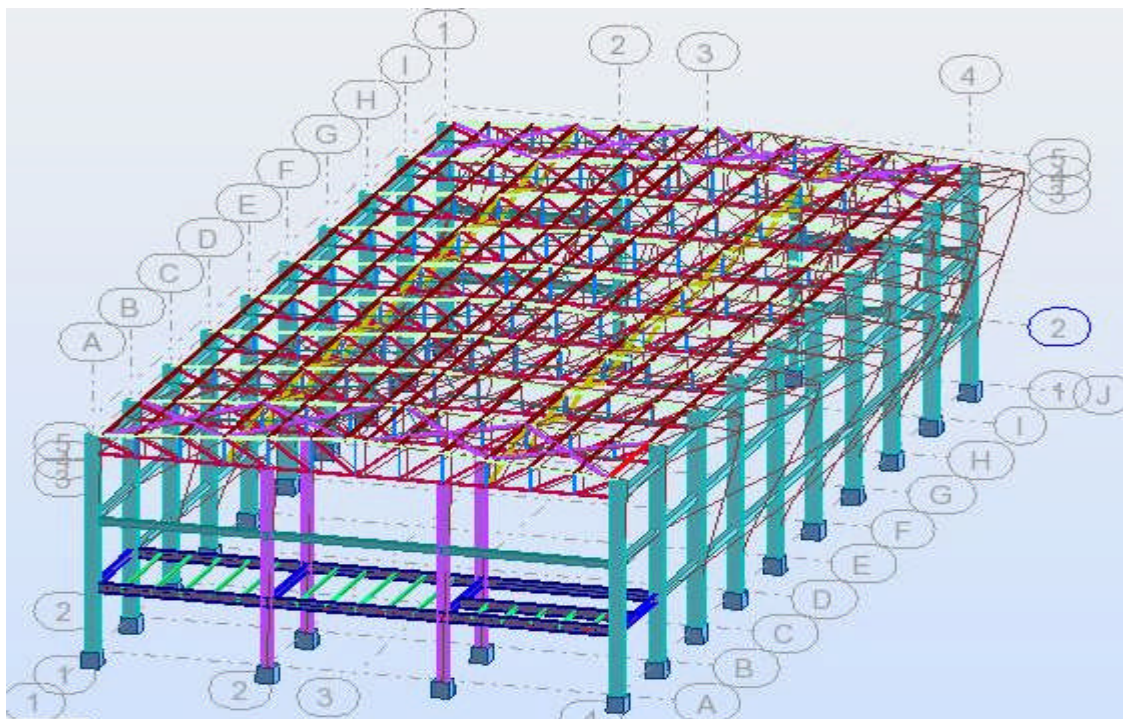


Figure 7.3 : Mode de déformation (01).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0.49$ s, taux de participation de la masse 76.70%.

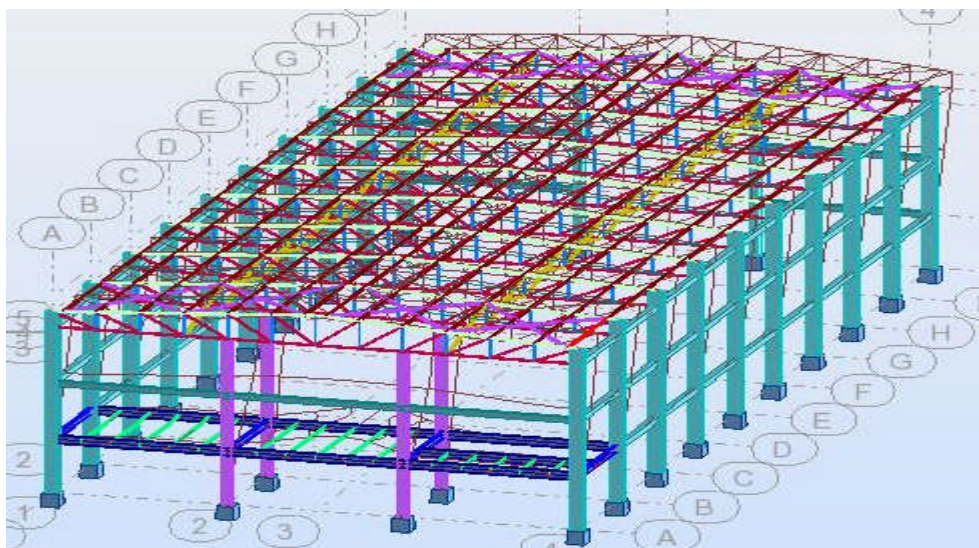


Figure 7.4 : Mode de déformation (02).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.46$

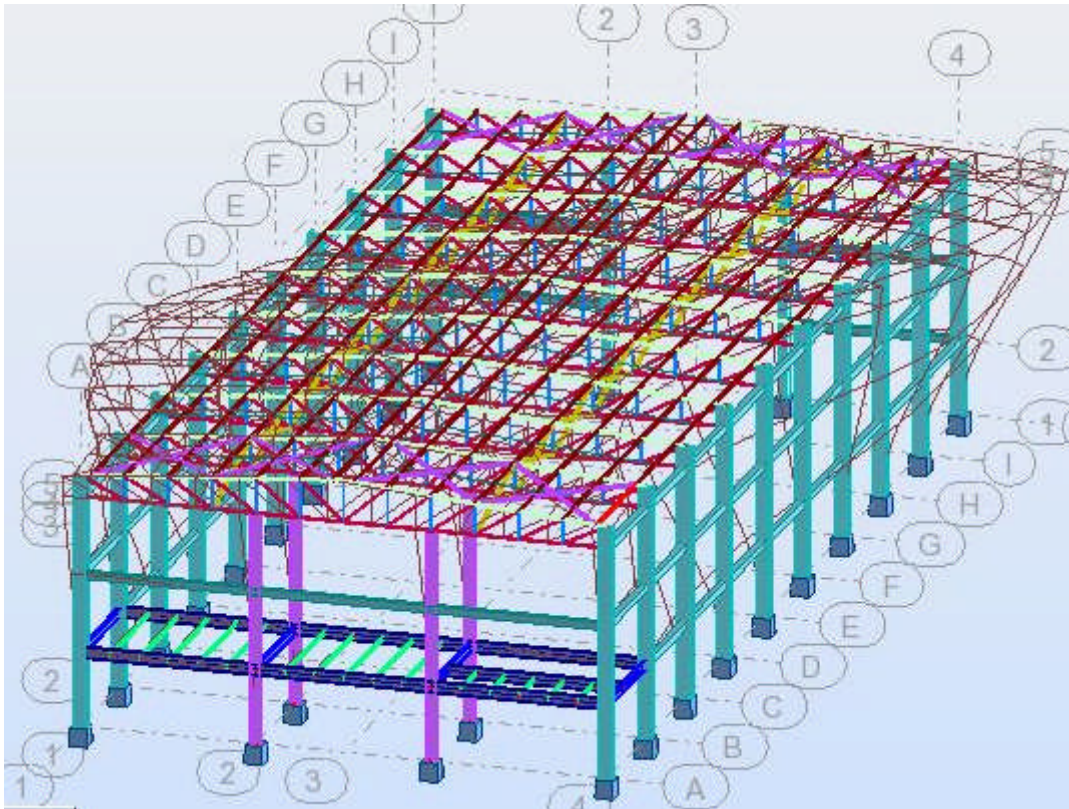


Figure 7.5 : Mode de déformation (03).

4.3- Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

a) Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V2 : Vent sur le pignon.
- V1 : Vent sur le long pan.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

| Combinaisons à l'Etat limite ultime | Combinaisons à l'Etat limite de service | Combinaisons Accidentelles |
|-------------------------------------|---|----------------------------|
| $1.35(G_1+G_2)+1.5Q$ | $(G_1+G_2)+V_D$ | $(G_1+G_2)+Q+E_X$ |
| $1.35(G_1+G_2)+1.5S$ | $(G_1+G_2)+V_S$ | $(G_1+G_2)+Q-E_X$ |
| $(G_1+G_2)+1.5V_D$ | $(G_1+G_2)+Q$ | $(G_1+G_2)+Q-E_Y$ |
| $(G_1+G_2)+1.5V_S$ | $(G_1+G_2)+S$ | $(G_1+G_2)+Q+E_Y$ |
| | $(G_1+G_2)+0,9(Q+S)$ | $0.8(G_1+G_2)+E_X$ |
| | $(G_1+G_2)+0,9(Q+V_D)$ | $0.8(G_1+G_2)-E_X$ |
| | $(G_1+G_2)+0,9(Q+V_S)$ | $0.8(G_1+G_2)-E_Y$ |
| | | $0.8(G_1+G_2)+E_Y$ |

Tableau VII. 3 : Combinaisons de calcul.

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

b) Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

| Forces sismiques | V statique (KN) | 0.8Vstatique (KN) | V dynamique (KN) | Observation |
|------------------|-----------------|-------------------|------------------|-------------|
| Sens xx | 647.69 | 518.15 | 548.78 | Vérifiée |
| Sens yy | 647.69 | 518.15 | 621.03 | Vérifiée |

Tableau VII. 4: Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à **80%** de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...)

4.4- Vérification des déplacements :



1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

- **Déplacement horizontal :**

$h/150$ Sans charge du vent

$h / 125$ Avec charge du vent **EC3 Art 4.2.2(1) I**

Ou h : hauteur du poteau

- **Déplacement vertical :**

$L/200$

Avec : L : longueur de la travée **EC3 tab 4.1**

| | Combinaisons | | Déplacements max (cm) | |
|------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------|--------------|
| | Avec le vent | Sans le vent | Avec le vent | Sans le vent |
| Suivant X | $(G_1 + G_2) + 1,5V_D$ | $1.35((G_1 + G_2) + Q + S)$ | 0.6 | 0.2 |
| Suivant Y | $(G_1 + G_2) + 1,5V_D$ | $1.35(G_1 + G_2) + Q + S$ | 1.6 | 0.6 |
| Suivant Z | $(G_1 + G_2) + 1,5V_D$ | $1.35(G_1 + G_2) + 1.5Q$ | 4.9 | 0 |

Tableau VII. 5: Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8,0 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{2500}{200} = 12,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA 99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à **1%** de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement **R = 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 | 1,64 | 1,68 | 8,2 | 8,4 |

Tableau VII.6 : Déplacement relatif des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{1300}{100} = 13,0cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 13,0 cm, donc ils sont vérifiés

VII.5- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (**ou effet P-Δ**) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 $\theta_k > 0,20$, 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 |
|------------|-----------------|------------|------------|-----------|----------------------------|------------|
| 13,0 | 8,2 | 5892,46 | 647,69 | 13,0 | 0,630 | 0,057 |

Tableau VII.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,057 < 0,1$, 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 |
|------------|-----------------|------------|------------|-----------|----------------------------|------------|
| 13,0 | 8,4 | 5892,46 | 647,69 | 13,0 | 0,646 | 0,058 |

Tableau VII.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,058 < 0,1$, donc les effets **P- Δ** peuvent être négligés.

VII.6-Remarque importante :

Après l'analyse de notre structure par le logiciel **ROBOT.BAT 2012**, on a remarqués que le déplacement de notre structure est très important vis-à-vis de l'action sismique.

Dans ce cas-là on a proposés une solution, c'est de faire prolongé les poteaux en béton armé suivant l'axe Z-Z, jusqu'à l'extrémité de la membrure supérieur de la ferme ainsi les deux extrémités de la ferme soit encastrés dans les poteaux.

Les deux cas sont représentés dans les figures suivantes :

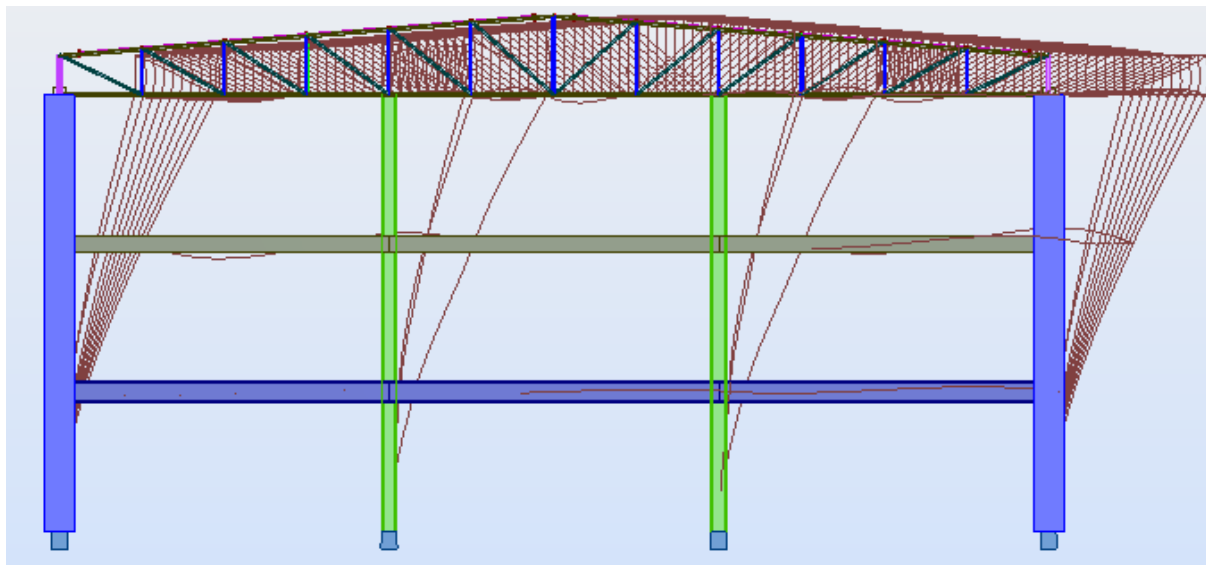


Figure 7.6 : le déplacement sans prolongement des poteaux.

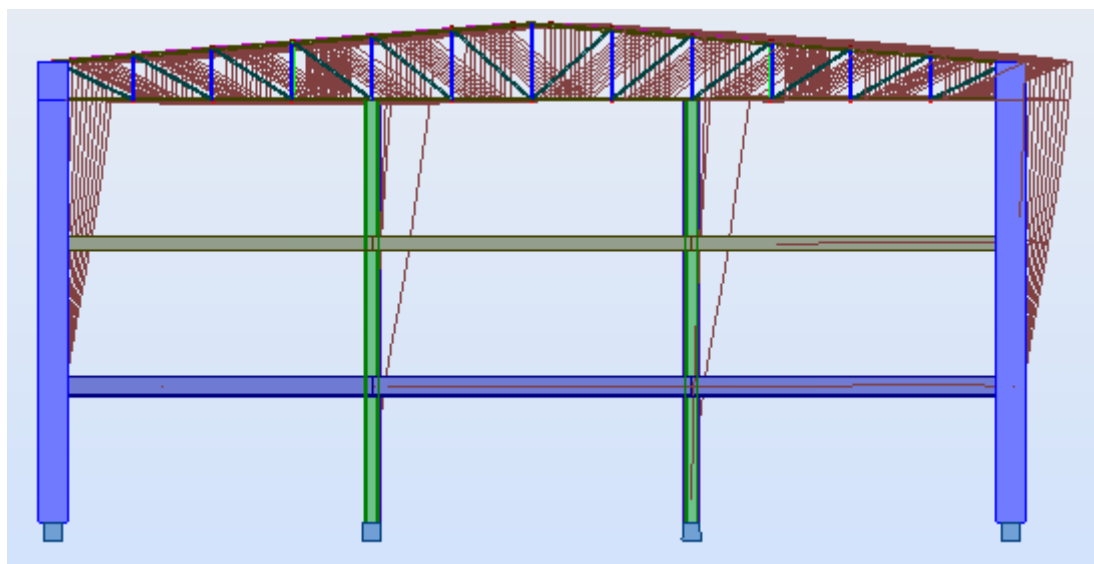


Figure 7.7 : Le déplacement avec prolongement des poteaux.

**Chapitre VIII :
Vérification des
éléments de l'ossature**



VIII.1-Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2012.

VIII.2-Itérerai de dimensionnement avec ROBOT :

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Ainsi nous pouvons enfin commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT et que se traduit par la conception de la structure à étudier à 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilé couramment utilisé en réalité.

Après avoir modalisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure.
- Charges permanentes (panneau sandwich...).
- Charge d'exploitations.
- Charge climatiques (vent, neige).
- Charge sismique.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toute ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit :

Pour pouvoir effectuer un pré dimensionnement automatique avec ROBOT, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la liste des éléments de même type et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément.

On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

VIII.3-Les vérifications à faire :**3.1 Vérification a la traction :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

3.2 Vérification Au flambement (compression) :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

3.3 La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant

N_{rd} : Effort résistant

Les efforts maximum obtenus par le logiciel **ROBOT 2012** sont représentés sur le tableau suivant :

| Eléments | Traction | Compression | Nom section |
|-----------------------|----------|-------------|-------------|
| Membrures supérieures | 157,77 | -378,86 | S478 |
| Membrures inférieures | 336,15 | -336,15 | I462 |
| Montants | 60,27 | -143,16 | M445 |
| Diagonales | 323,51 | -149,75 | D65 |

Tableau VIII.1 : Les efforts dans les éléments de la ferme

➤ Membrures supérieures :

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,3 \text{ cm}^2$$

- **Traction :**

$$N_{sd} = 157,77 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{38,3 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,0} = 900,05 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 157,77 \text{ KN} < N_{rd} = 900,05 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

-compression :

$$N^{\max} = -378,86 \text{ KN}$$

$$l_k = 188 \text{ cm}$$

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38.3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 353,36 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 775,52 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad i_y = \sqrt{\frac{353,36}{38.3}} = 3,03 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad i_z = \sqrt{\frac{775,52}{38.3}} = 4,499 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad \lambda_y = \frac{188}{3,03} = 62,04$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \quad \lambda_z = \frac{188}{4,499} = 41,78$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{62,04}{93,9} \right] = 0,66$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{41,78}{93,9} \right] = 0,44$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,66 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,44 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,66 - 0,2) + 0,66^2 \right] = 0,830$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,830 + \left[0,830^2 - 0,66^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,750$$

$$\chi_{\min} = 0,750$$

$$N_{crd} = 0,750 \cdot 1.38,36 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 614,63 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 378,86 \text{ kN} < N_{crd} = 614,63 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Membrures inférieures :**

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{ cm}^2$$

- **Traction :**

$$N_{sd} = 336,15 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{31,04 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,0} = 729,44 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 336,15 \text{ KN} < N_{rd} = 729,44 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

- **compression :**

$$N^{\max} = -336,15 \text{ KN}$$

$$l_k = 187 \text{ cm}$$

$$2L(90 \times 90 \times 9) \Rightarrow A = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 231,66 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 518,52 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231,66}{31,04}} = 2,731 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{518,52}{31,04}} = 4,087 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{187}{2,731} = 68,47$$

$$\lambda_z = \frac{187}{4,087} = 45,75$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{68,47}{93,9} \right] = 0,72$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{45,75}{93,9} \right] = 0,48$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,72 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,48 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,72 - 0,2) + 0,72^2 \right] = 0,886$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,886 + \left[0,886^2 - 0,72^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,750$$

$$\chi_{\min} = 0,713$$

$$N_{crd} = 0,713 \cdot 1.31,04 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 472,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 336,15 \text{ kN} < N_{crd} = 472,80 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous :

| Eléments | | Combinaisons | N _{sd} (KN) | N _{rd} (KN) | N _{sd} /N _{rd} | Observations |
|-----------------------------|-------------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------------------|--------------|
| Membrures supérieurs | Compression | (G1+G2) +1,5VD | -378,86 | 614,63 | 0,61 | Vérifier |
| | Traction | 1.35(G1+G2)+1.5S | 157,77 | 900,05 | 0,17 | Vérifier |
| Membrure inférieurs | Compression | (G1+G2) +1,5VD | -336,15 | 472,80 | 0,71 | Vérifier |
| | Traction | (G1+G2) +1,5VD | 336,15 | 729,44 | 0,46 | Vérifier |
| Diagonales | Compression | (G1+G2) +1,5VD | -149,75 | 472,80 | 0,31 | Vérifier |
| | Traction | (G1+G2) +1,5VD | 323,51 | 729,44 | 0,44 | Vérifier |
| Montants | Compression | 1.35(G1+G2)+1.5S | -143,16 | 369,17 | 0,38 | Vérifier |
| | Traction | (G1+G2) +1,5VD | 60,27 | 524,05 | 0,11 | Vérifier |

Tableau VIII.2 : Vérification des éléments de la ferme.

Vérification avec logiciel robot :

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|--------------------------|-------------|-----------|-------|-------|-------|---------------------|
| 65 Diagonale_CM66_65 | 2 CAE 90x9 | ACIER E24 | 75.10 | 62.74 | 0.21 | 49 1.35(G1+G2)+1.5S |
| 445 Montant_CM66_445 | 2 CAE 60x10 | ACIER E24 | 53.25 | 40.01 | 0.27 | 45 (G+G2)+1.5VD |
| 462 Membrane_inf_CM66_46 | 2 CAE 90x9 | ACIER E24 | 68.52 | 50.89 | 0.64 | 45 (G+G2)+1.5VD |
| 478 Membrane_sup_CM66_4 | 2 CAE 100x1 | ACIER E24 | 54.96 | 41.73 | 0.42 | 45 (G+G2)+1.5VD |

VIII.4-Vérification des diagonales des contreventements : L (130×130×12)

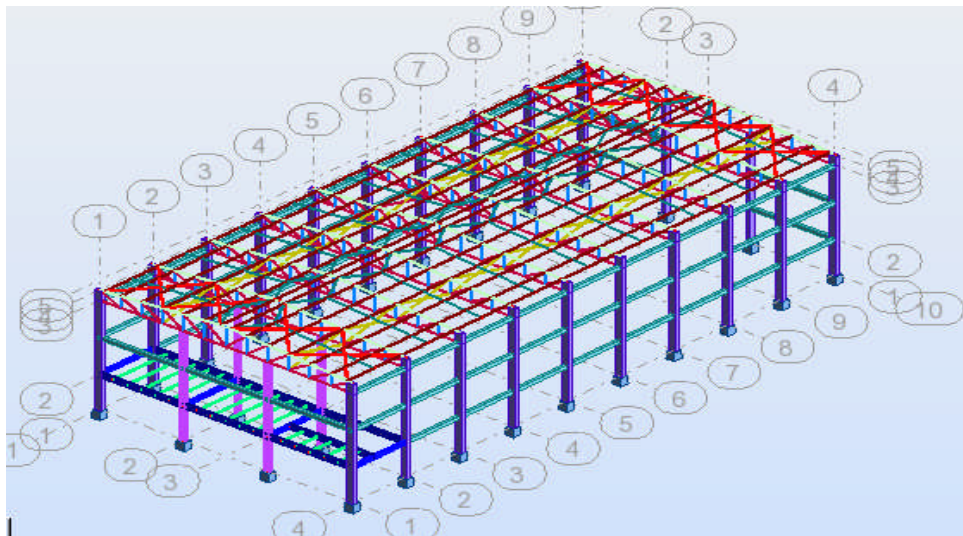


Figure 8.1 : Poutre au vent de pignon

| Elément | Combinaisons | N _{sd} (KN) |
|-------------|--------------------|----------------------|
| Compression | G1+G2) +1,5VD | -59,51 |
| Traction | 1.35 (G1+G2) +1.5S | 80,66 |

Tableau VIII.3 : Les efforts dans les éléments de contreventement.

1-Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 29,97 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{29,97 \times 23,5}{1} = 704,29 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 80,66 \text{ KN} < N_{rd} = 704,29 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

2-Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 59,51$$

$$l_k = 664 \text{ cm}$$

$$L(130 \times 130 \times 12) \Rightarrow A = 29,97 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 472,17 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 472,17 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{472,17}{29,97}} = 3,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{664}{3,96} = 197,67$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \left[\frac{197,67}{93,9} \right] = 1,78$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,78 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,78 > 0,2 \end{cases}$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,78 - 0,2) + 1,78^2 \right] = 2,47$$

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,47 + \left[2,47^2 - 1,78^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,239$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,23$$

$$N_{rd} = 0,23 \cdot 1 \cdot 29,97 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 147,26 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 59,51 \text{ KN} < N_{rd} = 147,26 \text{ KN}$$

Vérifié

Vérification avec logiciel robot 2012 :

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|---------------|------------|-----------|--------|--------|-------|-----------------|
| 232 Barre_232 | CAE 130x12 | ACIER E24 | 209.43 | 209.43 | 0.16 | 45 (G+G2)+1.5VD |

VIII.5-Vérification des ciseaux de stabilité : 2L (100×100×11)

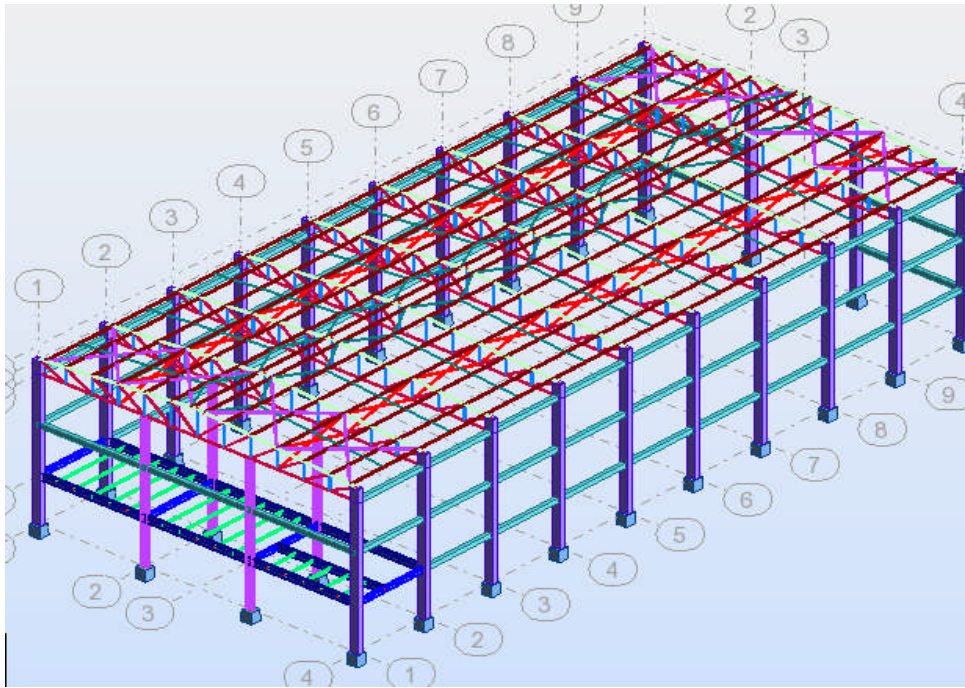


Figure 8.2 : Vue des ciseaux de stabilités en 3D.

| Elément | Combinaisons | N _{sd} (KN) |
|-------------|----------------|----------------------|
| Compression | (G1+G2) +1,5VD | -99,61 |
| Traction | (G1+G2) +1,5VD | 99,49 |

Tableau VIII.4 : Les efforts dans les éléments des ciseaux de stabilités

1) Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 41,88 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{41,88 \times 23,5}{1} = 984,18 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 99,49 \text{ KN} < N_{rd} = 984,18 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

Vérifiée

2) Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 99,61$$

$$l_k = 494 \text{ cm}$$

$$2L(100 \times 100 \times 11) \Rightarrow A = 41,88 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 383,80 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 856,61 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{383,8}{41,88}} = 3,02 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{856,61}{41,88}} = 4,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{494}{3,02} = 163,57$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{494}{4,52} = 109,29$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_y \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{163,57}{93,9} \right] = 1,74 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{109,29}{93,9} \right] = 1,16$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 1,74 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,16 > 0,2 \end{cases}$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,74 - 0,2) + 1,74^2 \right] = 2,39$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,39 + \left[2,39^2 - 1,74^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,24$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2,39 + \left[2,39^2 - 1,16^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,22$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,22$$

$$N_{rd} = 0,22 \cdot 1.41,88 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 196,836 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 99,611 \text{ KN} < N_{rd} = 196,836 \text{ KN}$$

Vérifié

Vérification avec logiciel robot 2012 :

| Pièce | Profil | Matériau | Lay | Laz | Ratio | Cas |
|----------------|--------------|-----------|--------|--------|-------|-----------------|
| 1744 Barre_174 | 2 CAE 100x11 | ACIER E24 | 204.30 | 136.75 | 0.68 | 45 (G+G2)+1.5VD |

VIII.6-Note de calcul puisées de logiciel ROBOT de différents élément :

6.1-Membrures inferieurs :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 2 memb inf

PIECE : 462 Membrure_inf_CM66_462

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L = 2.08 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 90x9

| | | | |
|-----------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=9.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=19.0 cm | Ay=16.20 cm ² | Az=14.58 cm ² | Ax=31.04 cm ² |
| tw=0.9 cm | Iy=231.66 cm ⁴ | Iz=518.52 cm ⁴ | Ix=8.31 cm ⁴ |
| tf=0.9 cm | Wely=35.86 cm ³ | Welz=54.58 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

| | | | |
|-------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| N _{Ed} = 336.04 kN | My _{Ed} = -0.50 kN*m | Mz _{Ed} = 0.17 kN*m | Vy _{Ed} = 0.03 kN |
| N _{c,Rd} = 729.44 kN | My _{el,Rd} = 8.43 kN*m | Mz _{el,Rd} = 12.83 kN*m | Vy _{T,Rd} = 219.80 kN |
| N _{b,Rd} = 559.26 kN | My _{c,Rd} = 8.43 kN*m | Mz _{c,Rd} = 12.83 kN*m | Vz _{Ed} = -0.38 kN |
| | | | Vz _{T,Rd} = 197.82 kN |
| | | | Tt _{Ed} = 0.00 kN*m |
| | | | Classe de la section = 3 |

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 2.08 m Lam_y = 0.73
 Lcr,y = 1.87 m Xy = 0.77
 Lamy = 68.52 kzy = 1.16



en z :

Lz = 2.08 m Lam_z = 0.54
 Lcr,z = 2.08 m Xz = 0.87
 Lamz = 50.89 kzz = 1.10

flambement par torsion :

Courbe,T=b alfa,T=0.34
 Lt=2.08 m fi,T=0.72
 Ncr,T=2352.24 kN X,T=0.86
 Lam_T=0.73 Nb,T,Rd=625.95 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b alfa,TF=0.34
 Ncr,y=2484.03 kN fi,TF=0.79
 Ncr,TF=1735.82 kN X,TF=0.81
 Lam_TF=0.65 Nb,TF,Rd=592.38 kN

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2}/(f_y/gM_0) = 0.50 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 68.52 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 50.89 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**6.2-Membrures supérieurs :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 2 memb sup**PIECE :** 102 Membrane_sup_CM66_102**POINT :** 7**COORDONNEE :** x = 1.00 L = 2.09 m**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 100x10**

| | | | |
|-----------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=10.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=21.0 cm | Ay=20.00 cm ² | Az=18.00 cm ² | Ax=38.30 cm ² |
| tw=1.0 cm | Iy=353.36 cm ⁴ | Iz=775.52 cm ⁴ | Ix=12.67 cm ⁴ |
| tf=1.0 cm | Wely=49.21 cm ³ | Welz=73.86 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

| | | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| N _{Ed} = -21.92 kN | M _{y,Ed} = -7.96 kN*m | M _{z,Ed} = -0.61 kN*m | V _{y,Ed} = 0.02 kN |
| N _{t,Rd} = 900.05 kN | M _{y,el,Rd} = 11.57 kN*m | M _{z,el,Rd} = 17.36 kN*m | V _{y,T,Rd} = 271.35 kN |



$M_{y,c,Rd} = 11.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 17.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -24.26 \text{ kN}$
 $V_{z,T,Rd} = 244.22 \text{ kN}$
 $T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3\tau_{y,Ed}^2} / (f_y/gM_0) = 0.74 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

6.3-Montants :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 70 montant

PIECE : 70 Montant_CM66_70 **POINT :** 7

COORDONNEE : x = 1.00 L =

1.50 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 60x10

| | | | |
|-----------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|
| h=6.0 cm | gM0=1.00 | gM1=1.00 | |
| b=13.0 cm | Ay=12.00 cm ² | Az=10.80 cm ² | Ax=22.30 cm ² |
| tw=1.0 cm | Iy=68.52 cm ⁴ | Iz=189.58 cm ⁴ | Ix=7.33 cm ⁴ |
| tf=1.0 cm | Wely=16.43 cm ³ | Welz=29.17 cm ³ | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

| | | | |
|--------------------------------|--|--|---|
| $N_{,Ed} = 55.49 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -0.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed} = 0.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,Ed} = -0.45 \text{ kN}$ |
| $N_{c,Rd} = 524.05 \text{ kN}$ | $M_{y,el,Rd} = 3.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,el,Rd} = 6.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,T,Rd} = 162.81 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 402.00 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 3.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,c,Rd} = 6.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = -0.20 \text{ kN}$ |
| | | | $V_{z,T,Rd} = 146.53 \text{ kN}$ |
| | | | $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| | | | Classe de la section = 3 |



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :





en y :

Ly = 1.50 m Lam_y = 0.73
Lcr,y = 1.20 m Xy = 0.77
Lamy = 68.46 kzy = 1.00



en z :

Lz = 1.50 m Lam_z = 0.55
Lcr,z = 1.50 m Xz = 0.86
Lamz = 51.44 kzz = 1.00

flambement par torsion :

Courbe,T=b alfa,T=0.34
Lt=1.50 m fi,T=0.58
Ncr,T=4439.10 kN X,T=0.95
Lam_T=0.73 Nb,T,Rd=496.74 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b alfa,TF=0.34
Ncr,y=1746.38 kN fi,TF=0.72
Ncr,TF=1622.48 kN X,TF=0.85
Lam_TF=0.57 Nb,TF,Rd=446.83 kN

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{z,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y} = 68.46 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 51.44 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

6.4-Diagonales :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des familles

FAMILLE : 4 les diagonale

PIECE : 450 Diagonale_CM66_450 **POINT :** 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 90x9

h=9.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=19.0 cm Ay=16.20 cm² Az=14.58 cm² Ax=31.04 cm²
tw=0.9 cm Iy=231.66 cm⁴ Iz=518.52 cm⁴ Ix=8.31 cm⁴
tf=0.9 cm Wely=35.86 cm³ Welz=54.58 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N_{Ed} = 323.27 kN M_{y,Ed} = 1.23 kN*m M_{z,Ed} = -0.05 kN*m V_{y,Ed} = -0.00 kN
N_{c,Rd} = 729.44 kN M_{y,el,Rd} = 8.43 kN*m M_{z,el,Rd} = 12.83 kN*m V_{y,T,Rd} = 219.80 kN
N_{b,Rd} = 563.49 kN M_{y,c,Rd} = 8.43 kN*m M_{z,c,Rd} = 12.83 kN*m V_{z,Ed} = -0.43 kN
V_{z,T,Rd} = 197.82 kN
T_{t,Ed} = 0.00 kN*m
Classe de la section = 3



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 2.31 m Lam_y = 0.72
 Lcr,y = 1.85 m Xy = 0.77
 Lamy = 67.58 kzy = 0.97



en z :

Lz = 2.31 m Lam_z = 0.60
 Lcr,z = 2.31 m Xz = 0.84
 Lamz = 56.47 kzz = 1.13

flambement par torsion :

Courbe,T=b alfa,T=0.34
 Lt=1.15 m fi,T=0.72
 Ncr,T=2352.24 kN X,T=0.86
 Lam_T=0.72 Nb,T,Rd=625.95 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b alfa,TF=0.34
 Ncr,y=2017.67 kN fi,TF=0.82
 Ncr,TF=1554.27 kN X,TF=0.79
 Lam_TF=0.69 Nb,TF,Rd=577.77 kN

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 67.58 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 56.47 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{TF,Rd}) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**6.5-Poutre au vent :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 7 la poutre au vent**PIECE :** 119 Barre_119**POINT :** 7**COORDONNEE :** x = 1.00 L =

8.31 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 130x12**

h=13.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
 b=13.0 cm Ay=15.60 cm² Az=15.60 cm² Ax=29.97 cm²
 tw=1.2 cm Iy=472.17 cm⁴ Iz=472.17 cm⁴ Ix=14.28 cm⁴
 tf=1.2 cm Wely=50.45 cm³ Welz=50.45 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N_{Ed} = 35.30 kN M_{y,Ed} = -4.20 kN*m M_{z,Ed} = -0.14 kN*m V_{y,Ed} = 0.02 kN
 N_{c,Rd} = 704.29 kN M_{y,el,Rd} = 11.85 kN*m M_{z,el,Rd} = 11.85 kN*m V_{y,T,Rd} = 211.18 kN



Nb,Rd = 121.29 kN My,c,Rd = 11.85 kN*m Mz,c,Rd = 11.85 kN*m Vz,Ed = -1.52 kN
 Vz,T,Rd = 211.18 kN
 Tt,Ed = 0.01 kN*m
 Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 8.31 m Lam_y = 2.23
 Lcr,y = 8.31 m Xy = 0.17
 Lamy = 209.43 kyy = 0.82



en z :

Lz = 8.31 m Lam_z = 2.23
 Lcr,z = 8.31 m Xz = 0.17
 Lamz = 209.43 kzz = 0.78

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 209.43 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 209.43 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**6.6-Ciseaux :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 6 les ciseaux**PIECE :** 1744 Barre_1744**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 CAE 100x11**

h=10.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00
 b=21.0 cm Ay=22.00 cm2 Az=19.80 cm2 Ax=41.88 cm2
 tw=1.1 cm Iy=383.80 cm4 Iz=856.61 cm4 Ix=16.77 cm4
 tf=1.1 cm Wely=53.75 cm3 Welz=81.58 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N_{Ed} = 99.01 kN My_{Ed} = -2.60 kN*m Mz_{Ed} = -0.80 kN*m Vy_{Ed} = -0.20 kN
 N_{c,Rd} = 984.18 kN My_{el,Rd} = 12.63 kN*m Mz_{el,Rd} = 19.17 kN*m Vy_{T,Rd} = 298.49 kN
 Nb_{Rd} = 177.28 kN My_{c,Rd} = 12.63 kN*m Mz_{c,Rd} = 19.17 kN*m Vz_{Ed} = 1.30 kN



Vz,T,Rd = 268.64 kN
 Tt,Ed = -0.01 kN*m
 Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly = 6.18 m

Lcr,y = 6.18 m

Lamy = 204.30

Lam_y = 2.18

Xy = 0.18

kzy = 1.01



en z :

Lz = 6.18 m

Lcr,z = 6.18 m

Lamz = 136.75

Lam_z = 1.46

Xz = 0.36

kzz = 0.85

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$
Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{y,Ed} = 204.30 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 136.75 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM_1) + k_{yy}M_{y,Ed}/(XLT_{yy}M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.64 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM_1) + k_{zy}M_{y,Ed}/(XLT_{zy}M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz}M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.68 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!**6.7-Les pannes :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 1 LES PANNES**PIECE :** 222 Panne_CM66_222 **POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 45 (G+G2)+1.5VD (1+2)*1.00+6*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 160**

h=16.0 cm

b=8.2 cm

tw=0.5 cm

tf=0.7 cm

gM0=1.00

Ay=13.73 cm²Iy=869.29 cm⁴Wply=123.86 cm³

gM1=1.00

Az=9.66 cm²Iz=68.31 cm⁴Wplz=26.10 cm³Ax=20.09 cm²Ix=3.62 cm⁴**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**N_{Ed} = 64.57 kNN_{c,Rd} = 472.12 kNN_{b,Rd} = 222.51 kNM_{y,Ed} = 14.18 kN*mM_{y,pl,Rd} = 29.11 kN*mM_{y,c,Rd} = 29.11 kN*mM_{N,y,Rd} = 29.11 kN*mM_{z,Ed} = -0.00 kN*mM_{z,pl,Rd} = 6.13 kN*mM_{z,c,Rd} = 6.13 kN*mM_{N,z,Rd} = 6.13 kN*mV_{y,Ed} = -0.01 kNV_{y,T,Rd} = 186.15 kNV_{z,Ed} = -12.98 kNV_{z,T,Rd} = 130.95 kN

$$M_{b,Rd} = 22.58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 49.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 0.76$$

$$L_{cr,upp} = 1.50 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.77$$

$$f_{i,LT} = 0.88$$

$$X_{LT,mod} = 0.78$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$$L_y = 3.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.34$$

$$L_{cr,y} = 2.10 \text{ m}$$

$$X_y = 0.97$$

$$\lambda_{m,y} = 31.92$$

$$k_{yy} = 1.16$$



en z :

$$L_z = 3.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 1.21$$

$$L_{cr,z} = 2.10 \text{ m}$$

$$X_z = 0.47$$

$$\lambda_{m,z} = 113.89$$

$$k_{yz} = 1.19$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 31.92 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 113.89 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.68 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**6.8-Poteaux :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des familles**FAMILLE :** 1760 POT METALLIQUE**PIECE :** 1760 poteaux
0.00 m**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L =**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif: 71 ((G1+G2)+Q+1.2EY (1+2+5)*1.00+12*1.20

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 500**

$$h = 49.0 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.00$$

$$g_{M1} = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 150.74 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 74.72 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 197.54 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.2 \text{ cm}$$

$$I_y = 86974.80 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10367.10 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 310.27 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 2.3 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 3948.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 1058.51 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$$N_{Ed} = 313.97 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -3.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} = 45.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,Ed} = 22.04 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 4642.19 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 927.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 248.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 2041.15 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1404.65 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 927.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 248.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 1.30 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 927.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 248.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 1012.73 \text{ kN}$$



Tt,Ed = 0.09 kN*m
Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 11.00 m

Lcr,y = 11.00 m

Lamy = 52.42

Lam_y = 0.56

Xy = 0.91

kzy = 0.53



en z :

Lz = 11.00 m

Lcr,z = 11.00 m

Lamz = 151.84

Lam_z = 1.62

Xz = 0.30

kzz = 1.04

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{y} = 52.42 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 151.84 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Conclusion :

D'onc d'après la vérification des éléments de la structure on conclut que tous les éléments sont stables.

Chapitre IX :

Calcul des assemblages



IX-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.

IX.1-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 des éléments de la ferme.
- ❖ Assemblage des éléments de contreventement.
- ❖ Assemblage des éléments mezzanines.
- ❖ Ancrage en pied de poteau.
- ❖ Assemblage Poteau-ferme.

IX.2-Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste 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 ménage sur site.

Dans notre cas, le choix à 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} (N/mm ²) | 220 | 340 | 300 | 400 | 460 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm ²) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau IX.1 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes.

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

d) Coefficients partiels de sécurité (CHAP.6.1.2 –Eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$



e) Coefficient de frottement**(art.6.5.8.3 (1))**

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.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

IX.3-Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettront en outre les divers moments.

IX.4-Assemblage des éléments de la ferme :

- Les fermes sont généralement constituées par cornières assemblées par des goussets.
- Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs.
- 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 inégales parfois renforcées par des plats, des sections tubulaires (rond ou carré) et pour des très fortes charges des sections en **I**, **H** ou **T**.
- Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

| <i>Éléments</i> | <i>Membrures Supérieures</i> | <i>Membrures Inférieures</i> | <i>Diagonales</i> | <i>Montants</i> |
|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|---------------------------|
| <i>Efforts (KN)</i> | 378,86 KN (Traction) | 336,04 KN (Compression) | 146,75KN (Traction) | 60,27 KN (Compression) |
| <i>Sections</i> | 2L (100×100×10) | 2L (90×90×9) | 2L (90×90×9) | 2L (60×60×10) |

Tableau IX.2 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont des éléments en double cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

IX.4.1-Pré dimensionnement du gousset :

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 IX.3 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué [livre APK]

- Pour les membrures supérieures $N = 378,86 \text{ KN}$ compris entre 200 – 450
- Pour les membrures inférieures $N = -336,04 \text{ KN}$ compris entre 200 – 450
- Pour les diagonales $N = 146,75 \text{ KN} \leq 200$
- Pour les montants $N = -60,27 \text{ KN} \leq 200$

Donc on choisit $t_{\max} = 10 \text{ mm}$.

IX.4.2-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.

$$t_{\max} = 12 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$$

On prend $a = 4 \text{ mm}$.

IX.4.3-Les longueurs de soudures :

Les longueurs de soudure sont données comme suit :

$$L_{\text{total}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_W \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

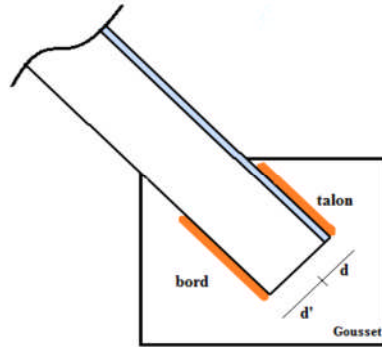


Figure 9.1 : Longueurs des soudures

$N/2$: effort repris par une cornière

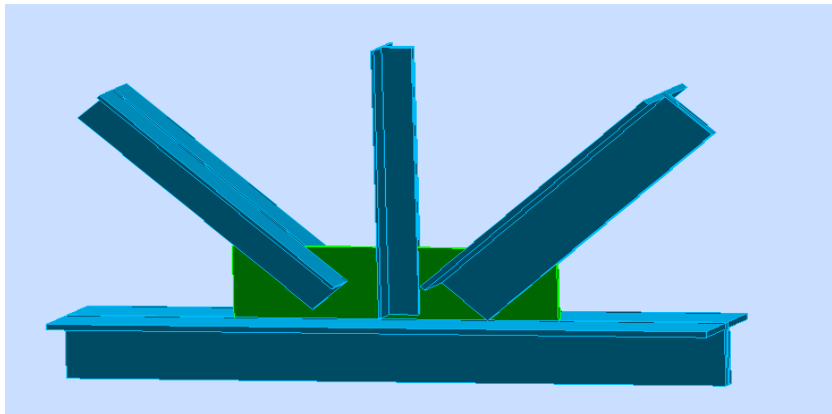


Figure 9.2 : Détails d'assemblage des éléments de la ferme

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_W : Coefficient de corrélation $\beta_W = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 4$ mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

| élément | Type de cornière | Distance | | Longueur des soudures | | Gorges (mm) |
|---------------------|------------------|----------|--------|-----------------------|-------------|-------------|
| | | d' (cm) | d (cm) | L talon (cm) | L bord (cm) | |
| Membrure supérieure | 2L (100*100*10) | 7,18 | 2,82 | 0 | 23 | 4 |
| Membrure inférieure | 2L (90*90*9) | 6,46 | 2,54 | 0 | 20,5 | 4 |
| Diagonale | 2L (90*90*9) | 6,46 | 2,54 | 6,5 | 9 | 4 |
| Montant | 2L (60*60*10) | 8,17 | 1,83 | 3 | 4 | 4 |

Tableau IX.4 : Dimension des cordons de soudure

IX.4.4-Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme :

Gousset ($ep = 8mm$) est fixé avec des boulons de classe 6.8

$$F_{Vsd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{146.75}{4.2} = 18.34 KN$$

$$F_{V.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 18.34 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 76.41 mm^2$$

On adopte des boulons de type M12 avec $A_s=84.3cm^2$ et $d_0=13mm$

$$\begin{cases} e_1 = 60mm \\ e_2 = 60mm \\ P_1 = 80mm \end{cases}$$

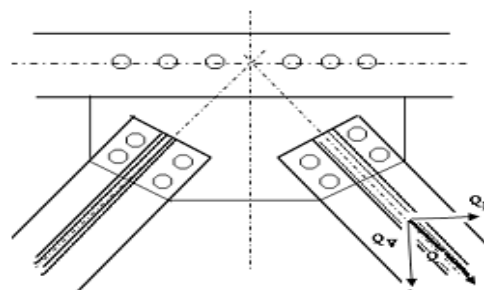


Figure 9.3 : Assemblage gousset – membrure

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon :

$$Q = 52,42 KN$$

$$Q_v = 52,42 \cos 40,33 = 39,96 KN$$

$$Q_h = 52,42 \sin 40,33 = 33,92 KN$$

❖ Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{1V} = \frac{Q_V}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1V} = \frac{39,96}{2} = 19,98 \text{ kN}$$

$$Q_{1h} = \frac{33,92}{3} = 11,30 \text{ kN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{max} sur le boulon est :

$$Q_{max} = \sqrt{Q_{1V}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{19,98^2 + 11,30^2} = 22,95 \text{ kN}$$

$$Q_{max} = 22,95 \text{ kN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$Q_{max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52 \text{ kN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80 \text{ kN}$$

D'où : $Q_{max} = 22,95 \text{ kN} < F_{srd} = 25,80 \text{ kN}$

vérifiée

Donc : On choisit 6 boulons M18 de classe 8.8.

IX.5-Assemblage du couvre joint :

IX.5.1-Assemblage du couvre joint de la ferme :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier, on devra diviser cette dernière en quatre éléments, ainsi que la ferme qui sera divisé au milieu.

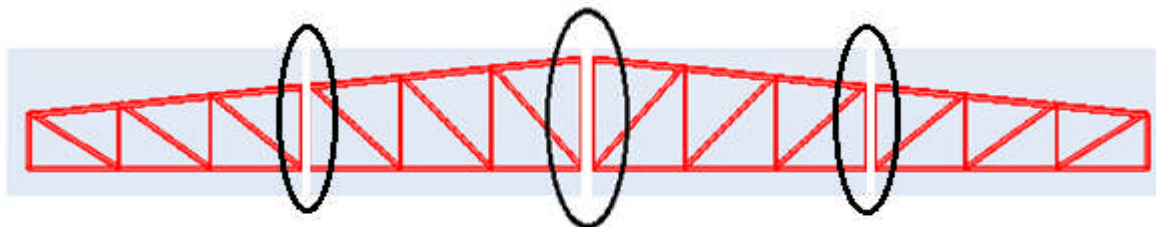


Figure 9.4 : Assemblage des quatre éléments de la ferme

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 M12 de classe 6.8 ; $d_0 = 13\text{mm}$

❖ **Disposition des boulons :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 40 \text{ mm} \\ P_1 = 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

IX.5.2-Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

a) Calcul de G :

Poids de la ferme : 18,64 KN

Poids des pannes : $12 \times 0,158 \times 6 = 11,37 \text{ KN}$

Poids de la couverture + accessoires d'attache : $0,1305 \times 25 \times 6 = 19,57 \text{ KN}$

$G = 49,58 \text{ KN}$ donc $P_G = 49,58/25 = 1,98 \text{ KN/m}$

b) Calcul de S :

$S = 0,148 \times 25 \times 6 = 22,20 \text{ KN} \Rightarrow P_S = 22,20/25 = 0,88 \text{ KN/m}$

c) Calcul de W :

$W = -1,487 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P_W = -1,487 \times 3 = -4,46 \text{ KN/m}$

❖ Calcul assemblage de la ferme à $X = \frac{L}{2}$

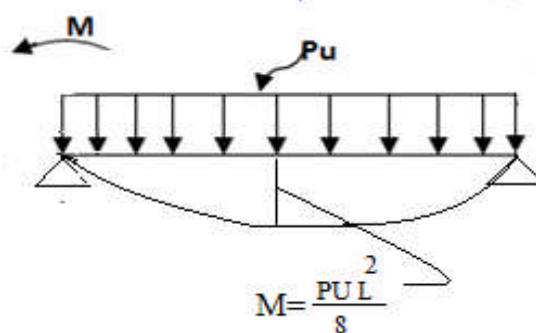


Figure 9.5 : Schéma statique de la ferme

1^{er} Cas: (G + 1,5 W)

$P_U = 1,98 - 1,5 \times 4,46 = 4,71 \text{ KN/m}$

$$M_{\max} = \frac{4,71 \times 25^2}{8} = 367,96 \text{ KN.m}$$

2^{er} Cas: (1,35 G + 1,5 S)

$$P_u = 3,99 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{3,99 \times 25^2}{8} = 311,71 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir **G + 1,5 W**.

Le couvre joint sera sollicité à un effort de traction qui vaut :

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{367,96}{2} = 183,98 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suit :

$$F_{V,Sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{183,98}{12 \times 2} = 7,66 \text{ KN}$$

❖ Calcul assemblage de la ferme à $X = \frac{L}{4}$

$$M_{\max} = \frac{Px[l-x]}{2}$$

$$M_{\max} \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{P \frac{l}{4} \left[l - \frac{l}{4} \right]}{2}$$

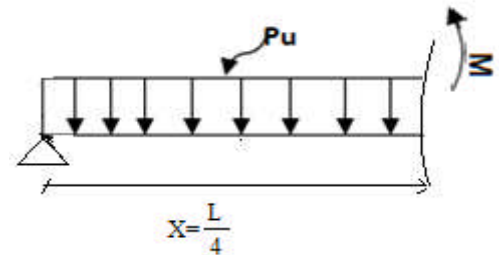


Figure 9.6 : Schéma statique de la ferme

$$M_{\max} \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{3Pu.l^2}{32}$$

1^{er} Cas: (G + 1,5 W):

$$M_{\max} \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{3 \times 4,71 \times 25^2}{32} = 275,97 \text{ KN.m}$$

2^{er} Cas: (1,35 G + 1,5 S):

$$M_{\max} \left(\frac{l}{4} \right) = \frac{3 \times 3,99 \times 25^2}{32} = 233,79 \text{ KN.m}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable **G + 1,5 W**

$$N_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{275,97}{1,5} = 183,98 \text{ KN}$$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suit :

$$F_{V, Sd} = \frac{N_{\max}}{n \times P} = \frac{183,98}{12 \times 2} = 7,66 \text{ KN}$$

IX.5.3-Vérifications à faire :

a) Assemblage trop long :

Longueur du couvre joint : 340 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 380 - (2 \times 40) = 300 \text{ mm}$

$L > 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

Calcul du coefficient réducteur β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{300 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,95$$

$$F_{V, Rd} = 2,5 \times \beta \times A_S \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$F_{V, Rd} = 2,5 \times 0,95 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 19,22 \text{ KN} > F_{V, Sd} = 7,66 \text{ KN} \dots\dots \text{vérifier}$$

b) Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{P, Rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_P \times f_{ub} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (1,02; 1,28; 2,22 : 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{P, Rd} = 2,5 \times 1 \times 12 \times 6 \times 60 / 1,25$$

$$F_{p, rd} = 8,64 \text{ KN} > F_{p, Sd} = 7,66 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

C) Rupture de la section nette :

$$N_{u, Rd} = 0,9 \times A_{\text{nett}} \times f_u / \gamma_{mb}$$

$$A_{\text{nett}} = 2(A_1 + \zeta A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (60 - 13) \times 5 = 235 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{net} - (d_0 \times e) - A_1 = 582 - (13 \times 5)235 = 282 \text{ mm}^2$$

$$\zeta = \frac{3 \times A_1}{3A_1 \times A_2} = \frac{3 \times 235}{3 \times 235 \times 282} = 0.714$$

$$A_{net} = 2(235 + 0.714 \times 282) = 872.7 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 872,7 \times 360 / 1,25 = 226,2 > 122,65 \text{ KN}$$

IX.6-Assemblage des éléments de contreventements :

IX.6.1-Contreventement poutre au vent :

IX.6.1.1-Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU} = 40,89 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 23,79 \text{ kN}$$

$$F_{Vsd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{40.89}{3.1} = 13.63 \text{ KN}$$

On utilise des boulons ordinaires dont la résistance de calcul au glissement $F_{v,Rd}$ est donnée par la formule :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{Avec : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 13.63 \times 10^3}{0.5 \times 400} = 85.18 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M14 avec $A_s = 1.15 \text{ cm}^2$ et $d_0 = 15 \text{ mm}$

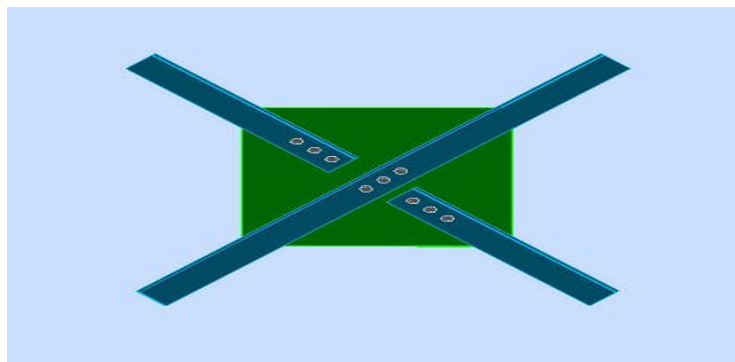


Figure 9.7 : Assemblage diagonale-gousset

Boulon de classe 4.8 $\Rightarrow f_u = 400\text{MPa}$

Les diagonales : **L (130*130*12)**

On doit déterminer le nombre des boulons.

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 40}{1,25} = 18,4\text{kN}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_{V,sd} = \frac{N}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{sRd} \Rightarrow n = \frac{N}{F_{sRd} \cdot p} = \frac{40,89}{18,4 \times 1} = 2,22$$

Soit $n=3$, Boulons de M14.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$F_{vRd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 40}{1,1} = 20,90\text{kN}$$

$$F_V = \frac{11,895}{3 \times 1} = 3,96\text{kN}$$

$$F_{vRd} = 20,90 > F_V = 3,96\text{kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons **3M14** de **classe 4.8**

❖ **Disposition des boulons :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150\text{mm} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200\text{mm} \end{array} \right.$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M14, $d_0=15\text{mm}$ soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = 70\text{mm} \\ e_2 = 70\text{mm} \\ P_1 = 80\text{mm} \end{array} \right.$$

La figure suivante montre la disposition des boulons sur le gousset :



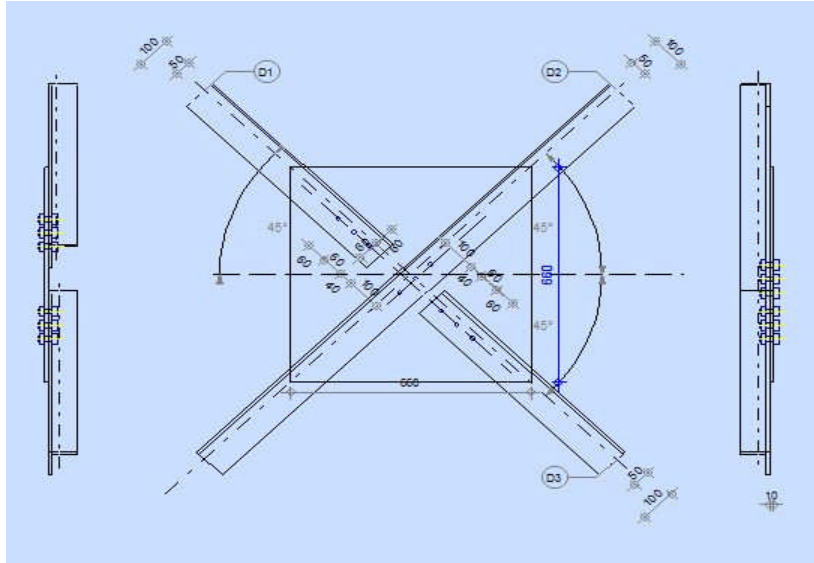


Figure 9.8 : Disposition des boulons

✓ Vérification à la pression diamétrale :

-Pour la cornière, on doit vérifier la formule suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 400 \times 14 \times \frac{7}{1,25} = 78,40 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{40,89}{3 \times 1} = 13,63 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

-Pour le gousset :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5a F_u d t_p / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1 / 3d_0 ; P1 / 3d_0 - 0,25 ; f_{ub}/f_u \text{ ou } 1)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 1 \times 400 \times 14 \times \frac{8}{1,25} = 89,60 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{N}{n \times p} = \frac{40,89}{3 \times 1} = 13,63 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \text{vérifiée}$$

IX.7-Assemblage des ciseaux de stabilité :

Les barres sont constituées de simple cornière (**100x100x11**) sont soumises uniquement à l'effort de traction ou de compression ce qui se traduit en effort de cisaillement dans les boulons

$$N_{\max} = 50,82 \text{ KN}$$

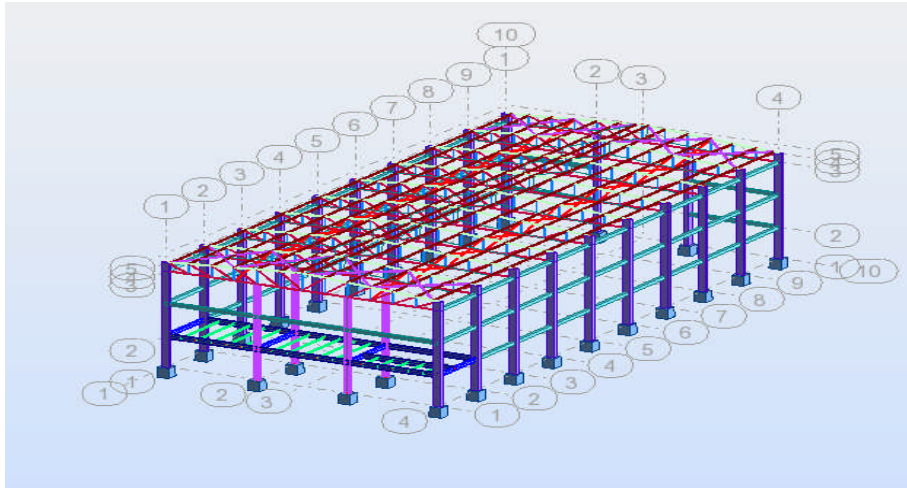


Figure 9.9 : Détails des ciseaux de stabilité

$$F_{Vsd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{50,82}{3.1} = 16,94 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{Vsd}}{0,5 f_{ub}} = \frac{1,25 \times 16,94 \times 10^3}{0,5 \times 400} = 105,87 \text{ mm}^2$$

On utilisera des boulons ordinaires M14 de classe 4.8

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times 1,15 \times 40}{1,25} = 18,4 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un seul boulon et $F_{v, sd} = \frac{N}{n \times P}$

Et le nombre de boulon doit vérifier la condition suivante :

$$F_{v, sd} \leq F_{v, rd} \rightarrow n = \frac{N}{F_{v, rd} \times P} = \frac{50,82}{18,4 \times 1} = 2,76$$

On va opter pour un gousset de **12 mm** et 3 boulons M14 de classe 4,8

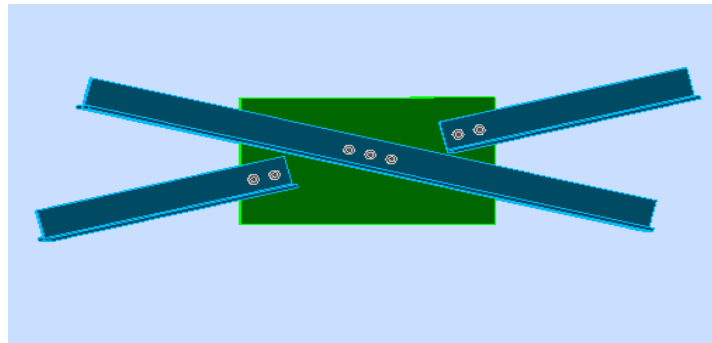


Figure 9.10 : Assemblages des ciseaux de stabilité

La disposition des boulons

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 d_0 \leq e_1 \\ 12 t_{\max} \geq e_1 \\ 150 \text{ mm} \geq e_1 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,2 d_0 \leq e_2 \\ 12 t_{\max} \geq e_2 \\ 150 \text{ mm} \geq e_2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 2,2 d_0 \leq P \\ 14 t_{\max} \geq P \\ 200 \text{ mm} \geq P \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 18 \leq e_1 \\ 120 \geq e_1 \\ 150 \text{ mm} \geq e_1 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 18 \leq e_2 \\ 120 \geq e_2 \\ 150 \text{ mm} \geq e_2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 33 \leq P \\ 140 \geq P \\ 200 \text{ mm} \geq P \end{array} \right.$$

$$e_1 = 40 \quad e_2 = 50 \quad P = 50$$

a) Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :

$$F_{v, sd} \leq F_{b, rd} = 2,5 \times a \times f_u \times d \times \frac{t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - 0,25, \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{40}{45}, \frac{50}{45} - 0,25, \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$$

$$(a = 0,86)$$

$$F_{b, rd} = 2,5 \times 0,86 \times 40 \times 1,4 \times \frac{1,2}{1,25}$$

$$F_{b, rd} = 115,58 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = \frac{N}{n \times P} = 16,94 \text{ KN} < F_{b, rd} = 115,58 \text{ KN}$$

Vérifiée

b) Rupture de la section nette :

$$N_{u, rd} = 0,9 A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \epsilon A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (100 - 15) \times 11 = 935 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{\text{total}} - (d_0 \times e) - A_1 = 1068 - (15 \times 11) - 935 = 1832 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3A_1 + A_2} = 0,604$$

$$A_{\text{net}} = 2(935 + 0,604 \times 1832) = 3944,57 \text{ mm}^2$$

$$0,9 \times 3944,57 \times \frac{360}{1,25} = 1022,43 \text{ KN} > N_{ELU} = 50,82 \text{ KN}$$

Vérifiée

IX.8-Assemblage poteau – ferme : (HEA120 – 60*60*10)

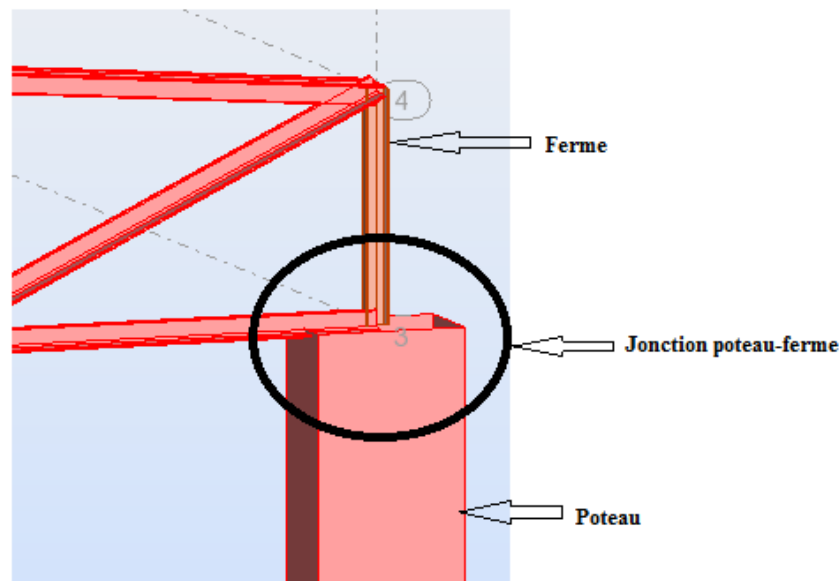


Figure 9.11 : Assemblage poteau-ferme

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 dû à l'effort de compression dans le dernier montant.

- **Calcul du moment sollicitant aux appuis de la ferme**

$$G = 1,98 \text{ KN/m}$$

$$W = -4,46 \text{ KN/m}$$

- **1^{er} CAS : G + 1,5 W**

$$P_u = 1,98 - 1,5 \times 4,46 = -4,71 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{4,71 \times 25^2}{12} = 245,31 \text{ KN.m}$$

- **2^{emes} cas : 1,35G+1,5S**

$$P_u = 3,99 \text{ KN/m}$$

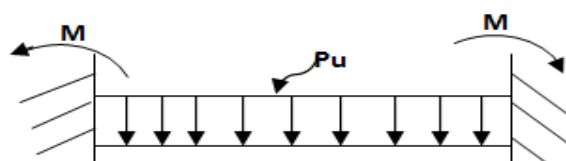


Figure 9.12 : Schéma statique de la ferme

$$M = \frac{3,99 \times 25^2}{12} = 207,81 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$V = \frac{4,71 \times 25}{2} = 58,87 \text{ KN}$$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5W

| combinaisons | M (KN. M) | V (KN) |
|--------------|-----------|--------|
| G+1.5W | 245,31 | 58,87 |

Tableau IX 5 : Les sollicitations les plus défavorables

IX.8.1-Disposition des boulons :

On va utiliser des boulons M18.

Boulon M18 → $d_0 = 20 \text{ mm}$

Cornière 2L (60*60*10), $t = 10 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ ou } 150 \text{ mm} \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ ou } 200 \text{ mm} \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit $e_1 = 40 \text{ mm}$ $P_1 = 80 \text{ mm}$

On a la hauteur de montant est 100cm on choisira 10 rangées

Les 5 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$F_c = N_1 + N_2 + N_3 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} \dots \dots \dots (2)$$

$$M = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2)$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : La distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 100 - (4 + 1) = 95 \text{ cm}$$

$$d_2 = 95 - 6 = 89 \text{ cm}$$

$$d_3 = 89 - 6 = 83 \text{ cm}$$

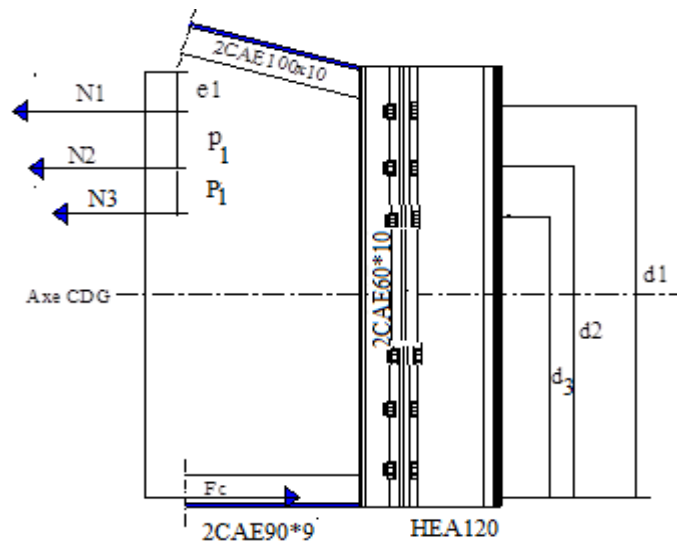


Figure 9.12 : Distribution des efforts.

Calcul de l'effort N :

$$N_1 = \frac{245,31 \times 0,95}{(0,95)^2 + (0,89)^2 + (0,83)^2} = 97,77 \text{ kN}$$

$$N_1 = 97,77 \text{ kN}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{57,87}{20 \times 1} = 2,89 \text{ kN}$$

La résistance d'un boulon précontraint soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : Effort de précontrainte

F_{ub} : Résistance ultime à la traction du boulon

A_s : Section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800$ MPa

γ_{ms} : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1,1 \Rightarrow ELS \end{cases}$

K_s : Facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$.

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

IX.8.2- Vérification à l'assemblage trop long :

La longueur de l'assemblage est : $L=1000-(2 \times 40)=920$ mm

$15 \times d = 15 \times 18 = 270$ mm

$L = 920$ mm $>$ $15 \times d = 270$ mm ; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R doit être minoré par un coefficient β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{920 - 270}{200 \times 18} \right) = 0,819$$

Donc : $0,75 \leq \beta_{lf} \leq 1$ vérifiée

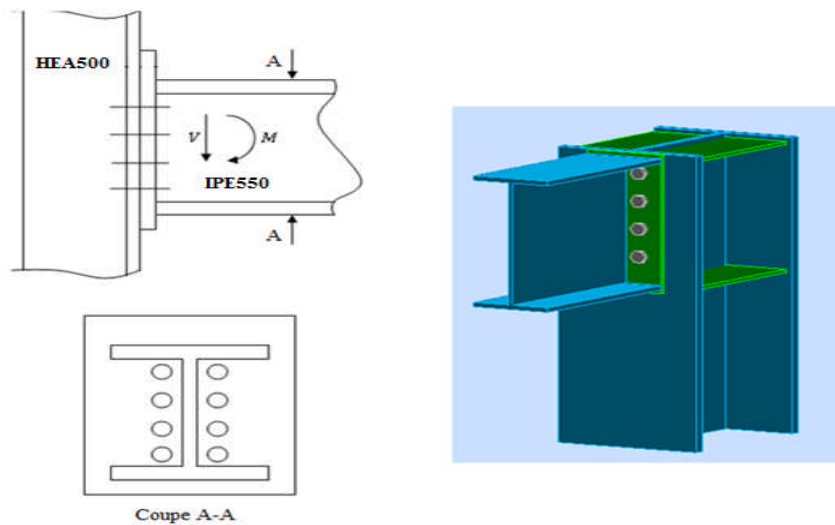
$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{97,77}{2} = 48,88 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = 48,88 \text{ kN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 100 - 0,8 \times 48,88]}{1,25} = 22,87 \text{ kN}$$

$$V_R = 0,819 \times 22,87 = 18,73 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2,17 \text{ kN} < 18,73 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

IX.9-Assemblage poteau-poutre principale (HEA500-IPE550) :**Figure 9.13 : Représentation de l'assemblage poteau - poutre maitresse.**

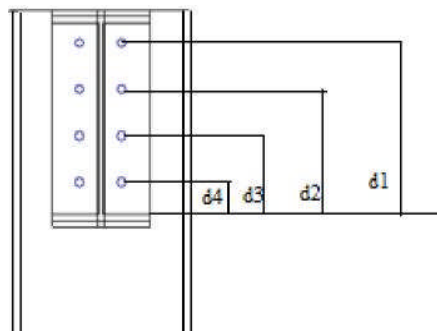
Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

On calcul l'assemblage le plus sollicité :

$$\begin{cases} M = 40,40 \text{ KN.m} \\ V = 34,70 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU combinaison : (G + Q + Ey).}$$

On prend : $d_1 = 26.5 \text{ cm}$; $d_2 = 19 \text{ cm}$; $d_3 = 11.5 \text{ cm}$; $d_4 = 4 \text{ cm}$.

**➤ Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{40,40 \cdot 10^2 \times 26,5}{34,8^2} = 88,40 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \times d_2}{d_1} = 63,38 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \times d_3}{d_1} = 27,5 \text{ KN.}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \times d_4}{d_1} = 4,15 \text{ KN.}$$

➤ **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq \eta \times F_p$$

η : Nombre de boulon par rangée ($\eta = 2$).

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{\eta \times 0,7 \times f_{ub}} = \frac{80,40}{2 \times 0,7 \times 80} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un boulon de type M 14 $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = 0,7 \times \eta \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 2 \times 1,15 \times 80 = 128,8 \text{ KN.}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128,8 \times 34,8^2}{26,5} \cdot 10^{-2} = 58,86 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 58,86 \text{ KN.m} > M = 40,40 \text{ KN.m.} \rightarrow \text{Vérfiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 34,70 \text{ KN. (Sur 8 boulons).}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{8} = \frac{34,70}{8} = 4,33 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = k_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0,8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,15 \times 80 = 64,4 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0,3 \times 1 \times \frac{64,4 - 0,8 \times \frac{88,40}{2}}{1,25} = 6,96 \text{ KN} > F_{v,sd} = 4,33 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérfiée.}$$

➤ **Assemblage Platine – Poutre :**



Elle se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

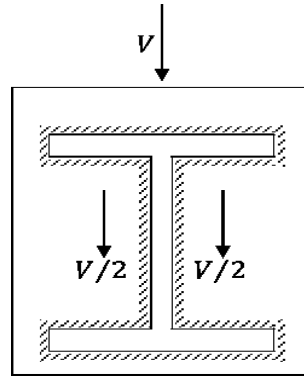


Figure 9.14 : Assemblages platine -poutre principale.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 40.40 \text{ KN.m} \\ V = 34.70 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 10 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \cdot 11.1 = 5.55 \rightarrow a = 4 \text{ mm.}$$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- ✓ **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend $\frac{V}{2}$

$$\frac{V}{2} = \frac{34,70}{2} = 17,35 \text{ KN.}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 550 - 2 \cdot 17.2 = 515,6 \text{ mm.}$

- ✓ **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = h - 2 \cdot t_w = 550 - 2 \cdot 11.1 = 527,8 \text{ mm.}$

Chaque cordon reprend $F = \frac{M}{h-t_f} = \frac{40,40}{550-17.2} 10^3 = 75.82 \text{ KN.}$

- **Vérification :**

✓ **Cordon âme– platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 640 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{M_w} = 1.25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 17.35 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 515,6 \cdot \frac{640}{0.8 \cdot 1.25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 762,06 \text{ KN} > 17,35 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

✓ **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_f \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 527,8 \cdot \frac{640}{0.8 \cdot 1.25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 780,09 \text{ KN} > 75,82 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

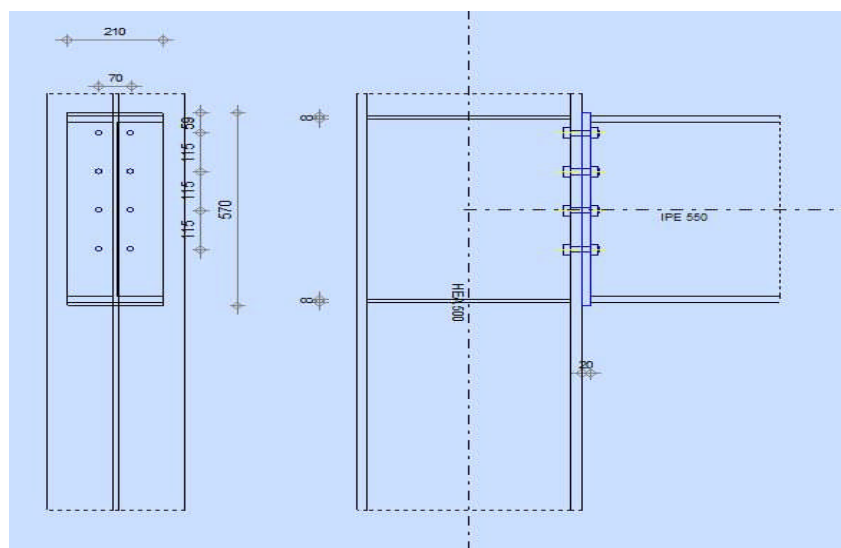


Figure 9.13 : Vue de l'assemblage poteau – poutre maitresse.

IX.10-Assemblage poteau - poutre secondaire (HEA500-IPE450) :

$$M = 20,19 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 21,67 \text{ KN}$$

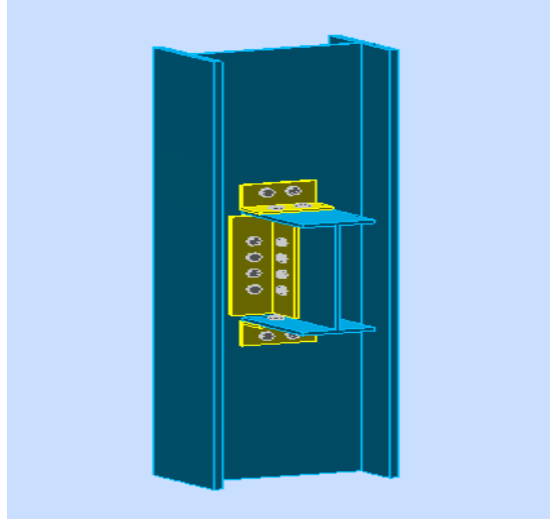


Figure 9.15 : Assemblage par double cornière.

a) La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons M18 de diamètre 20 de classe 10.9

Nombre de boulons = 4

Nombre de files : $n = 2$

Section résistante de la partie filetée : $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Poteau : HEA500

Traverse : IPE450

$M = 20,19 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 21,67 \text{ KN.}$

b) Condition de résistance des boulons :

➤ **Distance entre axe des boulons :**

- **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0 \quad P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } P_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_1 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } e_1 = 30 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0 \Rightarrow e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } e_2 = 30 \text{ mm.}$$

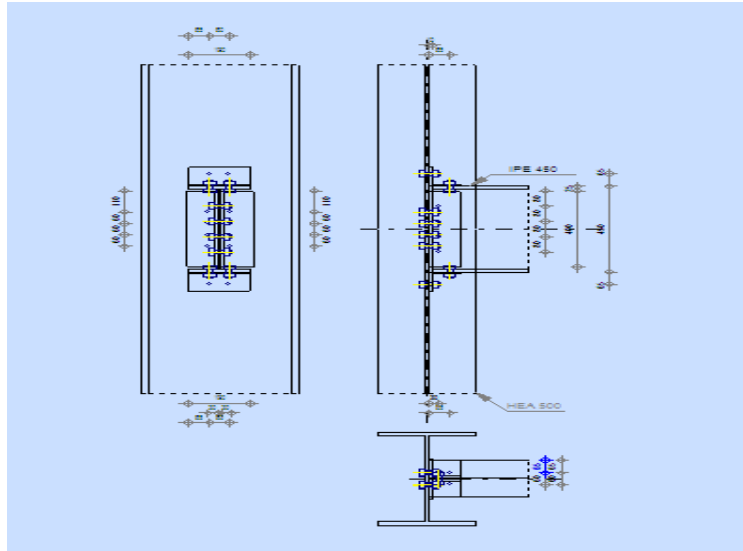


Figure 9.16 : Disposition des boulons

c) Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire la première rangée supérieure des boulons.

$$d_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$\sum di^2 = (80)^2 = 6,4 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{20.19 \times 0.08}{6.4 \times 10^{-3}} = 252.37 \text{ KN}$$

➤ **Dimensionnement des boulons :**

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{252.37 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 180.26 \text{ mm}^2 < A_s = 192 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$; de classe 10.9 ; $A_s = 192 \text{ mm}^2$

➤ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_P \times \sum di^2}{d1} < M_{sd}$$

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,4 \text{ KN par boulon}$$

$$M_R = \frac{134.4 \times 0.08}{6.4 \times 10^{-3}} = 1680 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 182.74 \text{ KN.m} < M_R = 1680 \text{ KN.m}$$

Condition verifier

➤ **Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement et traction :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_R = \frac{K_S \times \mu \times n \times (F_P - 0.8F_{t.sd})}{\gamma_{Ms}}$

$n = 1$ (nombre d' interfaces de frottement)

$$F_P = 0.7 \times f_{ub} \times A_S = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 134,4 \text{ KN.}$$

$$F_{t.sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{252.37}{2} = 126.18 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \text{ Max}}}{n} = \frac{21.67}{4} = 5,41 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (134.4 - (0.8 \times 126.18))}{1.25} = 8.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,41 \text{ KN} < V_R = 8,02 \text{ KN}$$

vérifiée

➤ **Vérification nécessaires**

↪ **Assemblage trop long**

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_1 = (3 - 1) \times 60 = 120 \text{ mm}$$

$$15d = 270 \text{ mm} > L = 120 \text{ mm} \Rightarrow \text{assemblage n'est pas long.}$$

↪ **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V.sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec ; } \gamma_{mb} = 1,25$$



$$\alpha = \min \left\langle \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{F_{ub}}{F_u} ; 1 \right\rangle \Rightarrow \alpha = \min \langle 0,55 ; 1,66 ; 1,1 ; 1 \rangle \Rightarrow \alpha = 0,55$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \times 0,55 \times \frac{360 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 63,36 \text{ KN}$$

$$F_{V.Sd} = 2,35 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 63,36 \text{ KN}$$

Vérifiée

IX.11-Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit $V_{st} = 30,69 \text{ KN}$.

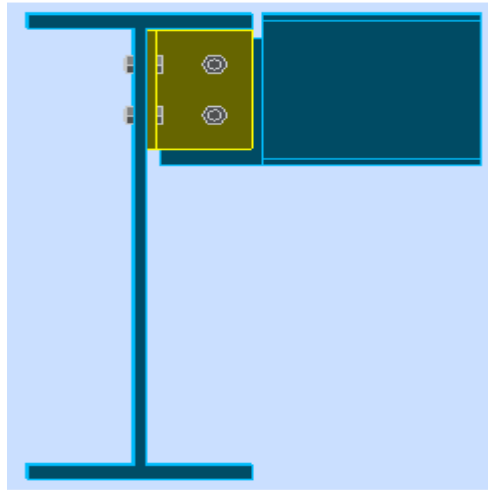


Figure 9.17 : Assemblage solive-poutre principale.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 8.8** caractérisé par :

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction).

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

On choisit une double cornière de **(L60×60×6)**

1. Dimensionnement des boulons :

➤ Choix des boulons :

a) Coté solive :

$$F_p = 0,7 \times n \times f_{ub} \times A_s$$

$$\frac{F}{n_b} \leq K_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F \times \gamma_{ms}}{n_b \times K_s \times n \times \mu \times 0,7 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq \frac{30,69 \times 1,25 \times 10^3}{4 \times 1 \times 2 \times 0,3 \times 0,7 \times 800} = 28,55 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons **M12** de **classe 8.8** avec $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

b) Coté poutre principale :

On choisit le même type des boulons M12 avec : $A_s = 84,3\text{mm}^2$

➤ **Disposition constructive :**

Disposition entre axe des boulons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d_0 \leq p_2 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \leq 12t \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 39\text{mm} \leq p_2 \leq 84\text{mm} \\ 19,5\text{mm} \leq e_2 \leq 72\text{mm} \\ 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 72\text{mm} \\ 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 84\text{mm} \end{array} \right. \begin{cases} p_1 = 40\text{mm} \\ p_2 = 50\text{mm} \\ e_1 = 20\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases}$$

2. Vérifications nécessaires :

a) Assemblage long :

Assemblage long $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n-1) \times P_2 = (2-1) \times 50 = 50\text{mm}$$

$$15d = 15 \times 12 = 180\text{mm} > L$$

→ L'assemblage n'est pas trop long.

b) La pression diamétrale :

On doit vérifier que : $F_{vSd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$\gamma_{mb} = 1,25$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{yb}}{f_u}; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{20}{3 \times 13}; \frac{40}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1 \right\} = 0,51$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,51 \times \frac{360 \times 12 \times 6}{1,25} = 26,43\text{KN}$$

$$\frac{F}{n_b} = 14,27\text{KN} < 26,43\text{KN}$$

Condition vérifiée

c) Cisaillement du bloc :

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier : $V_{sd} \leq V_{eff,Rd}$

$$V_{eff,Rd} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}}$$

$$L_{veff} = L_v + L_1 + L_2$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30mm$$

$$L_v = P_2 = 50mm$$

$$L_2 = \left(a_2 - k_{d_{0,t}} \right) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 20,60mm$$

$d_{0,t}$: taille des trous le long de la ligne tendue

t : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$ pour une seule rangée de boulons

$$\Rightarrow L_{veff} = 50 + 30 + 20,60 = 100,68mm$$

$$\Rightarrow A_{veff} = t \times L_{veff} = 6 \times 100,68 = 604,08mm$$

$$\Rightarrow V_{eff,Rd} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \cdot \frac{604,08}{1,1} = 75,50KN$$

$V_{eff,Rd} = 75.50 KN > V_{sd} = 42.23 KN \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement du bloc.

IX.12-Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :

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 jusqu'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 | $N_{max}(kN)$ | $M_y(kN.m)$ | $V_y(kN)$ | $M_z(kN.m)$ | $V_z(kN)$ |
|--------------|---------------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| G+1,5 WS | 261,09 | 2,14 | -92,33 | -99,40 | 10,63 |
| 1,35G + 1,5S | -139,65 | -2,96 | 91,56 | 106,65 | -9,50 |

Tableau IX.6 : Les sollicitations les plus défavorables

IX.12.1-Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 261,09 KN.$$

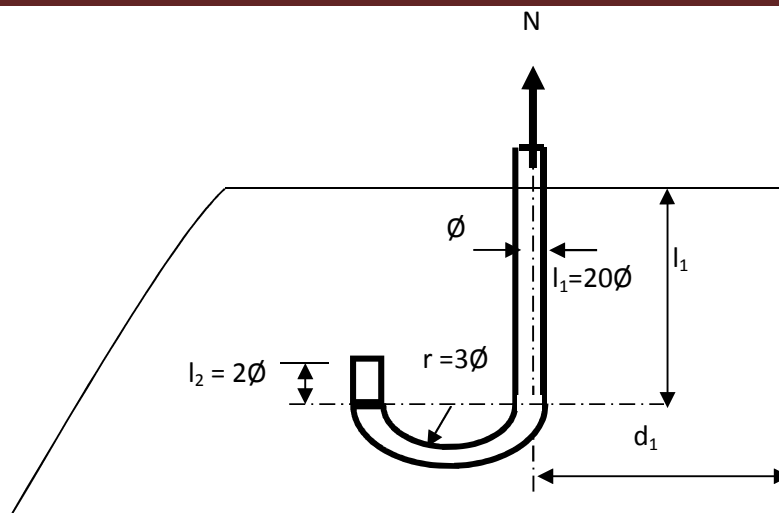


Figure 9.18 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c = 11,4 + 30 = 41,4 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la section **HEA120** $\Rightarrow h = 114 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 110 \text{ mm}$

D'où : $a = b' + 2c' = 120 + 2 \times 150 = 42 \text{ cm}$

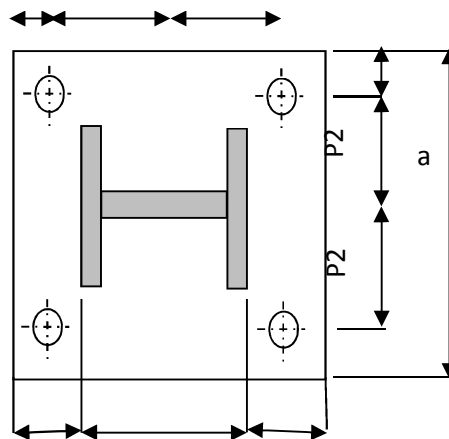


Figure 9.19 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st}).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{261,09}{3,14 \times 23,5}} = 1,88 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 1,9 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de **19 mm** de diamètre.

IX.12.2-Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

$$r = 3\phi = 5,7 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 38 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 3,8 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,9}{\left(1 + \frac{1,9}{5}\right)^2} \cdot (38 + 36,48 + 13,3) = 30,19 \text{ kN}$$

$$N_a = 30,19 \text{ kN} \leq \frac{N_t}{4} = 40,2 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Non Vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend $\phi = 2,5 \text{ cm}$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{2,5}{\left(1 + \frac{2,5}{5}\right)^2} \cdot (50 + 48 + 17,5) = 44,27 \text{ kN}$$

$$N_a = 44,27 \text{ kN} \geq \frac{N_t}{4} = 40,2 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 2,5 \text{ cm}$

IX.12.3-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{99,40}{261,09} = 0,3807 \text{ m}$$

$$e = 38,07 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{37,7}{6} = 6,28 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 9,81 \text{ cm}^2 \quad (\text{A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

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

$$h = 38 \text{ cm}$$

$$b = 41,4 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h'^2 + 90 A \frac{l}{b} \cdot h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + (-24)h'^2 + 639,78 h' - 24311,73 = 0$$

$$h' = 33,19 \text{ cm}$$

IX.12.3.1-Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 139,65 \times 38}{41,5 \times 33,19 \left(38 - \frac{33,19}{3}\right)} = 2,86 \text{ MPa} < f_{ub} = 14,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IX.12.3.2-Les contraintes dans l'acier :



$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{261,09}{9,81} \cdot \frac{30 - 38 + \frac{33,19}{3}}{\left(38 - \frac{33,19}{3}\right)} = 18,85 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

Vérifiée

IX.12.4-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

IX.12.4.1-vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de 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 (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 2,86 \times 15 \times 7,5 \times 10^{-3} = 0,321 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left(15 \times \frac{1,292}{2}\right) \frac{15}{3} \times 10^{-3} = 0,048 \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,273 \text{ kN.m}$$

- le module d'inertie de la platine pour b = 1cm

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,273 \times 6}{2350}} = 2,65 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,65 \text{ cm}$$

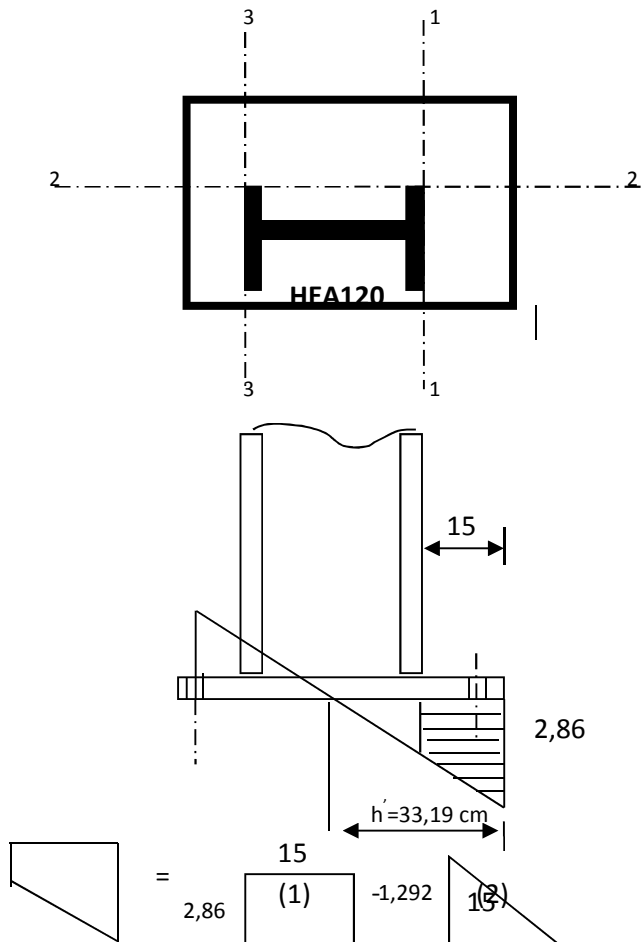


Figure 9.20 : Vérification dans la section 1-1

IX.12.4.2-Vérification de la section 2-2 :

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,86 \times 15 \times \frac{15}{2} \times 10^{-3} = 0,321 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,321 \times 6}{2350}} = 2,85 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,85 \text{ cm}$$

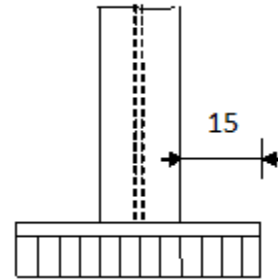


Figure 9.21 : Vérification de la section 2-2

IX.12.4.3-Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 9,81 \times 18,85 \times 10^{-1} = 18,49 \text{ kN}$$

$$M = 0,1 \times 18,49 = 1,849 \text{ kN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50 t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0,938 \times 6}{50 t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50 f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,849}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,096 \text{ cm}$$

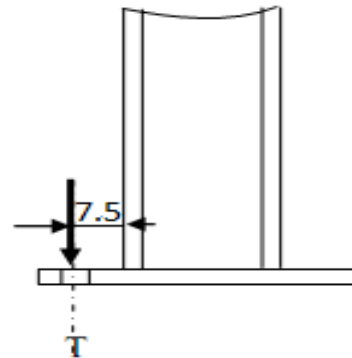


Figure 9.22 : Vérification de la section 3-3

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : $t = 2,9 \text{ cm}$.

IX.13-Calcul des pieds de poteaux :**IX.13.1-Introduction :**

La base des poteaux 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 de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

Dans l'étude de notre structure nous avons abouti à l'utilisation des pieds de poteaux encastrés.

IX.13.2-Dimensionnement des tiges d'ancrages des poteaux :

Les tiges seront dimensionnées avec l'effort $N_t = 408,84 \text{ kN}$ et un moment $M_y = 199,26 \text{ kN.m}$ et effort tranchant $V = 92,33 \text{ kN}$.

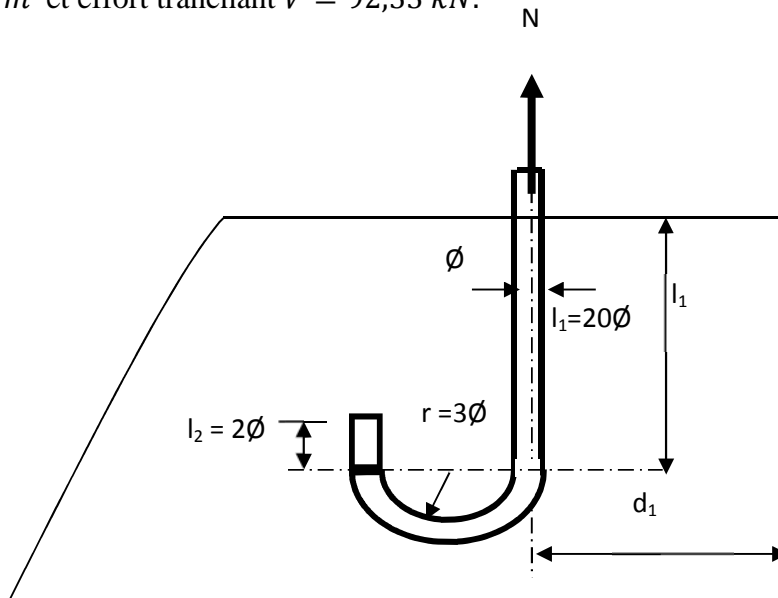


Figure 9.23: Tige d'encrage du pied du poteau

$$a = h + 2c$$

$$b = b + 2c$$

$$h = 49 \text{ cm} \text{ et } b = 30 \text{ cm}$$

$$c = 10 \text{ cm}$$

$$D'ou : a = 69 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

h : La hauteur de la section de poteau

b : La largeur de la section de poteau

c : Le débord on le prend 10cm

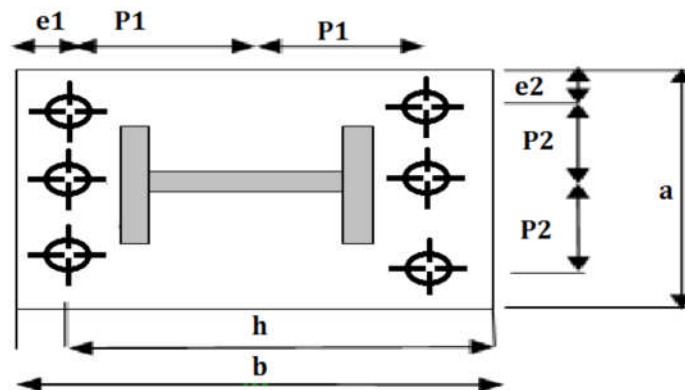


Figure 9.24 : Dispositions constructives

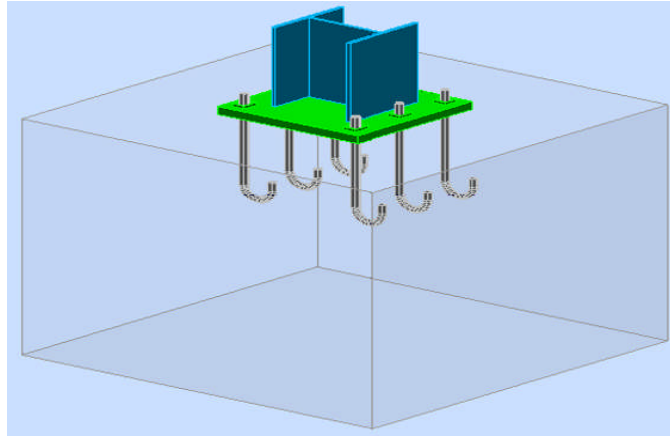


Figure 9.25 : Vue du pied de poteau encastré en 3D

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction N_{st} .

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P_2} = \frac{408.84}{6} + \frac{199.26 \times 10^2}{3 \times 40} = 234.19 \text{ KN}$$

n : L'encrage est réalisé par 6 tiges

N_t : Effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 234.19}{3.14 \times 23.5}} = 3.56 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\Phi = 3.8 \text{ cm}$.

IX.13.3-Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F \quad (\text{CCM97})$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 3.8 = 76 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 3.8 = 7.6 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 11.4 \text{ cm}$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{3.8}{\left(1 + \frac{3.8}{5} \right)^2} (76 + 6,4 \times 11.4 + 3,5 \times 7.6) = 74.48 \text{ KN} \ll 234.19 \text{ KN}$$

On remarque que résistance par scellement est très petit .donc pour augmenter la résistance ont va augmenter les paramètres de la résistance pas scellement (le diamètre de la tige, l_1 , l_2 et r) soit :

$$l_1 = 120 \text{ cm}$$

$$l_2 = 70 \text{ cm}$$

$$r = 22.5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{5}{\left(1 + \frac{5}{5} \right)^2} (120 + 6,4 \times 70 + 3,5 \times 22.5) = 175.61 \text{ KN} \leq 234.19 \text{ KN}$$

D'où la condition est vérifiée

IX.13.4-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{199.26 \times 10^3}{408.84} = 488 \text{ mm}$$

$$e = 48.8 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{49}{6} = 8.16$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 37,68 \text{ cm}^2 \text{ (A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau)}$$

$$l = 60 \text{ cm}$$

$$h = 69 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90 A \frac{l}{b} \cdot h' - 90 A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + (-23,1)h^2 + 585,99 \cdot h' - 22092,033 = 0$$

$$h' = 68,746 \text{ cm}$$

IX.13.5-Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 408.84 \times 60 \times 10}{30 \times 68.74 \times \left(69 - \frac{68.74}{3}\right)} = 5.16 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

IX.13.6-Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{2}}{h - \frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{408.84}{37.68} \cdot \frac{60 - 69 + \frac{68.74}{2}}{69 - \frac{68.74}{3}} = 12.68 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

IX.13.7-Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

IX.13.7.1-Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

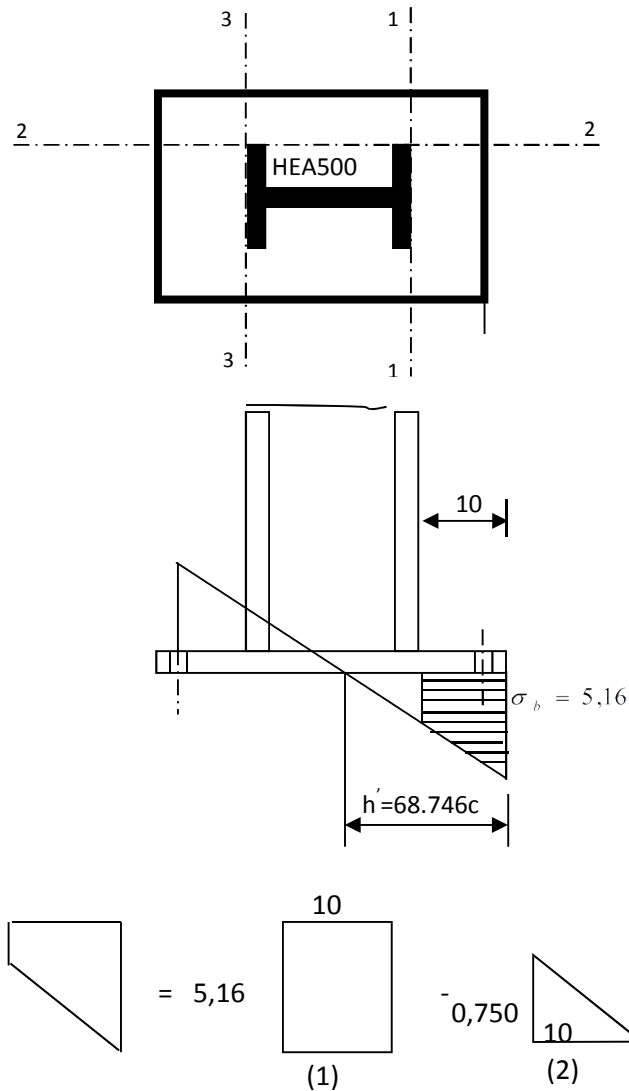


Figure 9.26 : Vérification de la contrainte dans la section 1-1

$$\begin{cases} M_1 = 10 \times 5.16 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.258 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(10 \times \frac{0.750}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.0125 \end{cases} \Rightarrow M = M_1 - M_2 = 0.245 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1\text{cm}$ est : $\frac{I}{V} = \frac{(b.t^3)/12}{(t/2)} = \frac{t^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{0.245 \times 6 \times 10^2}{t^2} \leq f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 ; \text{ D'où : } t \geq 2.50 \text{ cm}$$

IX.13.7.2-Vérification de la section 2-2 :

Le même raisonnement on aura le moment maximal :

$$M = 5.16 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.258 \text{ KN.m}$$

$$d'où : t \geq \sqrt{\frac{0.258 \times 6 \times 10^2}{23.5}} = 2.56 \text{ cm}$$

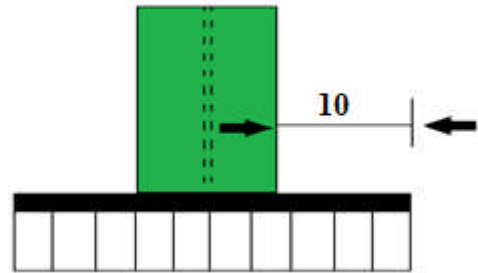


Figure 9.27 : Vérification dans la section 2 – 2.

IX.13.7.3-Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 37.68 \times 12.68 \times 10^{-1} = 47.77 \text{ KN}$$

$$M = 0.1 \times 47.77 = 4.78 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50 f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 4.78 \times 10^2}{50 \times 23.5}} = 1.56 \text{ cm}$$

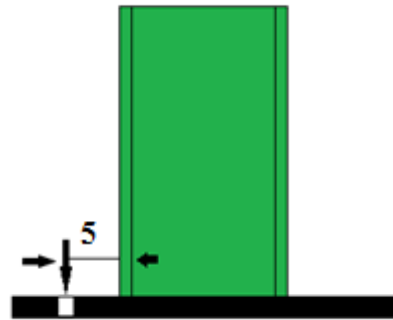


Figure 9.28 : Vérification dans la section 3 – 3.

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de **3,00 cm**

IX.13.7.4-Vérification de la bèche :

Si : $0,3 \cdot N < V \rightarrow$ La bèche est nécessaire

On a :

$$N = 408,84 \text{ KN}$$

$$V = 50 \text{ KN}$$

$$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 408,84 = 122,65 \text{ KN} > V = 50 \text{ KN} \rightarrow \text{La bèche est inutile}$$

Chapitre X :

**Etude de
l'infrastructure**



X.1-Introduction :

Les fondations constituent la partie infrastructure de la bâtisse, elles assurent la transmission des charges vers le sol, une bonne fondation assure la transmission des charges du poteau vers le sol sans qu'il y est un enfoncement ou une instabilité quelconque. Il existe plusieurs types de fondations, chaque type est adapté à un certain sol et une certaine structure. Une fondation dite isolé est faite pour un bon sol, supportant une charge modérée, dans le cas où les dimensions des semelles isolés se chevauchent on a recours à un autre type de fondation, qui sont les semelles filantes, celles-ci est le genre d'une semelle isolé commune a plusieurs poteaux. Il existe par ailleurs des sols qui ne supportent pas une grande charge, déformable, et qui se tassent, dans ce cas à défaut de renforcer le sol, on a recours généralement a un radier, genre d'un plancher infiniment rigide renversé. Le radier nous offre une infrastructure monolithique, contribuant ainsi à la rigidité d'ensemble. Des pieux, des puits et des micros pieux sont aussi un choix.

X.2-Choix du type de fondation :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 - La nature et le poids de la superstructure.
 - La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
 - La qualité du sol de fondation.
- Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :
 - La superstructure et ces charges.
 - Les caractéristiques du sol (concernant le projet, la contrainte admissible du sol site S_3 est $\sigma_{sol} = 1\text{bars}$.
 - La profondeur d'ancrage : $D = 2\text{ m}$

D'après le **RPA 99/2003 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action accidentelles suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL 91** :

- ELU : $1,35(G+Q+S)$
- ELS : $G+0,9(Q+S)$

X.3-Calcul des fondations :

3.1-Semelle sous poteau de section (65*40) cm² :

3.1.1- Détermination des sollicitations :



Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

| Sollicitation | Situation accidentelle | Situation durable | |
|-----------------|------------------------|-------------------|-------------|
| | | ELU | ELS |
| | | G+Q+E | 1,35(G+Q+S) |
| N^{\max} (kN) | 313,45 | 403,79 | 293,71 |
| M_y (KN.m) | 40,40 | 69,84 | 50,33 |
| M_z (N.m) | 7,34 | 2,87 | 2,07 |
| V_y (KN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (KN) | 26,84 | 35,63 | 25,60 |

Tableau X.1 : Les sollicitations à la base des poteaux (65*40).

3.1.2-Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base ($a*b$), donc les semelles seront rectangulaire ($A*B$).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

$h = d + c$; avec $c = 5$ cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

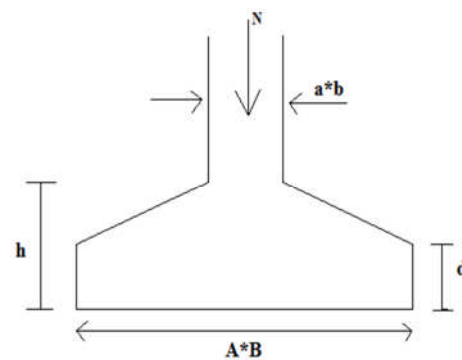


Figure 10.1 : Dimension de la semelle rectangulaire.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

➤ **Critère de non poinçonnement:**

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$$

$$a = 65 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 1,62B$$

3.1.3- Dimensionnement de la semelle :

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \frac{4}{6,5}A} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,01A + 2,97 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{40,40}{313,45} = 0,12 \text{ m} \Rightarrow A = 1,65 \text{ m}$$

Soit **A = 2,40 m** et **B = 1,01 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 4,93A + 8,17 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{69,84}{403,79} = 0,17$$

$$A = 2,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 1,72 \text{ m}$$

On adopte pour les semelles des poteaux étudiés, les dimensions suivantes :



B = 1,72m. et A = 2,8m.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,72-0,4}{4} = 33cm \\ \frac{2,80-0,65}{4} = 53cm \end{array} \right.$$

soit $d = 53cm$

$$h = d + c = 53 + 5 = \mathbf{58cm.}$$

l_1 : hauteur de l'amorce du poteau.

$$l_1 = 200 - 58 = \mathbf{1,42m.}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2,80 \times 1,72 \times 0,58 \times 25 = 69,83 \text{ KN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,4 \times 0,65 \times 1,42 \times 25 = 9,23 \text{ KN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (2,80 \times 1,72 \times 2 \times 22) - (69,83 + 9,23) = 132,84 \text{ KN}$$

Poids total:

$$P = 69,83 + 9,23 + 132,84 = 211,90 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

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+S) | G+0,9(Q+S) |
| N^{\max} (KN) | 525,35 | 615,69 | 505,61 |
| M_{by} (KN.m) | 94,08 | 141,1 | 101,53 |
| M_{bz} (KN.m) | 76,74 | 25,81 | 18,71 |
| V_y (KN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (KN) | 26,84 | 35,63 | 25,60 |

Tableau X.2 : Les sollicitations à la base de la semelle (65*40).

3.1.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens A} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 100 = 133 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

| Cas de chargement | | Sens | e_0 (m) | σ_{\max} (bar) | σ_{\min} (bar) | σ_{moy} (bar) |
|------------------------|-----|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Situation accidentelle | | Sens A | 0,146 | 1,43 < 2 | 0,74 | 1,25 > 1 |
| | | Sens B | 0,179 | 1,5 < 2 | 0,40 | 1,22 > 1 |
| Situation Durable | ELU | Sens A | 0,041 | 1,39 > 1,33 | 1,16 | 1,33 > 1 |
| | | Sens B | 0,229 | 2,29 > 1,33 | 1,11 | 1,99 > 1 |
| | ELS | Sens A | 0,037 | 1,04 < 1,33 | 0,96 | 1,04 > 1 |
| | | Sens B | 0,200 | 0,73 < 1,33 | 0,31 | 0,62 < 1 |

Tableau X.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à $A = 3,0\text{m}$ et $B = 2,5\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} \\ \frac{A - a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,5 - 0,4}{4} = 52,5 \text{ cm} \\ \frac{3 - 0,65}{4} = 58,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 58,75 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 58,75 + 5 = 63,75 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau



$$l_1 = 2,0 - 0,6375 = 1,36\text{m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 3 \times 2,5 \times 0,6375 \times 25 = 119,53 \text{ KN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0,4 \times 0,65 \times 1,36 \times 25 = 8,84 \text{ kN}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = (3 \times 2,5 \times 2 \times 22) - (119,53 + 8,84) = 201,63 \text{ KN}$$

Poids total:

$$P = 119,53 + 8,84 + 201,63 = 330 \text{ KN}$$

- **Les moments à la base:**

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

| Sollicitations | Situation accidentelle | Situation durable | |
|-----------------|---------------------------|-------------------|------------|
| | | ELU | ELS |
| | G+Q+E | 1,35(G+Q+S) | G+0,9(Q+S) |
| N^{max} (KN) | 643,15 | 733,79 | 623,71 |
| M_{by} (KN.m) | 63,67 | 100,73 | 72,54 |
| M_{bz} (KN.m) | 37,42 | 12,81 | 9,28 |
| V_y (KN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (KN) | 26,84 | 35,63 | 25,62 |

Tableau X.4 : Sollicitations à la base de la semelle type 01 (65*40).

-Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } A \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 100 = 133 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

| Cas de chargement | | Sens | e_0 (m) | σ_{\max} (bar) | σ_{\min} (bar) | σ_{moy} (bar) |
|------------------------|-----|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Situation accidentelle | | Sens A | 0,058 | 0,95 < 2 | 0,758 | 0,90 < 1 |
| | | Sens B | 0,098 | 1,05 < 2 | 0,655 | 0,95 < 1 |
| Situation Durable | ELU | Sens A | 0,017 | 1,01 < 1,33 | 0,945 | 0,99 < 1 |
| | | Sens B | 0,013 | 1,00 < 1,33 | 0,947 | 0,98 < 1 |
| | ELS | Sens A | 0,014 | 0,86 < 1,33 | 0,821 | 0,86 < 1 |
| | | Sens B | 0,116 | 1,08 < 1,33 | 0,609 | 0,96 < 1 |

Tableau X.5 : Vérification des contraintes dans le sol.

3.1.5-Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5(2))

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{3,0}{4} = 0,750 \text{ m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,625 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,058 \text{ m} < 0,750 \text{ m}$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,116 \text{ m} < 0,625 \text{ m}$$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

3.1.6-Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions précédentes est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle :

Armature parallèles à (B=2,5m) :

$$\begin{cases} e_0 = 0,098 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,098 < \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,098) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,5}{2} - 0,098} \right)^2 \frac{643,15}{27}$$

$$M_1 = 217,95 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{217,95 \times 10}{0,52 \times 348} = 12,04 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,04 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à (A) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,058 < \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,058 < \frac{3,0}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{effort normale fictif}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right)$$

$$N' = 643,15 \left(1 + \frac{3 \times 0,058}{2,5} \right) = 687,91 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 x d x f_{st}}$$

$$A_s = \frac{687,91 (2,5 - 0,40)}{8 \times 0,58 \times 348}$$

$$A_s = 0,89 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ÉLU :

- **Armatures parallèles à (B) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,013 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,013 < \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right)$$

$$N' = 733,79 \left(1 + \frac{3 \times 0,013}{2,5} \right) = 745,23 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8x d x f_{st}}$$

$$A_s = \frac{745,23(2,5 - 0,4)}{8 \times 0,58 \times 348}$$

$$A_s = 0,97 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à (A) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,017 < \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,017 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 733,79 \left(1 + \frac{3 \times 0,017}{3} \right) = 746,26 \text{ kN}$$

$$N' = 746,26 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{746,67 \times 10 \times (3 - 0,65)}{8 \times 0,58 \times 348} = 10,86 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,86 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'E L S :

- **Armatures parallèles à (B) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,116 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,116 > \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,116) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,5}{2} - 0,116} \right)^2 \frac{623,71}{27}$$

$$M_1 = 217,05 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{217,05 \times 10}{0,58 \times 348} = 10,75 \text{ cm}^2$$

$$A = 10,75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à (A) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,014 < \frac{0,65}{6} = 0,108 \\ e_0 = 0,014 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 623,71 \left(1 + \frac{3 \times 0,014}{3} \right) = 632,44 \text{ kN}$$

$$N' = 632,44 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{632,44 \times 10 \times (3 - 0,65)}{8 \times 0,58 \times 348} = 9,20 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,20 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 63,75 = 23,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 23,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 250 \times 63,75 = 19,24$$

$$\text{Min } A_B^s = 19,24 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 62,5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Armatures | Situation accidentelle | Situation durable | | A _{min} (cm ²) | Nombre De barre | A _s (cm ²) | l _s (cm) | S _t (cm) |
|--------------------|------------------------|-------------------|-------|-------------------------------------|-----------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|
| | | ELU | ELS | | | | | |
| A _s (B) | 12,04 | 0,97 | 10,86 | 19,24 | 19HA14 | 29,25 | 49,38 | 15 |
| A _s (A) | 0,89 | 10,86 | 9,20 | 23,09 | 15HA14 | 23,09 | 49,38 | 16 |

Tableau X.6 : Les armatures des semelles (65*40).

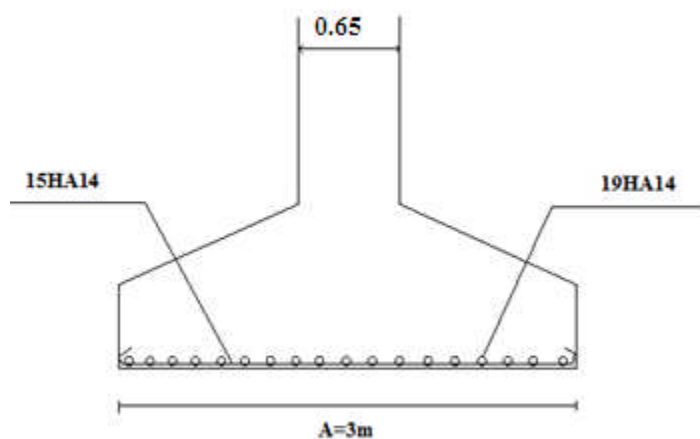


Figure 10.2 : Schéma du ferrailage de la semelle (65*40).

X.3.2-Semelle sous poteau de section (HEA500) :

3.2.1- Détermination des sollicitations :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

| Sollicitation | Situation accidentelle | Situation durable | |
|-----------------|------------------------|-------------------|-------------|
| | | ELU | ELS |
| | | G+Q+E | 1,35(G+Q+S) |
| N^{\max} (kN) | 313,15 | 403,79 | 293,71 |
| M_y (kN.m) | 40,4 | 69,84 | 50,33 |
| M_z (kN.m) | 7,34 | 2,87 | 2,07 |
| V_y (kN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (kN) | 26,84 | 35,63 | 25,60 |

Tableau X.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (HEA500).

3.2.2-Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a*b$), donc les semelles sont carré ($A*B$).

a et b : dimension du poteau considéré.

h et b : dimension du poteau considéré. **(HEA500)**

H et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

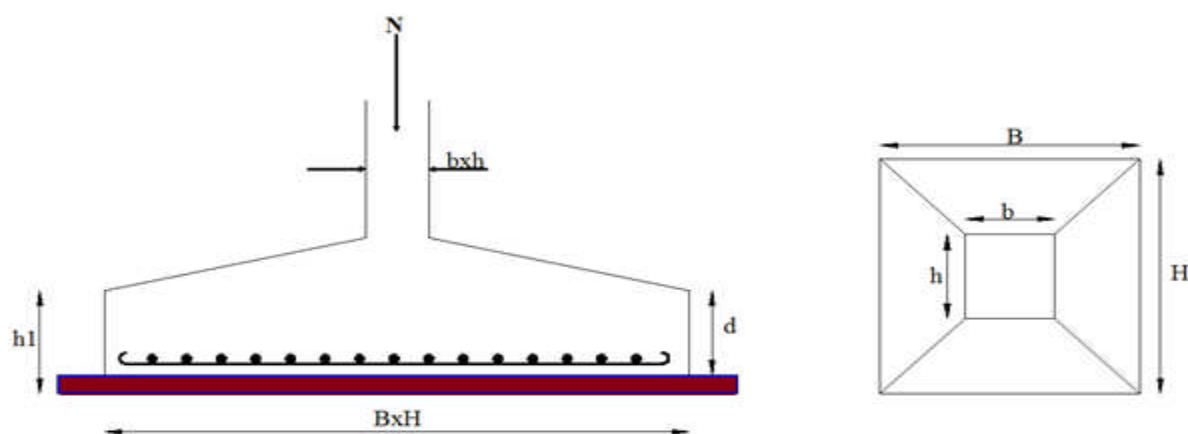


Figure 10.3 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

❖ **Critère de non poinçonnement :**

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle
- $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$: Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$$

$$h = 69 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{H} \Rightarrow B = 0,72H$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastres. (Voir chapitre 09 calculs des assemblages- pieds de poteau).

3.2.3- Dimensionnement de la semelle :

- **Situation accidentelle** : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 2,16H + 2,29 \leq 0 \quad \text{avec} \quad e_0 = \frac{40,40}{313,15} = 0,128$$

$$\Rightarrow H = 1,8 \text{ m}$$

Soit $H = 1,8 \text{ m}$ et $B = 2,5 \text{ m}$

- **Situation durable** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-H^3 + 4,18H + 4,16 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{69,84}{403,79} = 0,172$$

$$H = 2,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 1,8 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux HEA500 $A = 2,52 \text{ m}$ et $B = 3,5 \text{ m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,5-0,50}{4} = 50 \text{ cm} \\ \frac{1,80-0,69}{4} = 27,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 50 \text{ cm}$

$$h = d + c = 75 + 5 = 50 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,50 = 1,5 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle**

$$P = 2,50 \times 1,8 \times 0,50 \times 25 = 56,25 \text{ KN}$$

- **Poids de l'amorce**

$$P = 0,5 \times 0,69 \times 1,5 \times 25 = 12,93 \text{ KN}$$

- **Poids des terres**

$$P_{\text{terres}} = (2,5 \times 1,8 \times 2 \times 22) - (56,25 + 12,93) = 128,82 \text{ KN}$$

Poids total:

$$P = 56,25 + 12,93 + 128,82 = 198 \text{ KN}$$

Les moments à la base

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

| Sollicitation | Situation Accidentelle | Situation durable | |
|-----------------|---------------------------|-------------------|--------------|
| | | ELU | ELS |
| | G+Q+N+E | 1,35(G+Q+N+S) | G+0.9(Q+N+S) |
| N^{\max} (KN) | 511,15 | 601,79 | 491,71 |
| M_{by} (KN.m) | 93,08 | 141,1 | 121,53 |
| M_{bz} (KN.m) | 76,74 | 25,81 | 18,71 |
| V_y (KN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (KN) | 26,84 | 35,63 | 25,60 |

Tableau X.8 : Les sollicitations à la base de la semelle

3.2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensH \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \times 100 = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 100 = 133 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

| Cas de chargement | | Sens | e_0 (m) | σ_{\max} (bar) | σ_{\min} (bar) | σ_{moy} (bar) |
|------------------------|-----|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Situation accidentelle | | Sens H | 0,13 | 1,49 < 2 | 0,78 | 1,31 > 1 |
| | | Sens B | 0,10 | 1,51 < 2 | 0,75 | 1,32 > 1 |
| Situation Durable | ELU | Sens H | 0,17 | 1,88 > 1,33 | 0,57 | 1,55 > 1 |
| | | Sens B | 0,03 | 1,47 > 1,33 | 1,20 | 1,40 > 1 |
| | ELS | Sens H | 0,17 | 1,53 > 1,33 | 0,64 | 1,30 > 1 |
| | | Sens B | 0,02 | 1,16 < 1,33 | 1,01 | 1,12 > 1 |

Tableau X.9 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à **A= 3,5m et B = 3,0m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3-0,5}{4} = 62cm \\ \frac{3,5-0,69}{4} = 0,70cm \end{array} \right.$$

soit $d = 70cm$

$$h = d + c = 70 + 5 = \mathbf{75cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,75 = \mathbf{1,25m}$$

- **Poids de la semelle :**

$$P_s = A \times B \times h \times f_{c28}$$

$$P = 3,5 \times 3 \times 0,75 \times 25 = 196,875 \text{ KN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P_a = a \times b \times l_1 \times f_{c28}$$

$$P = 0,5 \times 0,69 \times 1,25 \times 25 = 10,78 \text{ KN}$$

- **Poids des terres :**

$$p_{\text{terre}} = (A \times B \times l_{an} \times \gamma_s) - (P_s + P_a)$$

$$p_{\text{terre}} = (3 \times 3,5 \times 2 \times 22) - (196,875 + 10,78) = 254,34 \text{ KN}$$

Poids total:

$$P_t = P_s + P_a + p_{\text{terre}}$$

$$P_t = 196,34 + 10,78 + 254,34 = \mathbf{456,46 \text{ KN}}$$

Les moments à la base :

$$M_{by} = M_y + V_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

| Sollicitations | Situation accidentelle | Situation durable | |
|-----------------|---------------------------|-------------------|------------|
| | | ELU | ELS |
| | G+Q+E | 1,35(G+Q+S) | G+0,9(Q+S) |
| N^{max} (KN) | 769,69 | 860,58 | 750,17 |
| M_{by} (KN.m) | 94,80 | 141,1 | 101,57 |
| M_{bz} (KN.m) | 76,74 | 25,81 | 18,71 |
| V_y (KN) | 34,70 | 11,47 | 8,32 |
| V_z (KN) | 26,84 | 35,63 | 25,62 |

Tableau X.10 : Les sollicitations à la base de la semelle

3.2.5- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$sensB \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{cases}$$

$$sensH \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

| Cas de chargement | | Sens | e_0 (m) | σ_{\max} (bar) | σ_{\min} (bar) | σ_{moy} (bar) |
|------------------------|-----|--------|-----------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Situation accidentelle | | Sens H | 0,12 | 0,88 < 2 | 0,58 | 0,80 < 1 |
| | | Sens B | 0,09 | 0,86 < 2 | 0,60 | 0,79 < 1 |
| Situation Durable | ELU | Sens H | 0,16 | 1,04 < 1,33 | 0,59 | 0,92 < 1 |
| | | Sens B | 0,02 | 0,85 < 1,33 | 0,85 | 0,85 < 1 |
| | ELS | Sens H | 0,13 | 0,87 < 1,33 | 0,55 | 0,79 < 1 |
| | | Sens B | 0,02 | 0,74 < 1,33 | 0,68 | 0,72 < 1 |

Tableau X.11 : Vérification des contraintes dans le sol.

3.2.6-Vérification de la stabilité au renversement : (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{H}{4} = \frac{3,5}{4} = 0,875m \rightarrow \text{sensH} \\ \frac{B}{4} = \frac{3}{4} = 0,75m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens H : $e_0 = 0,10m < 0,875m$

sens B : $e_0 = 0,5m < 0,75m$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

3.2.7-Détermination des armatures de la semelle :

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensH} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{H}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a) Situation accidentelle :

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,09 < \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,09 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 769,69 \left(1 + \frac{3 \times 0,09}{3} \right) = 838,96 \text{ kN}$$

$$N' = 838,96 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{838,96(3 - 0,5)}{8 \times 0,7 \times 348}$$

$$A_s = 1,07 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " H " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,12 < \frac{0,69}{6} = 0,115 \\ e_0 = 0,12 < \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 769,69 \left(1 + \frac{3 \times 0,12}{3,5} \right) = 848,85 \text{ kN}$$

$$N' = 848,85 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{848,85 \times 10 \times (3,5 - 0,69)}{8 \times 0,7 \times 348} = 12,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,23 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A I' E L U :

- **Armatures parallèles à (B) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,02 > \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,02 > \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 860,58 \left(1 + \frac{3 \times 0,02}{3} \right) = 877,79 \text{ kN}$$

$$N' = 877,79 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{877,79(3 - 0,5)}{8 \times 0,7 \times 348}$$

$$A_s = 1,26 \text{ m}^2$$

- **Armatures parallèle à (H) :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,16 > \frac{0,69}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,16 > \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times a}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,69 - 9 \times 0,16) \left(\frac{\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 0,69}{\frac{3,5}{2} - 0,16} \right)^2 \frac{877,92}{27}$$

$$M_1 = 373,65 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{373,75 \times 10}{0,63 \times 348} = 17,04 \text{ cm}^2$$

$$A = 17,04 \text{ cm}^2$$

b-2) A l'É L S :

- Armatures parallèles à (B) :

$$\begin{cases} e_0 = 0,02 < \frac{0,5}{6} = 0,08 \\ e_0 = 0,02 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 750,17 \left(1 + \frac{3 \times 0,02}{3} \right) = 765,17 \text{ kN}$$

$$N' = 765,17 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' (B - b)}{8 x d x f_{st}}$$

$$A_s = \frac{765,17 (3 - 0,5)}{8 \times 0,7 \times 348}$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à (H) :

$$\begin{cases} e_0 = 0,13 > \frac{0,69}{6} = 0,116 \\ e_0 = 0,13 < \frac{3,5}{24} = 0,145 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times a}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens } H$$

$$M_1 = (4 \times 3,5 + 0,3 \times 0,69 - 9 \times 0,13) \left(\frac{\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 0,69}{\frac{3,5}{2} - 0,13} \right)^2 \frac{765,17}{27}$$

$$M_1 = 320,35 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{320,35 \times 10}{0,63 \times 348} = 14,61 \text{ cm}^2$$

$$A = 14,61 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 350 \times 75 = 31,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 31,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 75 = 27,16$$

$$\text{Min } A_B^s = 27,16 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

Suivant B :
$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 75 \text{ cm}$$

Suivant A :
$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 56,43 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 87,5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X.12 : Les armatures des semelles type (HEA500)

| Armatures | Situation accidentelle | Situation durable | | A_{min} (cm ²) | Nombre De barre | A_s (cm ²) | l_s (cm) | S_t (cm) |
|-----------|------------------------|-------------------|-------|------------------------------|-----------------|--------------------------|------------|------------|
| | | ELU | ELS | | | | | |
| A_s (B) | 1,07 | 1,26 | 0,98 | 27,16 | 18HA14 | 27,71 | 49,38 | 20 |
| A_s (H) | 12,23 | 17,04 | 14,61 | 31,65 | 16HA16 | 32,17 | 56,43 | 20 |

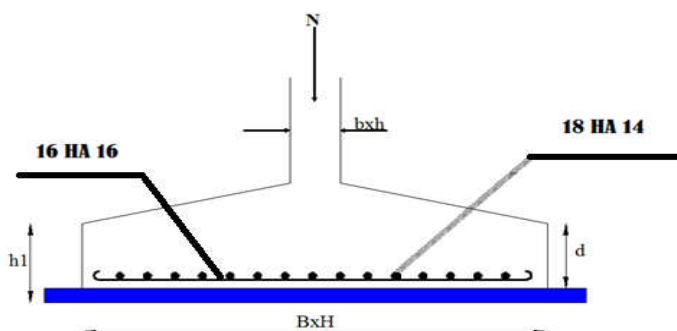


Figure 10.4 : Schéma de ferrailage de la semelle

X.4-Calcul des longrines :

4.1-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.

4.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (40x45) cm²

4.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone IIa, site S₃)

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{350,68}{12} \right) = 29,22kN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{257,97}{12} \right) = 21,49kN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{29,22 \times 10^{-3}}{348} = 0,83cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{21,49 \times 10^{-3}}{201} = 1,06cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 40 \times 45$$

$$A_{\min} = 10,8cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA16** avec $A_s = 12,05cm^2$

- **A) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 45 \times 2,1}{400} = 9,45$$

$$9,45cm^2 < 12,05cm^2 \quad \text{est vérifiée}$$

- **B) Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{257,97}{6} = 42,99kN/ml$$

La plus grande portée est : $l=6m$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 45^3}{12} = 303750cm^4$$



$$f = \frac{5 \times 42,99 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 303750} = 1,13 < 3 \text{ Vérifiée}$$

- **C) Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 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.

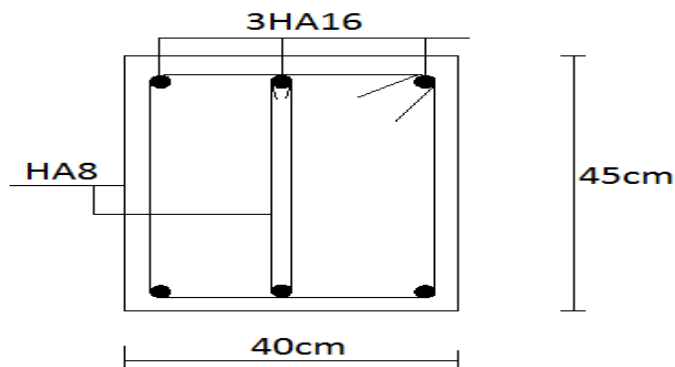


Figure 10.5 : Schéma de ferrailage des longrines.

X.5-Ferrailage des futs :

Les fondations sont ancrées à $D=2\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90 \times 70) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

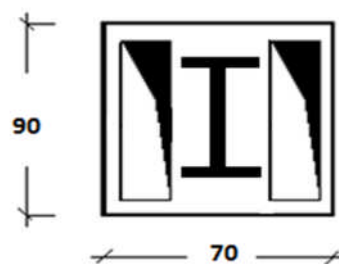


Figure 10.6 : La section du fut à ferrailer.

On a :

$$\begin{cases} N_u = 403,79 \text{ KN} \\ M_u = 69,84 \text{ KN.m} \\ T = 35,63 \text{ KN} \end{cases}$$

e_0 : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

I : hauteur totale du Poteau

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{69,84}{403,79} = 0,17$$

$$A = (0,337 h - 0,81 d') \text{ b.h.fbu}$$

$$A = (0,337 \cdot 0,9 - 0,81 \cdot 0,05 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 14,2) \cdot 10^3$$

$$A = 3022,72 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} B = N_u (d - d') - M_{uA} \\ M_{uA} = M_u + N_u (d - 0,5h) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{uA} = 69,84 + 403,79(0,70 - 0,5 \times 0,9) = 170,78 \text{ KN.m} \\ B = 403,79(0,65) - 170,78 = 91,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A > B \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, et le ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{170,78 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,70^2 \cdot 14,2} = 0,027$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,034$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,69$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{st}} = 7,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,95 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale : $A_{s,\min} = 0,8\% \text{ b. h}$

(RPA99 / 7.4.2.1)

$$A_{s,\min} = 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 50,4 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec **14HA14+16HA16=53.72 cm²**

-La condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 70 \cdot 40 \cdot 2,1}{348} = 3,88 \text{ cm}^2 < 53,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 70 \cdot 70 \cdot 2,1}{348} = 6,80 \text{ cm}^2 < 53,72 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié}$$

- Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{35,63 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,70} = 0,072 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{t28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration très préjudiciable}) \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm} \\ \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,5 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91})$$

b: Largeur de la section.

h: Hauteur de la section.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

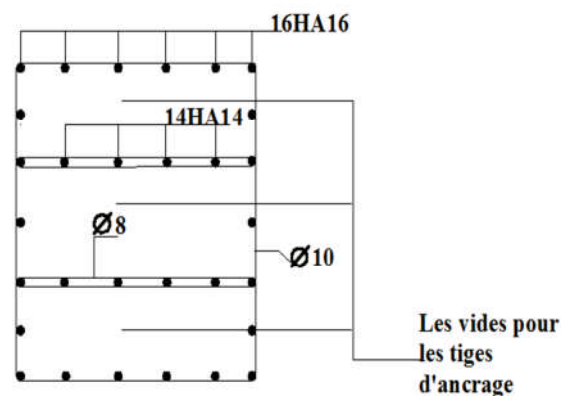


Figure 10.7 : Schéma de ferrailage des futs

Chapitre XI :

**Vérification de la
stabilité d'ensemble**



XI-Introduction :

Après la vérification des éléments pré dimensionné 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 :

Σ Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \Sigma$ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

XI.1-Détermination des moments renversants (M_R) :**1.1 Cas de vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

Ces deux composantes donnent un moment de renversement « M_R », il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisant « M_S » dû au poids propre du bâtiment.

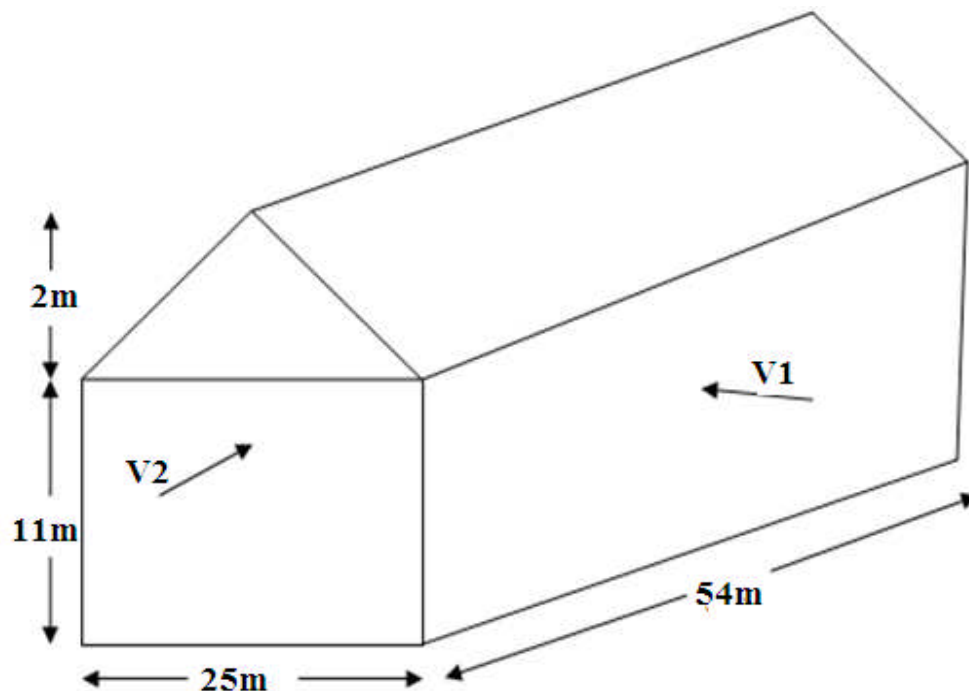


Figure 11.1 : Détails du projet.

a) Vent sur façade principale et secondaire avec dépression intérieure ($C_{pi}=-0,5$) :Tableau XI.1 : Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=-0,5$

| ZONE | Qj (N/m ²) | S (m ²) | F _H (KN) | F _V (KN) | Point d'application | | |
|----------------------------|------------------------|---------------------|------------------------|------------------------|---------------------|------|--------------|
| | | | | | X(m) | Y(m) | Z(m) |
| D | 747,86 | 594 | 444,22 | 0 | 0 | 12,5 | 5,50 |
| E | 115,06 | 594 | 68,43 | 0 | 54 | 12,5 | 5,50 |
| F | -588,16 | 32,91 | 0 | -19,35 | 1,51 | 12,5 | 11,65 |
| G | -553,57 | 32,91 | 0 | -18,61 | 1,51 | 12,5 | 11,65 |
| H | -193,74 | 125 | 0 | -24,21 | 7,50 | 12,5 | 12,5 |
| I | 0 | 518,75 | 0 | 0 | 33,25 | 12,5 | 12,5 |
| F_r (toi) | - | - | 41,72 | 0 | 12,5 | 12,5 | 12 |
| F_r (par) | - | - | 29,08 | 0 | 0 | 12,5 | 5,50 |
| | | | F _H =583,45 | - | 7,22 | 12,5 | 5,5 |
| | | | - | F _V =-62,17 | 3,84 | 12,5 | 11,98 |

$M_{R/XX}$: moment renversant par rapport à l'axe XX

$M_{R/YY}$: moment renversant par rapport à l'axe YY

Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 777,125 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 3447,70 \text{ kN.m}$$

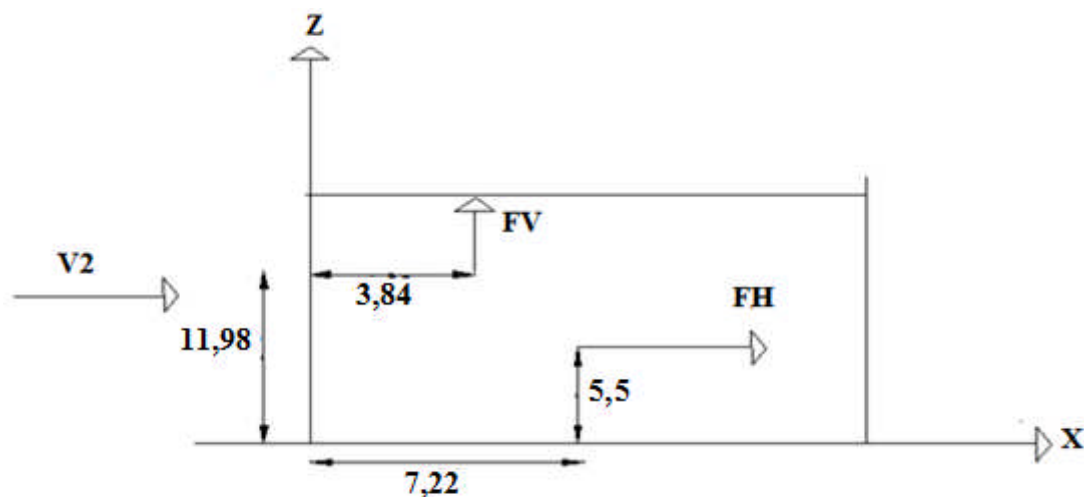


Figure 11.2 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec dépression intérieure

b) Vent sur façade principale et secondaire avec surpression intérieure ($C_{pi} = 0,8$) :

Tableau XI.2 : Vent sur la façade principale et secondaire ($C_{pi} = 0,8$)

| ZONE | Qj (N/m ²) | S (m ²) | F _H (KN) | F _V (KN) | Point d'application | | |
|----------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|------|-------|
| | | | | | X(m) | Y(m) | Z(m) |
| D | 0 | 594 | 0 | 0 | 0 | 12,5 | 5,5 |
| E | -632,81 | 594 | -375,88 | 0 | 54 | 12,5 | 5,5 |
| F | -1487,70 | 32,91 | 0 | -48,96 | 1,51 | 12,5 | 11,65 |
| G | -1453,10 | 32,91 | 0 | -47,82 | 1,51 | 12,5 | 11,65 |
| H | -1093,28 | 125 | 0 | -136,66 | 7,5 | 12,5 | 12,5 |
| I | -899,54 | 518,75 | 0 | -466,63 | 33,25 | 12,5 | 12,5 |
| F _r (toi) | - | - | 41,72 | 0 | 0 | 12,5 | 12 |
| F _r (par) | - | - | 29,08 | 0 | 12,5 | 12,5 | 5,5 |
| | | | F _H =-305,08 | - | 28,24 | 12,5 | 5,5 |
| | | | - | F _V =-700,07 | 23,83 | 12,5 | 12,38 |

Calcul du M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 8750,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 18360,60 \text{ kN.m}$$

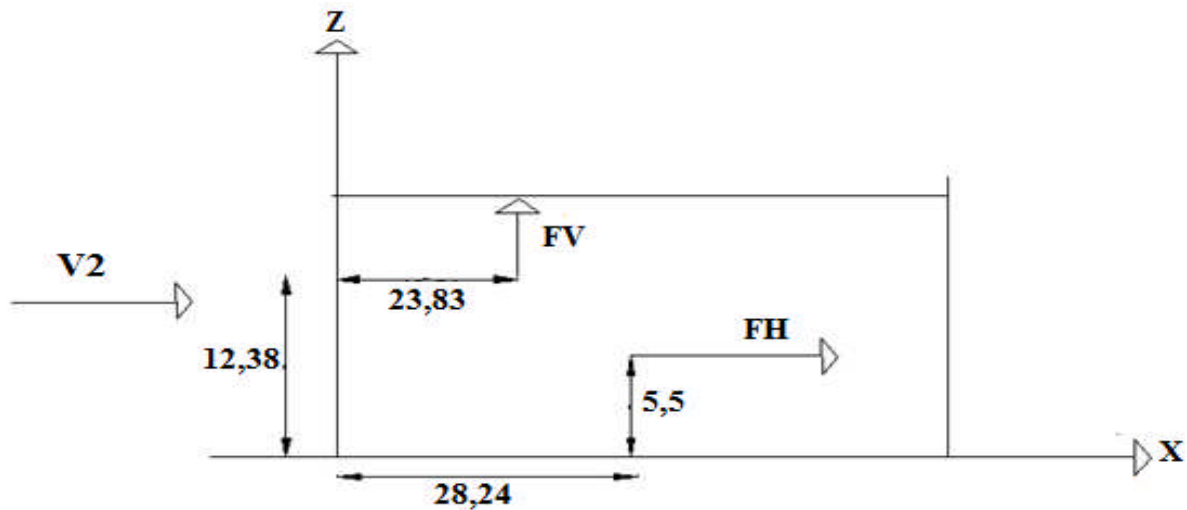


Figure 11.3 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure

c) Vent sur façade latérale gauche et droite avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$) :

Tableau XI.3 : Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=-0,5$)

| ZONE | Q _j (N/m ²) | S (m ²) | F _H (KN) | F _V (KN) | Point d'application | | | |
|----------------------------|------------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|-------------|------------|--------------|
| | | | | | X(m) | Y(m) | Z(m) | |
| D | 716,04 | 675,00 | 483,32 | 0 | 0 | 27 | 5,5 | |
| E | 110,01 | 675,00 | 74,25 | 0 | 25 | 27 | 5,5 | |
| F | 563,13 | 32,91 | 0 | 18,53 | 1,39 | 27 | 11,39 | |
| G | 351,12 | 102,5 | 0 | 35,98 | 1,39 | 27 | 11,39 | |
| H | 19,87 | 539,59 | 0 | 10,72 | 7,50 | 27 | 12,19 | |
| J | 53,00 | 135,41 | 0 | 7,17 | 13,75 | 27 | 12,79 | |
| I | 106,00 | 539,59 | 0 | 57,19 | 22 | 27 | 11,79 | |
| F_r (toi) | - | - | 0 | 0 | - | - | - | |
| F_r (par) | - | - | 0 | 0 | - | - | - | |
| | | | | F _H =558,57 | 10,35 | 27 | 5,5 | |
| | | | | - | F _V =108,17 | 8,28 | 27 | 11,76 |

Calcul de M_R :

$$M_R /_{xx} = F_V \times Y = 2920,59 \text{ kN.m}$$

$$M_R /_{yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 3966,40 \text{ kN.m}$$

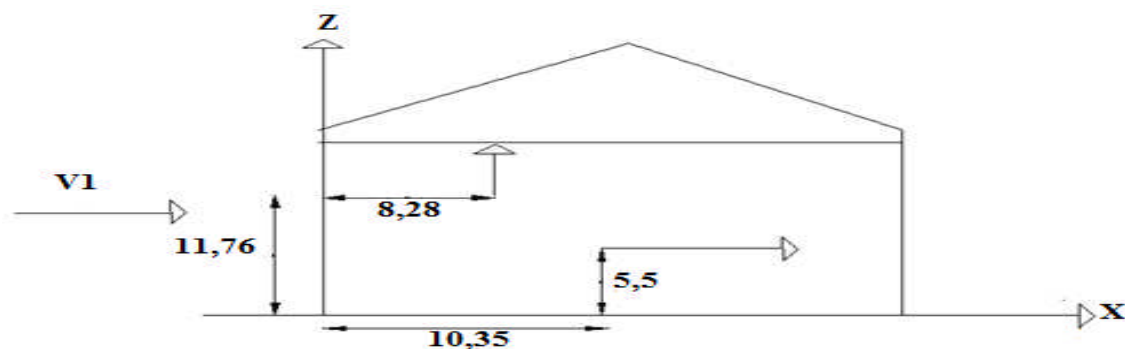


Figure 11.4 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure.

d) Vent sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure ($C_{pi}=0,8$) :

Tableau XI.4 : Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=0,8$) :

| zone | q_j (N/m ²) | S (m ²) | F_H (KN) | F_V (KN) | Point d'application | | |
|----------------------------|---------------------------|---------------------|---------------|---------------|---------------------|------|--------------|
| | | | | | X(m) | Y(m) | Z(m) |
| D | 0 | 675,00 | 0 | 0 | 0 | 27 | 5,5 |
| E | -592,40 | 675,00 | -399,87 | 0 | 25 | 27 | 5,5 |
| F | -1437,66 | 32,91 | 0 | -47,31 | 1,39 | 27 | 11,39 |
| G | -1212,40 | 102,5 | 0 | -124,27 | 1,39 | 27 | 11,39 |
| H | -841,39 | 539,59 | 0 | -454,00 | 7,5 | 27 | 12,19 |
| J | -914,27 | 135,41 | 0 | -123,80 | 13,75 | 27 | 12,79 |
| I | -775,26 | 539,59 | 0 | -419,32 | 22 | 27 | 11,79 |
| F_r (toi) | - | - | 0 | 0 | - | - | - |
| F_r (par) | - | - | 0 | 0 | - | - | - |
| | | | $F_H=-399,87$ | | 25 | 27 | 5,5 |
| | | | - | $F_V=-1168,7$ | 12,48 | 27 | 11,99 |

Calcul de M_R :

$$M_R /xx = F_V \times Y = 31554,90 \text{ kN.m}$$

$$M_R /yy = F_V \times X + F_H \times Z = 16784,66 \text{ kN.m}$$

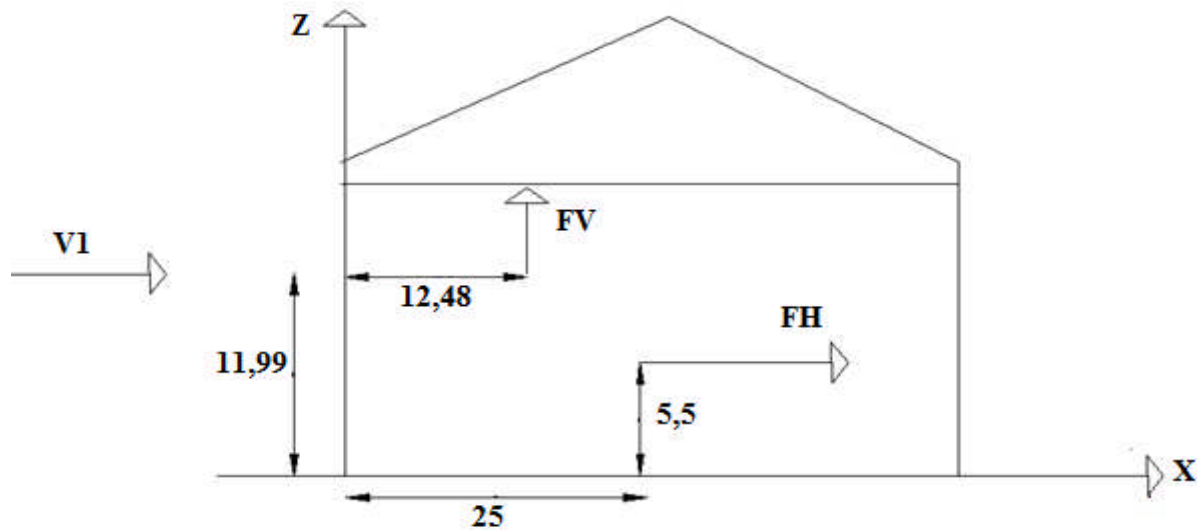


Figure 11.5 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure

1.2-Cas de séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol- fondation.

a) Réaction à la base :

Tableau XI.5 : Réaction à la base due aux effets sismiques

| Le mode | Force | | | Moment | | |
|---------|---------|---------|--------|-----------|-----------|-----------|
| | Fx (KN) | Fy (KN) | Fz(KN) | Mx (KN.m) | My (KN.m) | Mz (KN.m) |
| CQC | 6470,96 | 745,23 | 658,53 | 2177,57 | 3161,84 | 113,35 |

CQC : combinaison quadratique complète.

$$Y_G = 27 \text{ m}$$

$$X_G = 12,5\text{m}$$

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 19957,88\text{kN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 11393,46\text{kN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure : d'après le **ROBOT BAT** version 2012

$$P_T = 5843,94 \text{ KN} \text{ (Chapitre de l'étude sismique).}$$

1) Moments stabilisateur :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{ST/XX} = 5843,94 \times 27 = 157786,38 \text{ kN.m}$
- $M_{ST/YY} = 5843,94 \times 12,5 = 73049,25 \text{ kN.m}$

XI.3-Vérification au renversement de la structure :

Tableau XI.6 : Vérifications au renversement de la structure

| | | C _{pi} | M _R (KN.m) | | M _S (KN.m) | | M _S /M _R | |
|-------------------|---|-----------------|-----------------------|----------|-----------------------|---------------------|--------------------------------|-------|
| | | | /xx | /yy | /xx | /yy | /xx | /yy |
| Cas du vent | Vent sur la façade principale et secondaire (V ₂) | -0,5 | 777,125 | 3447,70 | 157786,38 | 73049,25 | 203,3 | 21,18 |
| | | 0,8 | 8750,87 | 18360,60 | | | 18,03 | 3,97 |
| | Vent sur la façade latérale gauche et droite (V ₁) | -0,5 | 2920,59 | 3966,40 | | | 54,02 | 18,41 |
| | | 0,8 | 31554,9 | 16784,66 | | | 5,00 | 4,35 |
| Cas du séisme | | | 19957,88 | 11393,46 | 0,8.M _{st} | 0,8.M _{st} | 6,32 | 5,13 |
| | | | | | 126229,10 | 58439,40 | | |

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque de 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 générale



CONCLUSION GENERALE

Après avoir fait l'étude et la conception de ce projet, nous pouvons déduire qu'une bonne conception et un calcul plus approximatif permettent à cette dernière d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles est soumise.

En effet, une étude complète et consistante, demande quelques facteurs essentiels notamment une bonne maîtrise des méthodes de calcul, une documentation riche et diversifiée pour appliquer et connaître les règlements tel que (RPA 2003, RNVA 99 et eurocode03), et des conditions de travail favorables et un temps relativement suffisant en fonction de la difficulté du sujet.

Ce travail a été aussi une occasion d'apprendre à utiliser les différents logiciels de calcul comme (Robot structural) et de dessin (Autocad). Ces logiciels deviennent aujourd'hui un besoin nécessaire et un gain de temps appréciable d'étude et d'exécution avec une possibilité de modification très rapide et une meilleure précision.

Enfin estimons qu'un bon ingénieur est celui qui ne se limite pas uniquement aux connaissances techniques ayant traité à son domaine, mais de s'adapter aux situations et problèmes rencontrés dans sa vie active.

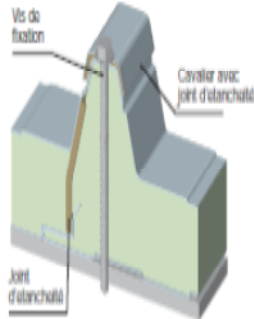
Références bibliographiques

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003,*Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- Règlement CCM97 article 2.2.3.1 (actions de la variation de la température climatique),
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Règles de Calcul des fondations superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de logement, 1992.
- Cours de 1^{er} année master.
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA
- Livre APK ; Association pour la promotion de l'enseignement de la construction acier. Collectif – Jean pierre Muzeau, éditions eyrolles/Afnor, 05/2012.

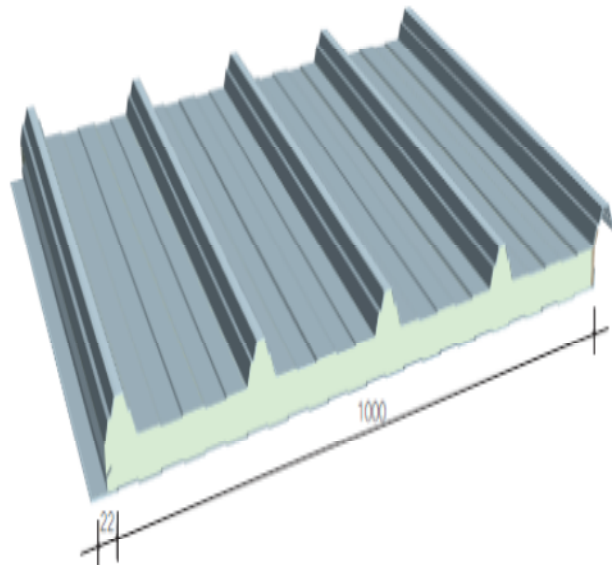
Annexe 1 : Fiches technique du panneau sandwich



Caractéristiques techniques Panneaux de couverture monolithiques



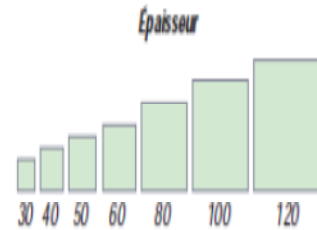
Detail du complexe et schéma de fixation



Avis Technique 2/07-1226

| EPAISSEUR DE PANNEAU mm | K COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE | | POIDS DE PANNEAU AVEC TOILES EN ACIER EXTERNE ET INTERNE 0.5 mm kg / m ² |
|-------------------------|---|-------------------------|---|
| | Kcal / m ² h C | Watt / m ² K | |
| 30 | 0.47 | 0.54 | 9.65 |
| 40 | 0.38 | 0.44 | 10.05 |
| 50 | 0.31 | 0.36 | 10.45 |
| 60 | 0.27 | 0.31 | 10.85 |
| 80 | 0.21 | 0.24 | 11.65 |
| 100 | 0.17 | 0.19 | 12.45 |
| 120 | 0.14 | 0.16 | 13.25 |

TOLERANCES DIMENSIONNELLES en mm.
Pour panneau de longueur, > 2000 mm.
Conforme EN-14509



Portées admissibles sous charge normale descendante

| Epaisseur de isolant mm | SCHEMA STATIQUE Deux appuis | | | | | | | | | |
|-------------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | Charge descendante répartie (daNm ²) | | | | | | | | | |
| | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 250 | 300 | |
| 30 | 3,88 | 3,37 | 3,05 | 2,83 | 2,62 | 2,43 | 2,28 | 2,04 | | |
| 40 | 4,77 | 3,88 | 3,45 | 3,15 | 2,9 | 2,69 | 2,52 | 2,24 | | |
| 50 | 5,5 | 4,39 | 3,85 | 3,48 | 3,19 | 2,95 | 2,77 | 2,43 | | |
| 60 | 6 | 4,9 | 4,25 | 3,8 | 3,47 | 3,22 | 3,01 | 2,63 | 2,34 | |
| 80 | 6 | 5,9 | 5,1 | 4,55 | 4,15 | 3,83 | 3,57 | 3,2 | 2,83 | |
| 100 | 6 | 6 | 5,88 | 5,22 | 4,73 | 4,35 | 4,04 | 3,59 | 3,18 | |
| 120 | 6 | 6 | 6 | 5,58 | 5,1 | 4,73 | 4,44 | 3,98 | 3,64 | |

| Epaisseur de isolant mm | SCHEMA HYPERSTATIQUE Trois appuis | | | | | | | | | |
|-------------------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|--|
| | Charge descendante répartie (daNm ²) | | | | | | | | | |
| | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 250 | 300 | |
| 30 | 5,23 | 4,27 | 3,7 | 3,31 | 3,02 | 2,8 | 2,62 | 2,34 | 2,14 | |
| 40 | 5,5 | 4,53 | 3,93 | 3,51 | 3,21 | 2,97 | 2,78 | 2,48 | 2,27 | |
| 50 | 5,5 | 4,8 | 4,16 | 3,72 | 3,39 | 3,15 | 2,94 | 2,63 | 2,4 | |
| 60 | 6 | 5,06 | 4,39 | 3,92 | 3,58 | 3,32 | 3,1 | 2,77 | 2,53 | |
| 80 | 6 | 5,67 | 4,92 | 4,4 | 4,01 | 3,72 | 3,48 | 3,11 | 2,84 | |
| 100 | 6 | 6 | 5,44 | 4,87 | 4,44 | 4,11 | 3,85 | 3,44 | 3,14 | |
| 120 | 6 | 6 | 6 | 5,91 | 5,44 | 5,06 | 4,77 | 4,31 | 3,97 | |

(*) Sous commande, des panneaux avec toiles aluminium et de cuivre peuvent être livrés.

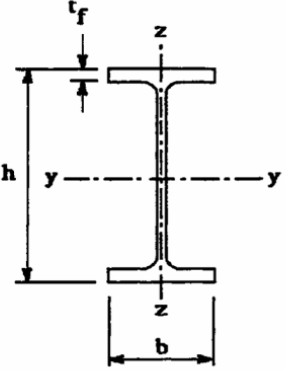
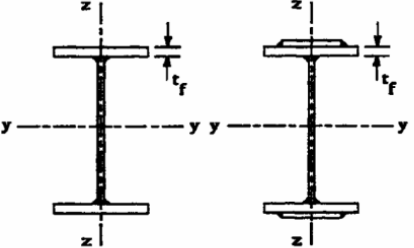
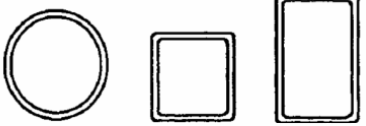
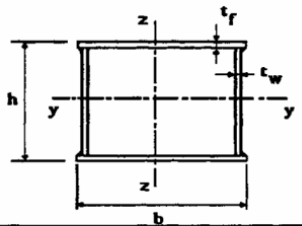
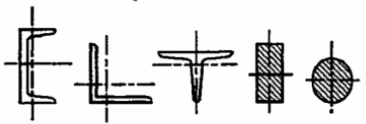
Annexe2 : Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

| Φ (mm) | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-------------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,7 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,72 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,53 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,10 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,66 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,23 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,80 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,55 | 163,36 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,38 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,59 | 175,93 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,64 | 188,50 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,68 | 201,06 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,72 | 213,63 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,76 | 226,20 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 93,27 | 152,81 | 238,76 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,85 | 251,33 |

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

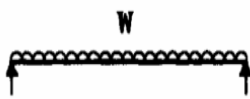

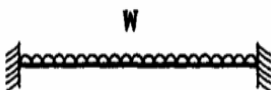





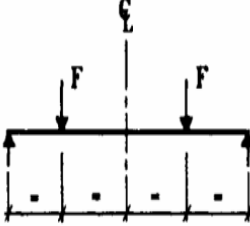

| Coefficients de réduction | | | | |
|---------------------------|--|--------|--------|--------|
| $\bar{\lambda}$ | Valeurs de χ pour la courbe de flambement | | | |
| | a | b | c | d |
| 0,2 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 | 1,0000 |
| 0,3 | 0,9775 | 0,9641 | 0,9491 | 0,9235 |
| 0,4 | 0,9528 | 0,9261 | 0,8973 | 0,8504 |
| 0,5 | 0,9243 | 0,8842 | 0,8430 | 0,7793 |
| 0,6 | 0,8900 | 0,8371 | 0,7854 | 0,7100 |
| 0,7 | 0,8477 | 0,7837 | 0,7247 | 0,6431 |
| 0,8 | 0,7957 | 0,7245 | 0,6622 | 0,5797 |
| 0,9 | 0,7339 | 0,6612 | 0,5998 | 0,5208 |
| 1,0 | 0,6656 | 0,5970 | 0,5399 | 0,4671 |
| 1,1 | 0,5960 | 0,5352 | 0,4842 | 0,4189 |
| 1,2 | 0,5300 | 0,4781 | 0,4338 | 0,3762 |
| 1,3 | 0,4703 | 0,4269 | 0,3888 | 0,3385 |
| 1,4 | 0,4179 | 0,3817 | 0,3492 | 0,3055 |
| 1,5 | 0,3724 | 0,3422 | 0,3145 | 0,2766 |
| 1,6 | 0,3332 | 0,3079 | 0,2842 | 0,2512 |
| 1,7 | 0,2994 | 0,2781 | 0,2577 | 0,2289 |
| 1,8 | 0,2702 | 0,2521 | 0,2345 | 0,2093 |
| 1,9 | 0,2449 | 0,2294 | 0,2141 | 0,1920 |
| 2,0 | 0,2229 | 0,2095 | 0,1962 | 0,1766 |
| 2,1 | 0,2036 | 0,1920 | 0,1803 | 0,1630 |
| 2,2 | 0,1867 | 0,1765 | 0,1662 | 0,1508 |
| 2,3 | 0,1717 | 0,1628 | 0,1537 | 0,1399 |
| 2,4 | 0,1585 | 0,1506 | 0,1425 | 0,1302 |
| 2,5 | 0,1467 | 0,1397 | 0,1325 | 0,1214 |
| 2,6 | 0,1362 | 0,1299 | 0,1234 | 0,1134 |
| 2,7 | 0,1267 | 0,1211 | 0,1153 | 0,1062 |
| 2,8 | 0,1182 | 0,1132 | 0,1079 | 0,0997 |
| 2,9 | 0,1105 | 0,1060 | 0,1012 | 0,0937 |
| 3,0 | 0,1036 | 0,0994 | 0,0951 | 0,0882 |

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

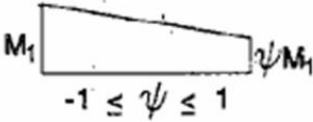
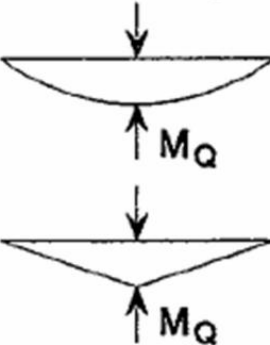
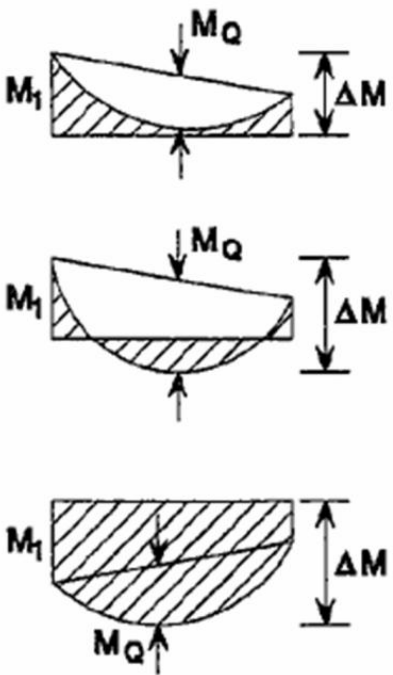
| Type de Section | limites | axe de flambement | courbe de flambement |
|---|---|--------------------------------------|----------------------|
| Sections en I laminées  | $h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | a b |
| | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y - y z - z | b c |
| | $h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$ | y - y z - z y - y z - z | b c d d |
| Sections en I soudées  | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | b c |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y - y z - z | c d |
| Sections creuses  | laminées à chaud | quel qu'il soit | a |
| | formées à froid - en utilisant f_{yb} *) | quel qu'il soit | b |
| | formées à froid - en utilisant f_{ya} *) | quel qu'il soit | c |
| Caissons soudés  | d'une manière générale (sauf ci-dessous) | quel qu'il soit | b |
| | Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$ | y - y z - z | c c |
| Sections en U, L, T et sections pleines  | | quel qu'il soit | c |

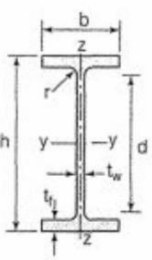
*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

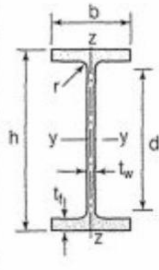
| Chargement et conditions d'appuis | Diagramme de moment de flexion | Valeur de k | Coefficients | | |
|---|---|---------------|--------------|-------|-------|
| | | | C_1 | C_2 | C_3 |
|  |  | 1,0 | 1,132 | 0,459 | 0,525 |
| | | 0,5 | 0,972 | 0,304 | 0,980 |
|  |  | 1,0 | 1,285 | 1,562 | 0,753 |
| | | 0,5 | 0,712 | 0,652 | 1,070 |
|  |  | 1,0 | 1,365 | 0,553 | 1,730 |
| | | 0,5 | 1,070 | 0,432 | 3,050 |
|  |  | 1,0 | 1,565 | 1,267 | 2,640 |
| | | 0,5 | 0,938 | 0,715 | 4,800 |
|  |  | 1,0 | 1,046 | 0,430 | 1,120 |
| | | 0,5 | 1,010 | 0,410 | 1,890 |

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

| Diagramme des moments | Facteur de moment uniforme équivalent β_M |
|--|---|
| <p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p> | $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$ |
| <p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  | $\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$ |
| <p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  | $\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$ |

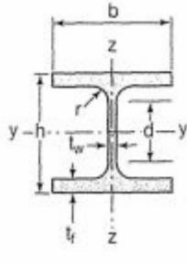
| Poutrelles | | | | | | | | | |
|------------|--|------------|------|----------------|----------------|-------|----------------|-----------------|--------------------|
| MATIÈRE | Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025. | | | | | | | | |
| IPE |  | Dimensions | | | | | | Masse par mètre | Aire de la section |
| | | h | b | a | e | r | h ₁ | P | A |
| | | h | b | t _w | t _f | r | d | P | A |
| | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² |
| | IPE 80 | 80,0 | 46 | 3,8 | 5,2 | 5 | 59,6 | 6,0 | 7,6 |
| | IPE 100 | 100,0 | 55 | 4,1 | 5,7 | 7 | 74,6 | 8,1 | 10,3 |
| | IPE 120 | 120,0 | 64 | 4,4 | 6,3 | 7 | 93,4 | 10,4 | 13,2 |
| | IPE 140 | 140,0 | 73 | 4,7 | 6,9 | 7 | 112,2 | 12,9 | 16,4 |
| | IPE 160 | 160,0 | 82 | 5,0 | 7,4 | 9 | 127,2 | 15,8 | 20,1 |
| | IPE 180 | 180,0 | 91 | 5,3 | 8,0 | 9 | 146,0 | 18,8 | 23,9 |
| | IPE 200 | 200,0 | 100 | 5,6 | 8,5 | 12 | 159,0 | 22,4 | 28,5 |
| | IPE 220 | 220,0 | 110 | 5,9 | 9,2 | 12 | 177,6 | 26,2 | 33,4 |
| | IPE 240 | 240,0 | 120 | 6,2 | 9,8 | 15 | 190,4 | 30,7 | 39,1 |
| | IPE 270 | 270,0 | 135 | 6,6 | 10,2 | 15 | 219,6 | 36,1 | 45,9 |
| | IPE 300 | 300,0 | 150 | 7,1 | 10,7 | 15 | 248,6 | 42,2 | 53,8 |
| | IPE 330 | 330,0 | 160 | 7,5 | 11,5 | 18 | 271,0 | 49,1 | 62,6 |
| | IPE 360 | 360,0 | 170 | 8,0 | 12,7 | 18 | 298,6 | 57,1 | 72,7 |
| | IPE 400 | 400 | 180 | 8,6 | 13,5 | 21 | 331,0 | 66,3 | 84,5 |
| | IPE 450 | 450,0 | 190 | 9,4 | 14,6 | 21 | 378,8 | 77,6 | 98,8 |
| IPE 500 | 500,0 | 200 | 10,2 | 16,0 | 21 | 426,0 | 90,7 | 115,5 | |
| IPE 550 | 550,0 | 210 | 11,1 | 17,2 | 24 | 467,6 | 105,5 | 134,4 | |
| IPE 600 | 600,0 | 220 | 12,0 | 19,0 | 24 | 514,0 | 122,4 | 156,0 | |

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

| NORMES DE RÉFÉRENCE | Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034 | | | | | | | | | | | |
|---------------------|---|----------------------------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------------------|
| |  | Caractéristiques de calcul | | | | | | | | | | Moment d'inertie de torsion J |
| I_x | | I_x/v_x | i_x | - | - | I_y | I_y/v_y | i_y | - | - | J | |
| I_y | | $W_{el,y}$ | i_y | $W_{pl,y}$ | A_{vz} | I_z | $W_{el,z}$ | i_z | $W_{pl,z}$ | A_{vy} | I_t | |
| | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | |
| IPE (suite) | IPE 80 | 80,1 | 20,0 | 3,24 | 23,2 | 3,6 | 8,48 | 3,69 | 1,05 | 5,8 | 5,1 | 0,70 |
| | IPE 100 | 171,0 | 34,2 | 4,07 | 39,4 | 5,1 | 15,91 | 5,78 | 1,24 | 9,1 | 6,7 | 1,20 |
| | IPE 120 | 317,8 | 53,0 | 4,90 | 60,7 | 6,3 | 27,65 | 8,64 | 1,45 | 13,6 | 8,6 | 1,74 |
| | IPE 140 | 541,2 | 77,3 | 5,74 | 88,3 | 7,6 | 44,90 | 12,30 | 1,65 | 19,2 | 10,6 | 2,45 |
| | IPE 160 | 869,3 | 108,7 | 6,58 | 123,9 | 9,7 | 68,28 | 16,65 | 1,84 | 26,1 | 12,8 | 3,60 |
| | IPE 180 | 1317,0 | 146,3 | 7,42 | 166,4 | 11,3 | 100,81 | 22,16 | 2,05 | 34,6 | 15,3 | 4,79 |
| | IPE 200 | 1943,2 | 194,3 | 8,26 | 220,6 | 14,0 | 142,31 | 28,46 | 2,24 | 44,6 | 18,0 | 6,98 |
| | IPE 220 | 2771,8 | 252,0 | 9,11 | 285,4 | 15,9 | 204,81 | 37,24 | 2,48 | 58,1 | 21,3 | 9,07 |
| | IPE 240 | 3891,6 | 324,3 | 9,97 | 366,6 | 19,1 | 283,58 | 47,26 | 2,69 | 73,9 | 24,8 | 12,88 |
| | IPE 270 | 5789,8 | 428,9 | 11,23 | 484,0 | 22,1 | 419,77 | 62,19 | 3,02 | 97,0 | 29,0 | 15,94 |
| | IPE 300 | 8356,1 | 557,1 | 12,46 | 628,4 | 25,7 | 603,62 | 80,48 | 3,35 | 125,2 | 33,7 | 20,12 |
| | IPE 330 | 11766,9 | 713,1 | 13,71 | 804,3 | 30,8 | 788,00 | 98,50 | 3,55 | 153,7 | 38,7 | 28,15 |
| | IPE 360 | 16265,6 | 903,6 | 14,95 | 1019,1 | 35,1 | 1043,20 | 122,73 | 3,79 | 191,1 | 45,3 | 37,32 |
| | IPE 400 | 23128,4 | 1156,4 | 16,55 | 1307,1 | 42,7 | 1317,58 | 146,40 | 3,95 | 229,0 | 51,1 | 51,08 |
| | IPE 450 | 33742,9 | 1499,7 | 18,48 | 1701,8 | 50,8 | 1675,35 | 176,35 | 4,12 | 276,4 | 58,3 | 66,87 |
| | IPE 500 | 48198,5 | 1927,9 | 20,43 | 2194,1 | 59,9 | 2140,90 | 214,09 | 4,30 | 335,9 | 67,2 | 89,29 |
| IPE 550 | 67116,5 | 2440,6 | 22,35 | 2787,0 | 72,3 | 2666,49 | 253,95 | 4,45 | 400,5 | 76,1 | 123,24 | |
| IPE 600 | 92083,5 | 3069,4 | 24,30 | 3512,4 | 83,8 | 3385,78 | 307,80 | 4,66 | 485,6 | 87,9 | 165,42 | |

Poutrelles

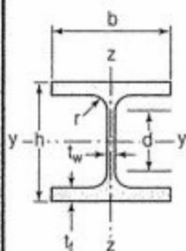
MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

| HEA |  | Dimensions | | | | | | Masse par mètre | Aire de la section |
|----------|---|------------|------|----------------|----------------|-----|----------------|-----------------|--------------------|
| | | h | b | a | e | r | h ₁ | P | A |
| | | h | b | t _w | t _f | r | d | P | A |
| | | mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² |
| HEA 100 | 96 | 100 | 5,0 | 8 | 12 | 56 | 16,7 | 21,2 | |
| HEA 120 | 114 | 120 | 5,0 | 8 | 12 | 74 | 19,9 | 25,3 | |
| HEA 140 | 133 | 140 | 5,5 | 8,5 | 12 | 92 | 24,7 | 31,4 | |
| HEA 160 | 152 | 160 | 6,0 | 9 | 15 | 104 | 30,4 | 38,8 | |
| HEA 180 | 171 | 180 | 6,0 | 9,5 | 15 | 122 | 35,5 | 45,3 | |
| HEA 200 | 190 | 200 | 6,5 | 10 | 18 | 134 | 42,3 | 53,8 | |
| HEA 220 | 210 | 220 | 7,0 | 11 | 18 | 152 | 50,5 | 64,3 | |
| HEA 240 | 230 | 240 | 7,5 | 12 | 21 | 164 | 60,3 | 76,8 | |
| HEA 260 | 250 | 260 | 7,5 | 12,5 | 24 | 177 | 68,2 | 86,8 | |
| HEA 280 | 270 | 280 | 8,0 | 13 | 24 | 196 | 76,4 | 97,3 | |
| HEA 300 | 290 | 300 | 8,5 | 14 | 27 | 208 | 88,3 | 112,5 | |
| HEA 320 | 310 | 300 | 9,0 | 15,5 | 27 | 225 | 97,6 | 124,4 | |
| HEA 340 | 330 | 300 | 9,5 | 16,5 | 27 | 243 | 104,8 | 133,5 | |
| HEA 360 | 350 | 300 | 10,0 | 17,5 | 27 | 261 | 112,1 | 142,8 | |
| HEA 400 | 390 | 300 | 11,0 | 19 | 27 | 298 | 124,8 | 159,0 | |
| HEA 450 | 440 | 300 | 11,5 | 21 | 27 | 344 | 139,8 | 178,0 | |
| HEA 500 | 490 | 300 | 12,0 | 23 | 27 | 390 | 155,1 | 197,5 | |
| HEA 550 | 540 | 300 | 12,5 | 24 | 27 | 438 | 166,2 | 211,8 | |
| HEA 600 | 590 | 300 | 13,0 | 25 | 27 | 486 | 177,8 | 226,5 | |
| HEA 650 | 640 | 300 | 13,5 | 26 | 27 | 534 | 189,7 | 241,6 | |
| HEA 700 | 690 | 300 | 14,5 | 27 | 27 | 582 | 204,5 | 260,5 | |
| HEA 800 | 790 | 300 | 15,0 | 28 | 30 | 674 | 224,4 | 285,8 | |
| HEA 900 | 890 | 300 | 16 | 30 | 30 | 770 | 251,6 | 320,5 | |
| HEA 1000 | 990 | 300 | 16,5 | 31 | 30 | 868 | 272,3 | 346,8 | |

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-201
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

HEA (suite)

| | I_x | I_x/V_x | i_x | - | - | I_y | I_y/V_y | i_y | - | - | J |
|----------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | I_y | $W_{el,y}$ | i_y | $W_{pl,y}$ | A_{vz} | I_z | $W_{el,z}$ | i_z | $W_{pl,z}$ | A_{vy} | I_t |
| | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ |
| HEA 100 | 349,2 | 72,8 | 4,06 | 83,0 | 7,6 | 133,8 | 26,8 | 2,51 | 41,1 | 16,9 | 5,24 |
| HEA 120 | 606,2 | 106,3 | 4,89 | 119,5 | 8,5 | 230,9 | 38,5 | 3,02 | 58,9 | 20,1 | 5,99 |
| HEA 140 | 1033,1 | 155,4 | 5,73 | 173,5 | 10,1 | 389,3 | 55,6 | 3,52 | 84,8 | 24,8 | 8,13 |
| HEA 160 | 1673,0 | 220,1 | 6,57 | 245,1 | 13,2 | 615,5 | 76,9 | 3,98 | 117,6 | 30,1 | 12,19 |
| HEA 180 | 2510,3 | 293,6 | 7,45 | 324,9 | 14,5 | 924,6 | 102,7 | 4,52 | 156,5 | 35,5 | 14,80 |
| HEA 200 | 3692,2 | 388,6 | 8,28 | 429,5 | 18,1 | 1335,6 | 133,6 | 4,98 | 203,8 | 41,6 | 20,98 |
| HEA 220 | 5409,7 | 515,2 | 9,17 | 568,5 | 20,7 | 1954,5 | 177,7 | 5,51 | 270,6 | 50,2 | 28,46 |
| HEA 240 | 7763,2 | 675,1 | 10,05 | 744,6 | 25,2 | 2768,9 | 230,7 | 6,00 | 351,7 | 59,7 | 41,55 |
| HEA 260 | 10455,0 | 836,4 | 10,97 | 919,8 | 28,8 | 3668,2 | 282,2 | 6,50 | 430,2 | 67,4 | 52,37 |
| HEA 280 | 13673,3 | 1012,8 | 11,86 | 1112,2 | 31,7 | 4763,0 | 340,2 | 7,00 | 518,1 | 75,4 | 62,10 |
| HEA 300 | 18263,5 | 1259,63 | 12,74 | 1383,3 | 37,3 | 6310,5 | 420,7 | 7,49 | 641,2 | 87,0 | 85,17 |
| HEA 320 | 22928,6 | 1479,3 | 13,58 | 1628,1 | 41,1 | 6985,8 | 465,7 | 7,49 | 709,7 | 96,2 | 107,97 |
| HEA 340 | 27693,1 | 1678,4 | 14,40 | 1850,5 | 45,0 | 7436,3 | 495,8 | 7,46 | 755,9 | 102,5 | 127,20 |
| HEA 360 | 33089,8 | 1890,8 | 15,22 | 2088,5 | 49,0 | 7886,8 | 525,8 | 7,43 | 802,3 | 108,7 | 148,82 |
| HEA 400 | 45069,4 | 2311,3 | 16,84 | 2561,8 | 57,3 | 8563,1 | 570,9 | 7,34 | 872,9 | 118,2 | 189,04 |
| HEA 450 | 63721,6 | 2896,4 | 18,92 | 3215,9 | 65,8 | 9464,2 | 630,9 | 7,29 | 965,5 | 130,4 | 243,76 |
| HEA 500 | 86974,8 | 3550,0 | 20,98 | 3948,9 | 74,7 | 10365,6 | 691,0 | 7,24 | 1058,5 | 142,7 | 309,27 |
| HEA 550 | 111932,2 | 4145,6 | 22,99 | 4621,8 | 83,7 | 10817,2 | 721,1 | 7,15 | 1106,9 | 148,9 | 351,54 |
| HEA 600 | 141208,1 | 4786,7 | 24,97 | 5350,4 | 93,2 | 11269,1 | 751,3 | 7,05 | 1155,7 | 155,2 | 397,81 |
| HEA 650 | 175178,2 | 5474,3 | 26,93 | 6136,3 | 103,2 | 11721,3 | 781,4 | 6,96 | 1204,8 | 161,5 | 448,30 |
| HEA 700 | 215301,4 | 6240,6 | 28,75 | 7031,8 | 117,0 | 12175,5 | 811,7 | 6,84 | 1256,7 | 168,0 | 513,89 |
| HEA 800 | 303442,6 | 7682,1 | 32,58 | 8699,5 | 138,8 | 12634,7 | 842,3 | 6,65 | 1312,3 | 174,8 | 596,87 |
| HEA 900 | 422075,0 | 9484,8 | 36,29 | 10811,0 | 163,3 | 13542,4 | 902,8 | 6,50 | 1414,5 | 187,4 | 736,77 |
| HEA 1000 | 553846,2 | 11188,8 | 39,96 | 12824,4 | 184,6 | 13998,9 | 933,3 | 6,35 | 1469,7 | 193,7 | 822,41 |

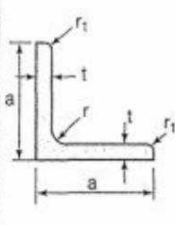
7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

| MATIÈRE | Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025. | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|---|----|-----|----|----------------|-----------------|--------------------|----------------------------|---------------------------------|---|---------------------------------|--|
| | Dimensions | | | | | Masse par mètre | Aire de la section | Caractéristiques de calcul | | | | |
| CORNIÈRES À AILES ÉGALES | | | | | | | | Axe yy = Axe zz | | | | |
| | a | a | e | r | r ₁ | P | A | d | I _x = I _y | I _x /d _x = I _y /d _y | i _x = i _y | |
| | a | a | t | r | r ₁ | P | A | d | I _y = I _z | W _{el,y} = W _{el,z} | i _y = i _z | |
| | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² | cm | cm ⁴ | cm ³ | cm | |
| L 20 x 20 x 3 | 20 | 20 | 3 | 4 | 2 | 0,88 | 1,13 | 0,60 | 0,39 | 0,28 | 0,59 | |
| L 25 x 25 x 3 | 25 | 25 | 3 | 4 | 2 | 1,12 | 1,43 | 0,72 | 0,80 | 0,45 | 0,75 | |
| L 25 x 25 x 4 | 25 | 25 | 4 | 4 | 2 | 1,46 | 1,86 | 0,76 | 1,01 | 0,58 | 0,74 | |
| L 25 x 25 x 5 | 25 | 25 | 5 | 5 | 2,5 | 1,79 | 2,28 | 0,79 | 1,19 | 0,70 | 0,72 | |
| L 30 x 30 x 3 | 30 | 30 | 3 | 5 | 2,5 | 1,36 | 1,74 | 0,84 | 1,40 | 0,65 | 0,90 | |
| L 30 x 30 x 3,5 | 30 | 30 | 3,5 | 5 | 2,5 | 1,57 | 2,00 | 0,86 | 1,61 | 0,75 | 0,90 | |
| L 30 x 30 x 4 | 30 | 30 | 4 | 5 | 2,5 | 1,78 | 2,27 | 0,88 | 1,80 | 0,85 | 0,89 | |
| L 30 x 30 x 5 | 30 | 30 | 5 | 5 | 2,5 | 2,18 | 2,78 | 0,92 | 2,16 | 1,04 | 0,88 | |
| L 35 x 35 x 3,5 | 35 | 35 | 3,5 | 4 | 2 | 1,84 | 2,34 | 0,99 | 2,66 | 1,06 | 1,06 | |
| L 35 x 35 x 4 | 35 | 35 | 4 | 5 | 2,5 | 2,09 | 2,67 | 1,00 | 2,95 | 1,18 | 1,05 | |
| L 35 x 35 x 5 | 35 | 35 | 5 | 5 | 2,5 | 2,57 | 3,28 | 1,04 | 3,56 | 1,45 | 1,04 | |
| L 40 x 40 x 3 | 40 | 40 | 3 | 5 | 2,5 | 1,83 | 2,34 | 1,08 | 3,49 | 1,20 | 1,22 | |
| L 40 x 40 x 4 | 40 | 40 | 4 | 6 | 3 | 2,42 | 3,08 | 1,12 | 4,47 | 1,55 | 1,21 | |
| L 40 x 40 x 5 | 40 | 40 | 5 | 6 | 3 | 2,97 | 3,79 | 1,16 | 5,43 | 1,91 | 1,20 | |
| L 40 x 40 x 6 | 40 | 40 | 6 | 6 | 3 | 3,52 | 4,48 | 1,20 | 6,31 | 2,26 | 1,19 | |
| L 45 x 45 x 3 | 45 | 45 | 3 | 5 | 2,5 | 2,07 | 2,64 | 1,21 | 5,05 | 1,53 | 1,38 | |
| L 45 x 45 x 4 | 45 | 45 | 4 | 5 | 2,5 | 2,72 | 3,47 | 1,25 | 6,55 | 2,02 | 1,37 | |
| L 45 x 45 x 4,5 | 45 | 45 | 4,5 | 7 | 3,5 | 3,06 | 3,90 | 1,26 | 7,15 | 2,20 | 1,35 | |
| L 45 x 45 x 5 | 45 | 45 | 5 | 7 | 3,5 | 3,38 | 4,30 | 1,28 | 7,84 | 2,43 | 1,35 | |
| L 45 x 45 x 6 | 45 | 45 | 6 | 7 | 3,5 | 4,00 | 5,09 | 1,32 | 9,16 | 2,88 | 1,34 | |
| L 50 x 50 x 3 | 50 | 50 | 3 | 5 | 2,5 | 2,31 | 2,94 | 1,33 | 7,01 | 1,91 | 1,54 | |
| L 50 x 50 x 4 | 50 | 50 | 4 | 5 | 2,5 | 3,04 | 3,87 | 1,38 | 9,12 | 2,52 | 1,54 | |
| L 50 x 50 x 5 | 50 | 50 | 5 | 7 | 3,5 | 3,77 | 4,80 | 1,40 | 10,96 | 3,05 | 1,51 | |
| L 50 x 50 x 6 | 50 | 50 | 6 | 7 | 3,5 | 4,47 | 5,69 | 1,45 | 12,84 | 3,61 | 1,50 | |
| L 50 x 50 x 7 | 50 | 50 | 7 | 7 | 3,5 | 5,15 | 6,56 | 1,49 | 14,61 | 4,16 | 1,49 | |
| L 50 x 50 x 8 | 50 | 50 | 8 | 7 | 3,5 | 5,82 | 7,41 | 1,52 | 16,28 | 4,68 | 1,48 | |
| L 55 x 55 x 6 | 55 | 55 | 6 | 7 | 3,5 | 4,94 | 6,29 | 1,57 | 17,40 | 4,43 | 1,66 | |

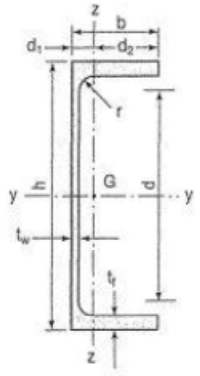
Laminées marchands usuels

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

| CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite) |  | Dimensions | | | | | Masse par mètre | Aire de la section | Caractéristiques de calcul | | | |
|---|---|------------|-----|----|-----|----------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------------|---|---------------------------------|
| | | a | a | e | r | r ₁ | | | Axe yy = Axe zz | | | |
| | | a | a | t | r | r ₁ | P | A | d | I _x = I _y | I _x /d _x = I _y /d _y | i _x = i _y |
| | | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² | cm | cm ⁴ | cm ³ | cm |
| L 60 x 60 x 4 | 60 | 60 | 4 | 5 | 2,5 | 3,66 | 4,67 | 1,63 | 16,11 | 3,68 | 1,86 | |
| L 60 x 60 x 5 | 60 | 60 | 5 | 6 | 3 | 4,54 | 5,79 | 1,66 | 19,61 | 4,52 | 1,84 | |
| L 60 x 60 x 6 | 60 | 60 | 6 | 8 | 4 | 5,42 | 6,91 | 1,69 | 22,79 | 5,29 | 1,82 | |
| L 60 x 60 x 7 | 60 | 60 | 7 | 8 | 4 | 6,26 | 7,98 | 1,73 | 26,05 | 6,10 | 1,81 | |
| L 60 x 60 x 8 | 60 | 60 | 8 | 8 | 4 | 7,09 | 9,03 | 1,77 | 29,15 | 6,89 | 1,80 | |
| L x 60 x 10 | 60 | 60 | 10 | 12 | 6 | 8,76 | 11,15 | 1,83 | 34,26 | 8,21 | 1,75 | |
| L 65 x 65 x 5 | 65 | 65 | 5 | 7 | 3,5 | 4,95 | 6,30 | 1,78 | 25,07 | 5,31 | 1,99 | |
| L 65 x 65 x 6 | 65 | 65 | 6 | 8 | 4 | 5,89 | 7,51 | 1,81 | 29,36 | 6,26 | 1,98 | |
| L 65 x 65 x 7 | 65 | 65 | 7 | 8 | 4 | 6,81 | 8,68 | 1,85 | 33,60 | 7,23 | 1,97 | |
| L 65 x 65 x 8 | 65 | 65 | 8 | 8 | 4 | 7,72 | 9,83 | 1,89 | 37,66 | 8,18 | 1,96 | |
| L 65 x 65 x 9 | 65 | 65 | 9 | 9 | 4,5 | 8,62 | 10,98 | 1,93 | 41,37 | 9,05 | 1,94 | |
| L 70 x 70 x 5 | 70 | 70 | 5 | 6 | 3 | 5,33 | 6,79 | 1,91 | 31,76 | 6,24 | 2,16 | |
| L 70 x 70 x 6 | 70 | 70 | 6 | 9 | 4,5 | 6,38 | 8,13 | 1,93 | 36,88 | 7,27 | 2,13 | |
| L 70 x 70 x 7 | 70 | 70 | 7 | 9 | 4,5 | 7,38 | 9,40 | 1,97 | 42,30 | 8,41 | 2,12 | |
| L 70 x 70 x 9 | 70 | 70 | 9 | 9 | 4,5 | 9,32 | 11,88 | 2,05 | 52,47 | 10,60 | 2,10 | |
| L 75 x 75 x 5 | 75 | 75 | 5 | 6 | 3 | 5,72 | 7,29 | 2,04 | 39,37 | 7,20 | 2,32 | |
| L 75 x 75 x 6 | 75 | 75 | 6 | 9 | 4,5 | 6,85 | 8,73 | 2,05 | 45,83 | 8,41 | 2,29 | |
| L 75 x 75 x 7 | 75 | 75 | 7 | 9 | 4,5 | 7,93 | 10,10 | 2,10 | 52,61 | 9,74 | 2,28 | |
| L 75 x 75 x 8 | 75 | 75 | 8 | 9 | 4,5 | 8,99 | 11,45 | 2,14 | 59,13 | 11,03 | 2,27 | |
| L 75 x 75 x 10 | 75 | 75 | 10 | 10 | 5 | 11,07 | 14,11 | 2,21 | 71,17 | 13,46 | 2,25 | |
| L 80 x 80 x 5 | 80 | 80 | 5 | 6 | 3 | 6,11 | 7,79 | 2,16 | 48,11 | 8,24 | 2,49 | |
| L 80 x 80 x 5,5 | 80 | 80 | 5,5 | 10 | 5 | 6,75 | 8,60 | 2,14 | 51,52 | 8,80 | 2,45 | |
| L 80 x 80 x 6 | 80 | 80 | 6 | 10 | 5 | 7,34 | 9,35 | 2,17 | 55,82 | 9,57 | 2,44 | |
| L 80 x 80 x 6,5 | 80 | 80 | 6,5 | 10 | 5 | 7,92 | 10,08 | 2,19 | 60,04 | 10,34 | 2,44 | |
| L 80 x 80 x 8 | 80 | 80 | 8 | 10 | 5 | 9,63 | 12,27 | 2,26 | 72,25 | 12,58 | 2,43 | |
| L 80 x 80 x 10 | 80 | 80 | 10 | 10 | 5 | 11,86 | 15,11 | 2,34 | 87,50 | 15,45 | 2,41 | |
| L 90 x 90 x 6 | 90 | 90 | 6 | 11 | 5,5 | 8,30 | 10,57 | 2,41 | 80,31 | 12,18 | 2,76 | |
| L 90 x 90 x 7 | 90 | 90 | 7 | 11 | 5,5 | 9,61 | 12,24 | 2,45 | 92,55 | 14,13 | 2,75 | |
| L 90 x 90 x 8 | 90 | 90 | 8 | 11 | 5,5 | 10,90 | 13,89 | 2,50 | 104,38 | 16,05 | 2,74 | |
| L 90 x 90 x 9 | 90 | 90 | 9 | 11 | 5,5 | 12,18 | 15,52 | 2,54 | 115,83 | 17,93 | 2,73 | |
| L 90 x 90 x 10 | 90 | 90 | 10 | 11 | 5,5 | 13,45 | 17,13 | 2,58 | 126,91 | 19,77 | 2,72 | |
| L 90 x 90 x 11 | 90 | 90 | 11 | 11 | 5,5 | 14,70 | 18,72 | 2,62 | 137,64 | 21,57 | 2,71 | |
| L 90 x 90 x 12 | 90 | 90 | 12 | 11 | 5,5 | 15,93 | 20,29 | 2,66 | 148,03 | 23,34 | 2,70 | |

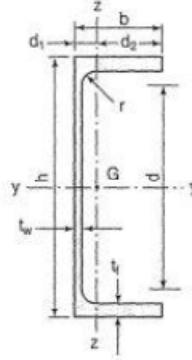
Poutrelles

MATIÈRE Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



| Profils | Dimensions | | | | | | Masse par mètre | Aire de la section | Position du centre de gravité | |
|---------|------------|-----|----------------|----------------|------|----------------|-----------------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| | h | b | a | e | r | h ₁ | P | A | d ₁ | d ₂ = v _y |
| | h | b | t _w | t _f | r | d | P | A | d ₁ | d ₂ = v _z |
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² | cm | cm |
| UAP 80 | 80 | 45 | 5,0 | 8,0 | 8,0 | 48 | 8,38 | 10,67 | 1,61 | 2,89 |
| UAP 100 | 100 | 50 | 5,5 | 8,5 | 8,5 | 66 | 10,50 | 13,38 | 1,70 | 3,30 |
| UAP 130 | 130 | 55 | 6,0 | 9,5 | 9,5 | 92 | 13,74 | 17,50 | 1,77 | 3,73 |
| UAP 150 | 150 | 65 | 7,0 | 10,3 | 10,3 | 109 | 17,93 | 22,84 | 2,05 | 4,45 |
| UAP 175 | 175 | 70 | 7,5 | 10,8 | 10,8 | 132 | 21,24 | 27,06 | 2,12 | 4,88 |
| UAP 200 | 200 | 75 | 8,0 | 11,5 | 11,5 | 154 | 25,10 | 31,98 | 2,22 | 5,28 |
| UAP 220 | 220 | 80 | 8,0 | 12,5 | 12,5 | 170 | 28,47 | 36,27 | 2,40 | 5,60 |
| UAP 250 | 250 | 85 | 9,0 | 13,5 | 13,5 | 196 | 34,38 | 43,80 | 2,45 | 6,05 |
| UAP 300 | 300 | 100 | 9,5 | 16,0 | 16,0 | 236 | 45,97 | 58,56 | 2,96 | 7,04 |

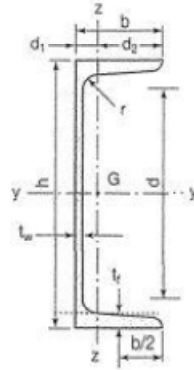
Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

| NORMES DE RÉFÉRENCE | Dimensions : NF A 45-255 Tolérances : NF A 45-255 | | | | | | | | | | | |
|---------------------|---|-----------------|-----------------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------|-----------------|--------------------------------------|-----------------|
| UAP (suite) |  | | | | | | | | | | | |
| | Caractéristiques de calcul | | | | | | | | | | Moment d'inertie de torsion | |
| | Profils | I_x | I_x/v_x | i_x | - | - | I_y | I_y/v_y | i_y | - | - | J |
| | | I_y | $W_{el,y}$ | i_y | $W_{pl,y}$ | A_{vz} | I_z | $W_{el,z}$ | i_z | $W_{pl,z}$ | A_{vy} | I_t |
| | | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ |
| | UAP 80 | 107,13 | 26,78 | 3,17 | 31,87 | 4,51 | 21,33 | 7,38 | 1,41 | 13,70 | 7,20 | 1,90 |
| | UAP 100 | 209,50 | 41,90 | 3,96 | 49,59 | 6,07 | 32,83 | 9,95 | 1,57 | 18,54 | 8,50 | 2,65 |
| | UAP 130 | 459,56 | 70,70 | 5,12 | 83,51 | 8,52 | 51,34 | 13,78 | 1,71 | 25,64 | 10,45 | 4,15 |
| | UAP 150 | 796,06 | 106,14 | 5,90 | 125,27 | 11,28 | 93,25 | 20,97 | 2,02 | 38,91 | 13,33 | 6,51 |
| | UAP 175 | 1269,99 | 145,14 | 6,85 | 171,47 | 13,97 | 126,36 | 25,92 | 2,16 | 47,62 | 15,05 | 8,43 |
| UAP 200 | 1945,85 | 194,59 | 7,80 | 230,12 | 16,97 | 169,69 | 32,13 | 2,30 | 58,49 | 17,25 | 11,24 | |
| UAP 220 | 2709,93 | 246,36 | 8,64 | 289,90 | 18,83 | 222,31 | 39,68 | 2,48 | 72,78 | 20,00 | 14,40 | |
| UAP 250 | 4136,42 | 330,91 | 9,72 | 391,76 | 23,89 | 295,44 | 48,87 | 2,60 | 87,94 | 22,95 | 20,38 | |
| UAP 300 | 8170,18 | 544,68 | 11,81 | 639,31 | 30,64 | 562,07 | 79,88 | 3,10 | 146,23 | 32,00 | 36,30 | |

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Inclinaison des ailes :
 $h \leq 300 : 8 \%$
 $h > 300 : 5 \%$

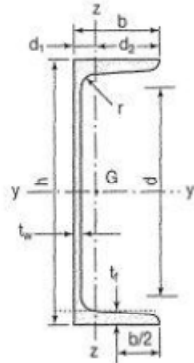
UPN

| Profils | Dimensions | | | | | | | Masse par mètre | Aire de la section | Position du centre de gravité | |
|---------|------------|-----|----------------|----------------|------|----------------|----------------|-----------------|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| | h | b | a | e | r | r ₁ | h ₁ | P | A | d ₁ | d ₂ = v _y |
| | h | b | t _w | t _f | r | r ₁ | d | P | A | d ₁ | d ₂ = v _z |
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² | cm | cm |
| UPN 80 | 80 | 45 | 6,0 | 8,0 | 8,0 | 4,00 | 47 | 8,7 | 11,0 | 1,45 | 3,05 |
| UPN 100 | 100 | 50 | 6,0 | 8,5 | 8,5 | 4,50 | 64 | 10,6 | 13,5 | 1,55 | 3,45 |
| UPN 120 | 120 | 55 | 7,0 | 9,0 | 9,0 | 4,50 | 82 | 13,3 | 17,0 | 1,61 | 3,89 |
| UPN 140 | 140 | 60 | 7,0 | 10,0 | 10,0 | 5,00 | 98 | 16,0 | 20,4 | 1,76 | 4,24 |
| UPN 160 | 160 | 65 | 7,5 | 10,5 | 10,5 | 5,50 | 116 | 18,9 | 24,0 | 1,84 | 4,66 |
| UPN 180 | 180 | 70 | 8,0 | 11,0 | 11,0 | 6,00 | 133 | 21,9 | 27,9 | 1,92 | 5,08 |
| UPN 200 | 200 | 75 | 8,5 | 11,5 | 11,5 | 6,50 | 151 | 25,2 | 32,2 | 2,01 | 5,49 |
| UPN 220 | 220 | 80 | 9,0 | 12,5 | 12,5 | 6,50 | 167 | 29,4 | 37,4 | 2,14 | 5,86 |
| UPN 240 | 240 | 85 | 9,5 | 13,0 | 13,0 | 7,00 | 185 | 33,2 | 42,3 | 2,23 | 6,27 |
| UPN 260 | 260 | 90 | 10,0 | 14,0 | 14,0 | 7,50 | 201 | 37,9 | 48,3 | 2,36 | 6,64 |
| UPN 280 | 280 | 95 | 10,0 | 15,0 | 15,0 | 8,00 | 216 | 41,9 | 53,4 | 2,53 | 6,97 |
| UPN 300 | 300 | 100 | 10,0 | 16,0 | 16,0 | 8,00 | 231 | 46,1 | 58,8 | 2,70 | 7,30 |

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

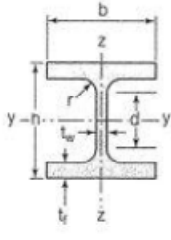
Dimensions : NF A 45-202
Tolérances : NF A 45-210



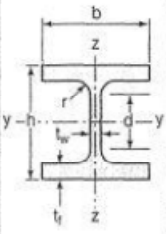
Inclinaison des ailes :
h ≤ 300 : 8 %
h > 300 : 5 %

**UPN
(suite)**

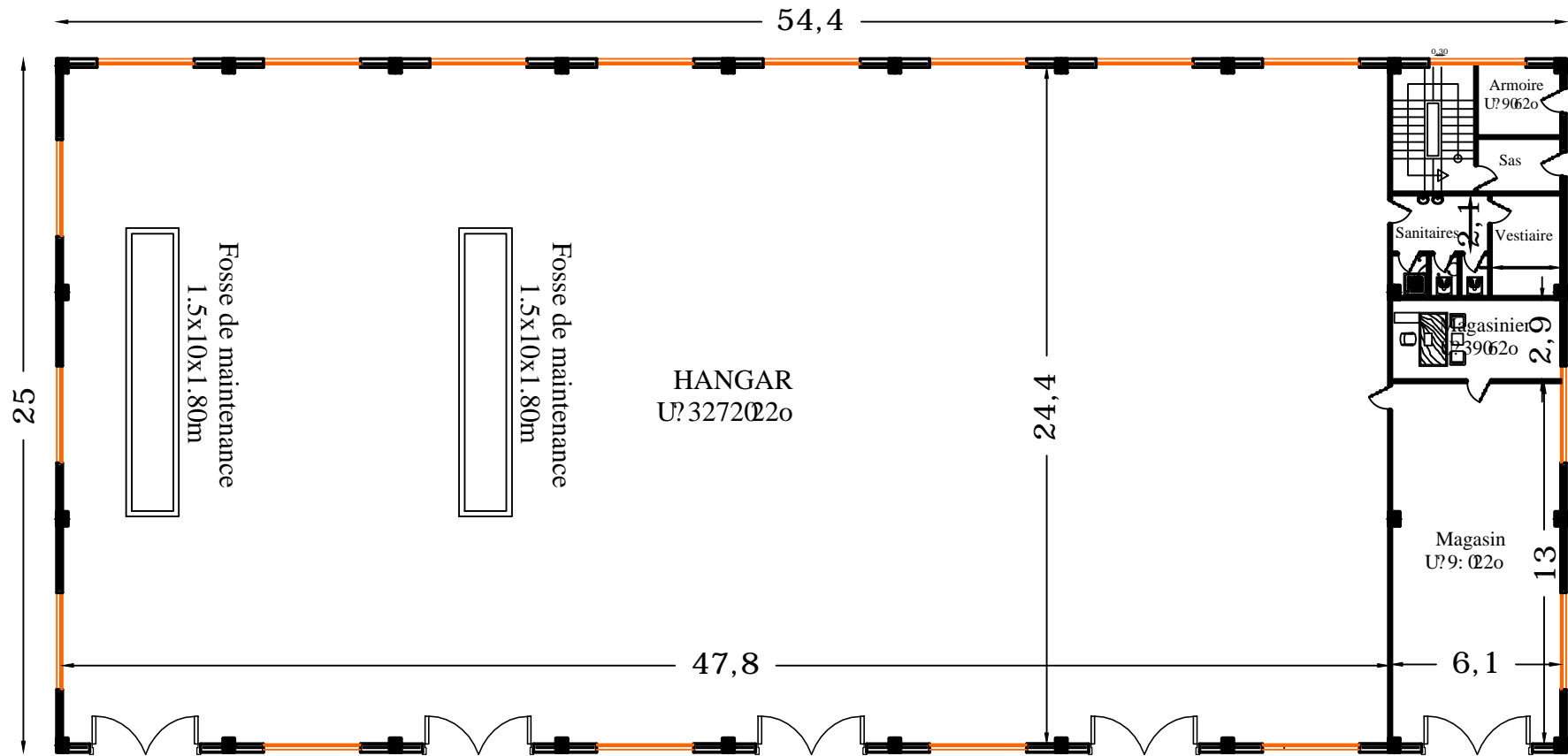
| Profils | Caractéristiques de calcul | | | | | | | | | | Moment d'inertie de torsion J |
|---------|----------------------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|----------------------------------|
| | I_x | I_x/v_x | i_x | - | - | I_y | I_y/v_y | i_y | - | J | |
| | I_y | $W_{el,y}$ | i_y | $W_{pl,y}$ | A_{vz} | I_z | $W_{el,z}$ | i_z | $W_{pl,z}$ | I_t | |
| | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ⁴ | |
| UPN 80 | 106 | 26,5 | 3,1 | 31,8 | 5,10 | 19,4 | 6,4 | 1,33 | 12,1 | 2,16 | |
| UPN 100 | 206 | 41,2 | 3,9 | 49,0 | 6,46 | 29,3 | 8,5 | 1,47 | 16,2 | 2,81 | |
| UPN 120 | 364 | 60,7 | 4,6 | 72,6 | 8,80 | 43,2 | 11,1 | 1,59 | 21,2 | 4,15 | |
| UPN 140 | 605 | 86,4 | 5,5 | 103,0 | 10,41 | 62,7 | 14,8 | 1,75 | 28,3 | 5,68 | |
| UPN 160 | 925 | 116,0 | 6,2 | 138,0 | 12,60 | 85,3 | 18,3 | 1,89 | 35,2 | 7,39 | |
| UPN 180 | 1350 | 150,0 | 7,0 | 179,0 | 15,09 | 114,0 | 22,4 | 2,02 | 42,9 | 9,55 | |
| UPN 200 | 1910 | 191,0 | 7,7 | 228,0 | 17,71 | 148,0 | 27,0 | 2,14 | 51,8 | 11,90 | |
| UPN 220 | 2690 | 245,0 | 8,5 | 292,0 | 20,62 | 197,0 | 33,6 | 2,30 | 64,1 | 16,00 | |
| UPN 240 | 3600 | 300,0 | 9,2 | 358,0 | 23,71 | 248,0 | 39,6 | 2,42 | 75,7 | 19,70 | |
| UPN 260 | 4820 | 371,0 | 10,0 | 442,0 | 27,12 | 317,0 | 47,7 | 2,56 | 91,6 | 25,50 | |
| UPN 280 | 6280 | 448,0 | 10,9 | 532,0 | 29,28 | 399,0 | 57,2 | 2,74 | 109,0 | 31,00 | |
| UPN 300 | 8030 | 535,0 | 11,7 | 632,0 | 31,77 | 495,0 | 67,8 | 2,90 | 130,0 | 37,40 | |

| Poutrelles | | | | | | | | |
|---|--|-----|----------------|----------------|----|----------------|-----------------|--------------------|
| MATIÈRE | Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025. | | | | | | | |
|  | Dimensions | | | | | | Masse par mètre | Aire de la section |
| | h | b | a | e | r | h ₁ | P | A |
| | h | b | t _w | t _f | r | d | P | A |
| | mm | mm | mm | mm | mm | mm | kg/m | cm ² |
| HEB 100 | 100 | 100 | 6,0 | 10 | 12 | 56 | 20,4 | 26,0 |
| HEB 120 | 120 | 120 | 6,5 | 11 | 12 | 74 | 26,7 | 34,0 |
| HEB 140 | 140 | 140 | 7,0 | 12 | 12 | 92 | 33,7 | 43,0 |
| HEB 160 | 160 | 160 | 8,0 | 13 | 15 | 104 | 42,6 | 54,3 |
| HEB 180 | 180 | 180 | 8,5 | 14 | 15 | 122 | 51,2 | 65,3 |
| HEB 200 | 200 | 200 | 9,0 | 15 | 18 | 134 | 61,3 | 78,1 |
| HEB 220 | 220 | 220 | 9,5 | 16 | 18 | 152 | 71,5 | 91,0 |
| HEB 240 | 240 | 240 | 10,0 | 17 | 21 | 164 | 83,2 | 106,0 |
| HEB 260 | 260 | 260 | 10,0 | 17,5 | 24 | 177 | 93,0 | 118,4 |
| HEB 280 | 280 | 280 | 10,5 | 18 | 24 | 196 | 103,1 | 131,4 |
| HEB 300 | 300 | 300 | 11,0 | 19 | 27 | 208 | 117,0 | 149,1 |
| HEB 320 | 320 | 300 | 11,5 | 20,5 | 27 | 225 | 126,7 | 161,3 |
| HEB 340 | 340 | 300 | 12,0 | 21,5 | 27 | 243 | 134,2 | 170,9 |
| HEB 360 | 360 | 300 | 12,5 | 22,5 | 27 | 261 | 141,8 | 180,6 |
| HEB 400 | 400 | 300 | 13,5 | 24 | 27 | 298 | 155,3 | 197,8 |
| HEB 450 | 450 | 300 | 14,0 | 26 | 27 | 344 | 171,1 | 218,0 |
| HEB 500 | 500 | 300 | 14,5 | 28 | 27 | 390 | 187,3 | 238,6 |
| HEB 550 | 550 | 300 | 15,0 | 29 | 27 | 438 | 199,4 | 254,1 |
| HEB 600 | 600 | 300 | 15,5 | 30 | 27 | 486 | 211,9 | 270,0 |
| HEB 650 | 650 | 300 | 16,0 | 31 | 27 | 534 | 224,8 | 286,3 |
| HEB 700 | 700 | 300 | 17,0 | 32 | 27 | 582 | 240,5 | 306,4 |
| HEB 800 | 800 | 300 | 17,5 | 33 | 30 | 674 | 262,3 | 334,2 |
| HEB 900 | 900 | 300 | 18,5 | 35 | 30 | 770 | 291,5 | 371,3 |
| HEB 1000 | 1000 | 300 | 19,0 | 36 | 30 | 868 | 314,0 | 400,0 |

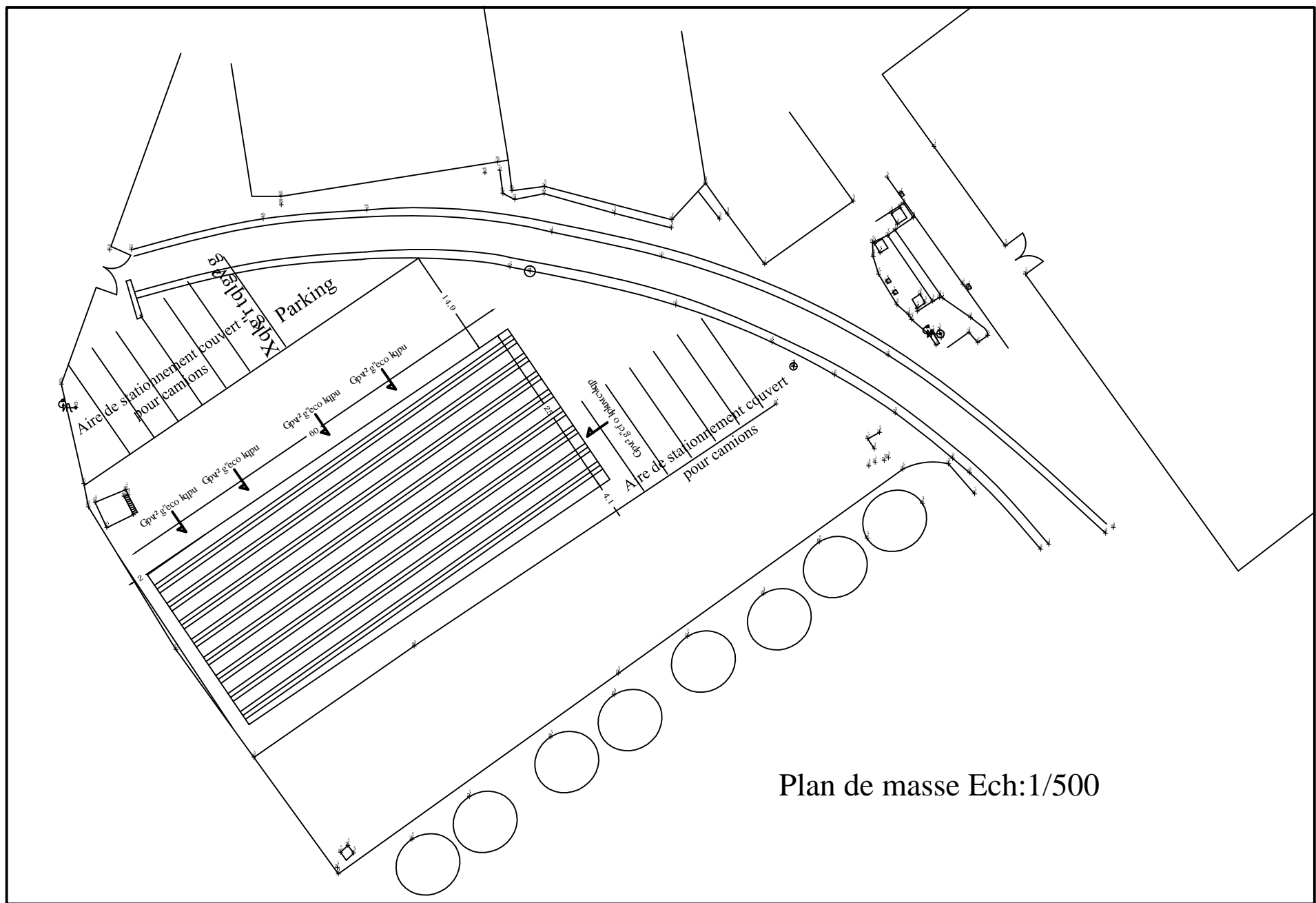
Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

| NORMES DE RÉFÉRENCE | Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034 | | | | | | | | | | |
|---------------------|---|----------------------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|
| |  | Caractéristiques de calcul | | | | | | | | | |
| I_x | | I_x/V_x | i_x | - | - | I_y | I_y/V_y | i_y | - | - | |
| I_y | | $W_{el,y}$ | I_y | $W_{pl,y}$ | A_{yz} | I_z | $W_{el,z}$ | I_z | $W_{pl,z}$ | A_{yz} | I_t |
| | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ³ | cm ² | cm ⁴ |
| HEB 100 | 449,5 | 89,9 | 4,16 | 104,2 | 9,0 | 167,2 | 33,4 | 2,53 | 51,4 | 21,1 | 9,25 |
| HEB 120 | 864,4 | 144,1 | 5,04 | 165,2 | 11,0 | 317,4 | 52,9 | 3,06 | 81,0 | 27,6 | 13,84 |
| HEB 140 | 1509,2 | 215,6 | 5,93 | 245,4 | 13,1 | 549,5 | 78,5 | 3,58 | 119,8 | 34,9 | 20,06 |
| HEB 160 | 2492,0 | 311,5 | 6,78 | 354,0 | 17,6 | 889,0 | 111,1 | 4,05 | 170,0 | 43,4 | 31,24 |
| HEB 180 | 3831,1 | 425,7 | 7,66 | 481,4 | 20,2 | 1362,5 | 151,4 | 4,57 | 231,0 | 52,4 | 42,16 |
| HEB 200 | 5696,2 | 569,6 | 8,54 | 642,5 | 24,8 | 2002,9 | 200,3 | 5,06 | 305,8 | 62,4 | 59,28 |
| HEB 220 | 8091,0 | 735,5 | 9,43 | 827,0 | 27,9 | 2842,7 | 258,4 | 5,59 | 393,9 | 73,0 | 76,57 |
| HEB 240 | 11259,3 | 938,3 | 10,31 | 1053,1 | 33,2 | 3921,9 | 326,8 | 6,08 | 498,4 | 84,7 | 102,69 |
| HEB 260 | 14919,4 | 1147,6 | 11,22 | 1282,9 | 37,6 | 5134,0 | 394,9 | 6,58 | 602,2 | 94,4 | 123,78 |
| HEB 280 | 19270,3 | 1376,4 | 12,11 | 1534,4 | 41,1 | 6593,7 | 471,0 | 7,08 | 717,6 | 104,4 | 143,72 |
| HEB 300 | 25165,7 | 1677,7 | 12,99 | 1868,7 | 47,4 | 8562,1 | 570,8 | 7,58 | 870,1 | 118,2 | 185,05 |
| HEB 320 | 30823,5 | 1926,5 | 13,82 | 2149,2 | 51,8 | 9237,7 | 615,8 | 7,57 | 939,1 | 127,4 | 225,07 |
| HEB 340 | 36656,4 | 2156,3 | 14,65 | 2408,1 | 56,1 | 9688,5 | 645,9 | 7,53 | 985,7 | 133,7 | 257,20 |
| HEB 360 | 43193,5 | 2399,6 | 15,46 | 2683,0 | 60,6 | 10139,4 | 676,0 | 7,49 | 1032,5 | 139,9 | 292,45 |
| HEB 400 | 57680,5 | 2884,0 | 17,08 | 3231,7 | 70,0 | 10816,5 | 721,1 | 7,40 | 1104,0 | 149,5 | 355,75 |
| HEB 450 | 79887,6 | 3550,6 | 19,14 | 3982,4 | 79,7 | 11718,4 | 781,2 | 7,33 | 1197,7 | 161,7 | 440,48 |
| HEB 500 | 107175,8 | 4287,0 | 21,19 | 4814,6 | 89,8 | 12620,6 | 814,4 | 7,27 | 1291,6 | 174,0 | 538,44 |
| HEB 550 | 136690,9 | 4970,6 | 23,20 | 5590,6 | 100,1 | 13073,2 | 871,5 | 7,17 | 1341,1 | 180,3 | 600,33 |
| HEB 600 | 171041,1 | 5701,4 | 25,17 | 6425,1 | 110,8 | 13526,1 | 901,7 | 7,08 | 1391,1 | 186,6 | 667,18 |
| HEB 650 | 210616,1 | 6480,5 | 27,12 | 7319,9 | 122,0 | 13979,4 | 932,0 | 6,99 | 1441,4 | 192,9 | 739,20 |
| HEB 700 | 256888,4 | 7339,7 | 28,96 | 8327,1 | 137,1 | 14435,4 | 962,4 | 6,86 | 1495,0 | 199,5 | 830,94 |
| HEB 800 | 359083,6 | 8977,1 | 32,78 | 10228,7 | 161,8 | 14896,9 | 993,1 | 6,68 | 1553,1 | 206,3 | 946,02 |
| HEB 900 | 494064,7 | 10979,2 | 36,48 | 12584,1 | 188,8 | 15808,0 | 1053,9 | 6,53 | 1658,3 | 219,0 | 1137,47 |
| HEB 1000 | 644748,3 | 12895,0 | 40,15 | 14855,1 | 212,5 | 16267,3 | 1084,5 | 6,38 | 1716,3 | 225,3 | 1254,42 |

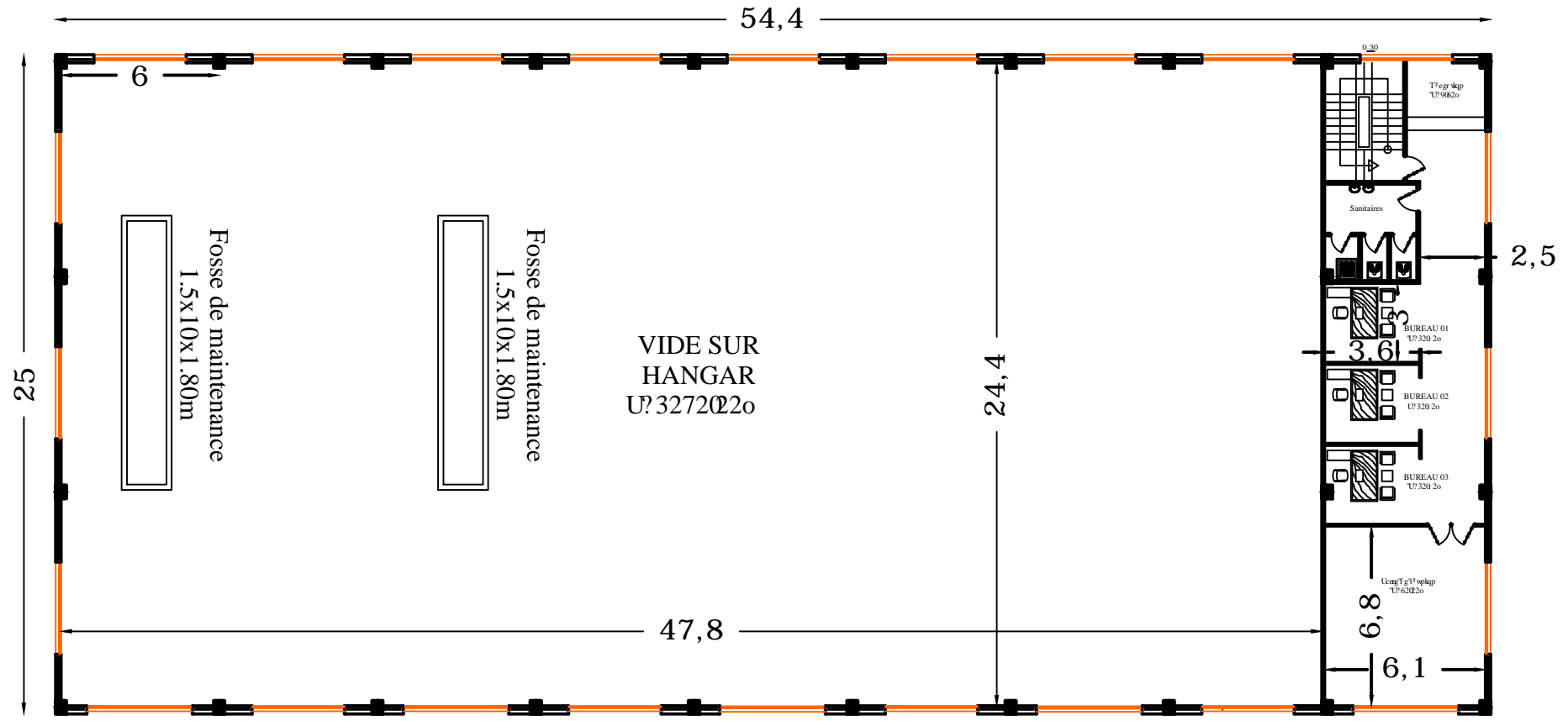
HEB
(suite)



PLAN RDC Ech 1/150



Plan de masse Ech:1/500



PLAN ETAGE 01 Ech 1/150