



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT INDUSTRIEL

Présenté par

MR. BENALI ZAKI

MR. HADJISSI WALID

MR. OUDENI Président

M^{LLE}. BOUGHAMSA Rapporteur

MR. BENYESSAD Examineur

Promotion 2013

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont été à mes côtés durant toute ma vie, et à toute ma famille.

Tous mes amis avec qui je garde de très bons souvenirs

BENALI ZAKI

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et auxquels je ne rendrai jamais assez, et ainsi que tous mes frères et sœurs et toute ma famille.

Mr BENALI ZAKI mon binôme pour son aide et sa compréhension pendant mon absence.

RAZIKA, MERIEM ET KHIREDDINE avec qui j'ai beaucoup partagé, ainsi que tous mes amis et amies.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2012-2013.

HADJISSI WALID

Remerciements

Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce modeste travail, en particulier :

Notre promoteur M^{lle} BOUGHAMSA pour sa présence et ses conseils.

Aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Nos amis.

Nous voudrions également témoigner notre reconnaissance à tous nos enseignants de la faculté des sciences et technologies particulièrement ceux du département de

GENIE CIVIL.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin merci

TABLE DES MATIERES

| | |
|--|-----------|
| INTRODUCTION GENERALE | 14 |
| CHAPITRE 1 GENERALITES | 16 |
| 1.1 INTRODUCTION | 16 |
| 1.2 DIMENSION DE L'OUVRAGE..... | 16 |
| 1.3 REGLEMENTS UTILISES : | 16 |
| 1.4 STABILITE DE LA STRUCTURE..... | 17 |
| 1.5 MATERIAUX UTILISE..... | 17 |
| 1.5.1 Acier de construction | 17 |
| 1.5.2 Béton..... | 18 |
| 1.5.3 Acier de ferrailage | 18 |
| CHAPITRE 2 ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS | 19 |
| 2.1 ACTIONS | 19 |
| 2.2 COMBINAISONS D'ACTION SELON L'EUROCODE 3 | 20 |
| 2.2.1 Combinaisons aux ELU..... | 20 |
| 2.2.2 Combinaison aux ELS | 20 |
| 2.3 COEFFICIENT PARTIELS DE SECURITE γ : | 21 |
| 2.4 COEFFICIENTS DE COMBINAISON Ψ | 21 |
| 2.5 VERIFICATION A EFFECTUER | 22 |
| 2.6 VALEURS LIMITES DES DEFORMATIONS : | 23 |
| 2.6.1 Verticalement : | 23 |
| 2.6.2 Horizontalement | 23 |
| 2.7 FACTEURS PARTIELS DE SECURITE | 25 |
| 2.7.1 Acier de construction | 25 |
| 2.7.2 Acier de ferrailage | 25 |
| 2.7.3 Béton..... | 25 |
| CHAPITRE 3 ETUDE CLIMATIQUE | 26 |
| 3.1 ETUDE AU VENT : | 26 |
| 3.1.1 Introduction : | 26 |
| 3.1.2 Coefficient de calcul : | 27 |
| 3.1.3 Calcul des pressions sur les parois : | 29 |
| 3.1.4 Calcul de force de frottement : | 47 |
| 3.2 ETUDE DE NEIGE : | 49 |
| 3.2.1 Introduction : | 49 |
| 3.2.2 La charge de neige sur le sol : | 49 |
| 3.2.3 La neige sur la toiture : | 50 |
| 3.3 VARIATION DE LA TEMPERATURE : | 51 |
| CHAPITRE 4 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES | 53 |

| | | |
|--|--|------------|
| 4.1 | LES PANNES : | 53 |
| 4.1.1 | Introduction : | 53 |
| 4.1.2 | Détermination des sollicitations : | 54 |
| 4.1.3 | Le pré dimensionnement des pannes : | 57 |
| 4.1.4 | Dimensionnement des pannes : | 58 |
| 4.1.5 | Conclusion..... | 64 |
| 4.2 | CALCUL DES LIERNES : | 64 |
| 4.2.1 | Introduction : | 64 |
| 4.2.2 | Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes : | 65 |
| 4.2.3 | Dimensionnement des liernes : | 66 |
| 4.3 | CALCUL D'ECHANTIGNOLLE..... | 67 |
| 4.3.1 | Introduction | 67 |
| 4.3.2 | Détermination des sollicitations : | 67 |
| 4.3.3 | Dimensionnement de l'échantignolle..... | 68 |
| 4.4 | LES FERMES..... | 69 |
| 4.4.1 | Introduction | 69 |
| 4.4.2 | Détermination des forces revenantes à la ferme:..... | 70 |
| 4.4.3 | Pré Dimensionnement des éléments : | 76 |
| 4.5 | CALCUL DES LISSES DE BARDAGE | 82 |
| 4.5.1 | Introduction | 82 |
| 4.5.2 | Détermination des sollicitations : | 82 |
| 4.5.3 | Pré dimensionnement des lisses de bardages : | 83 |
| 4.5.4 | Dimensionnement des lisses de bardages : | 83 |
| 4.5.5 | Conclusion..... | 87 |
| 4.6 | CALCUL DES POTELETS : | 87 |
| 4.6.1 | Introduction : | 87 |
| 4.6.2 | Détermination des sollicitations | 88 |
| 4.6.3 | Pré dimensionnement des potelets : | 89 |
| 4.6.4 | Dimensionnement des potelets : | 89 |
| CHAPITRE 5 LES CONTREVENTEMENTS..... | | 94 |
| 5.1 | INTRODUCTIONS : | 94 |
| 5.2 | CONTREVENTEMENT HORIZONTAL (POUTRE AU VENT)..... | 94 |
| 5.2.1 | Evaluation des efforts horizontaux : | 94 |
| 5.2.2 | Détermination de l'effort dans chaque élément de la poutre au vent : | 95 |
| 5.2.3 | Vérification des éléments : | 98 |
| 5.3 | CALCUL DE LA POUTRE SABLIERE : | 104 |
| 5.3.1 | Pré dimensionnement : compression seule..... | 104 |
| 5.3.2 | Vérification de la résistance de la poutre sablière : | 104 |
| 5.4 | CONTREVENTEMENT VERTICALE : | 107 |
| 5.4.1 | Déterminations des efforts..... | 108 |
| 5.4.2 | Déterminations des efforts internes dans les barres | 108 |
| 5.4.3 | Pré dimensionnement..... | 109 |
| 5.4.4 | Vérification au flambement..... | 109 |
| 6 | 110 | |
| CHAPITRE 6 MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC LOGICIEL ROBOT ... | | 111 |
| 6.1 | INTRODUCTION : | 111 |
| 6.2 | MODELISATION DE LA STRUCTURE | 111 |

| | | |
|--|--|------------|
| 6.3 | ANALYSE DE LA STRUCTURE..... | 112 |
| 6.3.1 | Type d'analyse..... | 112 |
| 6.4 | LES REPNSES MODALES DE LA STRUCTURE..... | 116 |
| CHAPITRE 7 VERIFICATION DES ELEMENTS..... | | 120 |
| 7.1 | INTRODUCTION :..... | 120 |
| 7.2 | VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE..... | 120 |
| 7.2.1 | Vérification des différents éléments de la ferme:..... | 120 |
| 7.2.2 | Vérification des poteaux..... | 130 |
| 7.2.3 | La poutre au vent..... | 133 |
| 7.2.4 | Vérification des pannes..... | 134 |
| 7.2.5 | Lisses de bardage..... | 135 |
| 7.2.6 | La poutre sablière..... | 137 |
| 7.2.7 | Palée de stabilité..... | 139 |
| 7.2.8 | Potelets..... | 141 |
| 7.3 | VERIFICATION DES DEPLACEMENTS..... | 142 |
| CHAPITRE 8 CALCUL DES ASSEMBLAGES..... | | 144 |
| 8.1 | INTRODUCTION..... | 144 |
| 8.2 | ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE LA FERME..... | 144 |
| 8.2.1 | Pré dimensionnement du gousset:..... | 144 |
| 8.2.2 | Pré dimensionnement de la gorge..... | 145 |
| 8.3 | ASSEMBLAGE POTEAU FERME (HEA340 – L 120*120*12)..... | 147 |
| 8.3.1 | Disposition des boulons..... | 147 |
| 8.3.2 | Vérification à l'assemblage trop long:..... | 149 |
| 8.4 | ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENTS:..... | 150 |
| 8.4.1 | Contreventement horizontal..... | 150 |
| 8.4.2 | Contreventement vertical..... | 154 |
| 8.4.3 | Assemblage diagonale traverse :..... | 179 |
| 8.5 | ASSEMBLAGE POUTRE SABLIERE-POTEAU..... | 179 |
| CHAPITRE 9 CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX..... | | 182 |
| 9.1 | LES PIEDS DE POTEAU..... | 182 |
| 9.1.1 | Dimensionnement des tiges d'ancrage..... | 183 |
| 9.1.2 | Vérification de la tige d'ancrage :..... | 185 |
| 9.1.3 | Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :..... | 186 |
| 9.1.4 | Epaisseur de la platine :..... | 186 |
| 9.2 | LES PIEDS DE POTELET..... | 188 |
| CHAPITRE 10 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE..... | | 190 |
| 10.1 | INTRODUCTION..... | 190 |
| 10.2 | CALCUL DES FONDATIONS SOUS POTEAUX..... | 190 |
| 10.2.1 | Pré dimensionnement de la semelle :..... | 191 |
| 10.2.2 | Dimensionnement de la semelle:..... | 192 |
| 10.2.3 | Vérification des contraintes :..... | 193 |
| 10.2.4 | Vérification à la stabilité au renversement :..... | 196 |
| 10.2.5 | Détermination des armatures de la semelle..... | 196 |
| 10.3 | LES FONDATIONS DES POTELETS..... | 201 |
| 10.3.1 | Dimension de la semelle en compression simple..... | 201 |
| 10.3.2 | Calcul de ferrailage..... | 201 |
| 10.4 | LES LONGRINES..... | 203 |

| | | |
|---|---|------------|
| 10.4.1 | Introduction | 203 |
| 10.4.2 | Pré dimensionnement :(RPA § 10.1.1) | 203 |
| 10.5 | LE FUT :..... | 205 |
| 10.5.1 | Introduction :..... | 205 |
| 10.5.2 | Ferraillage de fut:..... | 206 |
| CHAPITRE 11 VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE..... | | 208 |
| 11.1 | INTRODUCTION: | 208 |
| 11.2 | DETERMINATION DES MOMENTS RENVERSANTS (MR)..... | 208 |
| 11.2.1 | Cas de vent :..... | 208 |
| 11.2.2 | Cas du séisme..... | 223 |
| 11.3 | LE DETERMINATION DES MOMENTS STABILISATEURS RENVERSANTS (MR) | 224 |
| 11.4 | VERIFICATION AU RENVERSEMENT DE LA STRUCTURE : | 225 |
| 11.5 | CALCUL DU JOINT SISMIQUE : | 225 |
| CONCLUSION GENERALE | | 227 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | | 228 |
| 12 | ANNEXE A | 229 |
| 13 | ANNEXE B | 230 |

TABLE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1 : valeurs limites de flèche horizontale | 24 |
| Figure 2 : valeurs limites de flèche verticale | 24 |
| Figure 3 : vue 3D de la structure. | 26 |
| Figure 4 : surface élémentaire | 28 |
| Figure 5 : legende pour les parois verticales vue en élvation..... | 31 |
| Figure 6 : legende pour les parois verticales vue en plan. | 31 |
| Figure 7 : legende pour la toiture..... | 32 |
| Figure 8 : legende pour la toiture..... | 33 |
| Figure 9 : legende pour les parois verticales vue en élévation..... | 35 |
| Figure 10 : legende pour les parois verticales vue en plan | 35 |
| Figure 11 : legende pur la toiture | 36 |
| Figure 12 : les valeurs de la charge cracteristique de la neige. | 51 |
| Figure 13 : destributionde la charge de neige par projection horizontale, et suivant. | 51 |
| Figure 14 : schema statique des pannes suivant les axes Y et Z. | 54 |
| Figure 15 : schema statique des charges permanat applique sur la panne. | 54 |
| Figure 16 : schema statique des surcharges d'entretien Q sur les pannes..... | 55 |
| Figure 17 : schema statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes. 56 | |
| Figure 18 : schema statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes. | 56 |
| Figure 19 : les dimensions du profilé. | 60 |
| Figure 20 : schéma statique de la lierne et des effort lui revenant. | 65 |
| Figure 21 : schema statique representant la réaction R. | 65 |
| Figure 22 : L'échantignolle. | 67 |
| Figure 23 : les charges appliques sur les nœuds..... | 70 |
| Figure 24 : surface aférante des nœuds..... | 71 |
| Figure 25 : schéma statique de la ferme 21 m..... | 73 |
| Figure 26 : schema statique des lisse de bardage..... | 82 |
| Figure 27 : representation du potlet de pignon le plus chargé et le plus haut, et les charges qui reviennent..... | 88 |
| Figure 28 : representation des charges surcharges sur les potlet. | 89 |

| | |
|---|-----|
| Figure 29 : schéma statique de la poutre au vent..... | 96 |
| Figure 30 : schéma statique étudié..... | 96 |
| Figure 31 : schéma statique | 99 |
| Figure 32 : schéma statique | 99 |
| Figure 33 : schéma statique de la poutre sablière..... | 104 |
| Figure 34 : schéma statique de palées de stabilité..... | 108 |
| Figure 35 : la déformé de mode1 | 117 |
| Figure 36 : la déformé de mode2 | 117 |
| Figure 37 : la déformé de mode3 | 118 |
| Figure 38 : la déformé de mode275 | 118 |
| Figure 39 : la déformé de mode289..... | 119 |
| Figure 40 : vérification de la membrure par robot..... | 121 |
| Figure 41 : vérification de la membrure par robot..... | 122 |
| Figure 42 : vérification de la membrure inferieure par robot..... | 123 |
| Figure 43 : vérification de la membrure inferieure par robot..... | 124 |
| Figure 44 : vérification de montant par robot..... | 126 |
| Figure 45 : vérification de montant par robot..... | 127 |
| Figure 46 : vérification de la diagonal par robot..... | 128 |
| Figure 47 : vérification de la diagonal par robot..... | 129 |
| Figure 48 : longueurs des soudures..... | 145 |
| Figure 49 : Assemblage poteau –ferme..... | 147 |
| Figure 50 : distribution élastique du moment | 148 |
| Figure 51 : schéma d’assemblage de la diagonal sur le gousset | 150 |
| Figure 52 : schéma d’assemblage du gousset sur la membrure..... | 152 |
| Figure 53 : schéma d’assemblage de contreventement horizontal | 154 |
| Figure 54 : ancrage des tiges dans la fondation | 184 |
| Figure 55 : disposition constructive de pied de poteau..... | 187 |
| Figure 56 : schema d poteau avec la platine..... | 187 |
| Figure 57 : disposition constructive de pied de potelet..... | 189 |
| Figure 58 : schéma de ferrailage des semelles sous poteau..... | 200 |
| Figure 59 : schéma de ferrailage des semelles sous potelets..... | 203 |
| Figure 60 : schéma de ferrailage des longrines..... | 205 |
| Figure 61 : section de fut à ferraille..... | 206 |
| Figure 62 : schéma de ferrailage des fus..... | 207 |
| Figure 63 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd1 ($C_{pi} = -0,23$) | 210 |
| Figure 64 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd2 ($C_{pi} = -0,5$)..... | 212 |
| Figure 65 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs1 ($C_{pi} = 0,8$)..... | 214 |

| | |
|---|-----|
| Figure 66 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs2 ($C_{pi} = 0,8$)..... | 216 |
| Figure 67 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd4 ($C_{pi} = -0,5$)..... | 218 |
| Figure 68 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs4 ($C_{pi} = 0,8$)..... | 220 |
| Figure 69 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd3..... | 222 |
| Figure 70 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs3 ($C_{pi} = 0,8$)..... | 223 |

TABLE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau 1 : Coefficient partiels de sécurité γ | 21 |
| Tableau 2 : Les valeurs des coefficients Ψ_1 | 22 |
| Tableau 3 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales. .. | 32 |
| Tableau 4 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture..... | 33 |
| Tableau 5 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture..... | 34 |
| Tableau 6 : les valeurs de coefficient C_{pi} | 34 |
| Tableau 7 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales. .. | 36 |
| Tableau 8 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture..... | 37 |
| Tableau 9 : les valeurs de coefficient s C_{pi} | 37 |
| Tableau 10 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0.23$ | 38 |
| Tableau 11 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0.5$ | 39 |
| Tableau 12 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.23$ | 40 |
| Tableau 13 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$ | 40 |
| Tableau 14 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = 0.8$ | 41 |
| Tableau 15 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$ | 42 |
| Tableau 16 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$ | 42 |
| Tableau 17 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = 0.7$ | 43 |
| Tableau 18 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = -0.5$ | 44 |
| Tableau 19 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0.7$ | 45 |
| Tableau 20 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$ | 45 |
| Tableau 21 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = 0.8$ | 46 |
| Tableau 22 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0.8$ | 47 |
| Tableau 23 : les valeurs forces de frottement F_{fr} | 48 |

| | |
|--|-----|
| Tableau 24 : les valeurs forces de frottement Ffr | 49 |
| Tableau 25 : les charges du poids appiques sur le nœud intermediaire. | 71 |
| Tableau 26 : les charges du poids appiques sur le nœud de rive. | 72 |
| Tableau 27 : les effortd dans les elements de la ferme..... | 75 |
| Tableau 28 : les efforts max dans les elemnts de la ferme..... | 75 |
| Tableau 29 : les efforts max dans les elemnts de la ferme..... | 77 |
| Tableau 30 : les verifications des elements. | 80 |
| Tableau 31 : les element de la ferme. | 81 |
| Tableau 32 : les efforts max dans les elements de la ferme..... | 81 |
| Tableau 33 : les efforts dus aux force horizntaux..... | 95 |
| Tableau 34 : les efforts axiaux dans les éléments de la poutre au vent. | 97 |
| Tableau 35 : les valeurs de K_{IT} | 101 |
| Tableau 36 : les valeurs de K_z | 101 |
| Tableau 37 : les efforts dans les éléments de contreventement..... | 109 |
| Tableau 38 : pénalités de versification | 114 |
| Tableau 39 : pourcentage de participation de masse | 116 |
| Tableau 40 : efforts dans les éléments de la ferme | 144 |
| Tableau 41 : épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué | 144 |
| Tableau 42 : dimensions des cordons de soudures | 146 |
| Tableau 43 : les sollicitations les plus défavorables..... | 183 |
| Tableau 44 : les sollicitations à la base des poteaux..... | 191 |
| Tableau 45 : sollicitations a la base de la semelle..... | 193 |
| Tableau 46 : vérification des contraintes dans le sol. | 194 |
| Tableau 47 : les sollicitations a la base de la semelle..... | 195 |
| Tableau 48 : vérification des contrainte dans le sol. | 196 |
| Tableau 49 : les armatures de la semelle | 200 |
| Tableau 50 : vent sur long pan Vd1 ($C_{pi} = -0,23$) (déprissions intérieure) | 209 |
| Tableau 51 : vent sur long pan Vd2 ($C_{pi} = -0,5$) (déprissions intérieure) | 211 |
| Tableau 52 : Vent sur long pan Vs1 avec surpression intérieur ($C_{pi} = +0,8$) .. | 213 |
| Tableau 53 : Vent long pan avec Vs2 surpression intérieur ($C_{pi} = 0,8$) | 215 |
| Tableau 54 : vent sur long pan Vd2 ($C_{pi} = -0,5$) (déprissions intérieure) | 218 |
| Tableau 55 : Vent sur pignon Vs4 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$) | 220 |
| Tableau 56 : Vent sur pignon Vd3 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,7$)..... | 221 |
| Tableau 57 : Vent sur pignon Vs3 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$) | 223 |
| Tableau 58 : réaction à la base dues aux effets sismique | 223 |
| Tableau 59 : vérification au renversement de la structure..... | 225 |

NOTATIONS

| | |
|-----------------|---|
| A | section brute d'une pièce |
| A_{net} | section nette d'une pièce |
| A_{eff} | Section efficace d'une pièce |
| A_v | Aire de cisaillement |
| A_w | Section de l'âme d'une pièce |
| H | Hauteur de la section transversale |
| b | Largeur des semelles |
| r | Rayon du congé de raccordement |
| t_f | Epaisseur des semelles |
| t_w | Epaisseur de l'âme |
| $I_{y,z}$ | Moment d'inertie |
| $i_{y,z}$ | Rayon de giration d'une section |
| I_w | Facteur de gauchissement d'une section |
| I_t | Moment d'inertie de torsion |
| $W_{ply,z}$ | Moment de résistance plastique |
| $W_{ely,z}$ | Moment de résistance élastique |
| W_{eff} | Module élastique efficace de la section |
| N_{pl} | Effort normal de plastification |
| N_u | Effort normal ultime |
| N_{net} | Effort normal résistant |
| $M_{ply,z}$ | Moment résistant plastique |
| $M_{ely,z}$ | Moment résistant élastique |
| $M_{eff,z}$ | Moment résistant de la section efficace |
| M_{cr} | Moment critique de diversement |
| $\lambda_{y,z}$ | Elancement géométrique pour le module de flambement |

| | |
|-----------------|--|
| $\lambda_{y,z}$ | Elancement réduit pour le module de flambement |
| λ_{cr} | Elancement critique d'Euler |
| $X_{y,z}$ | Coefficient de réduction de flambement |
| Ψ | Coefficient de scellement relatif a une armature |
| τ | Contrainte tangent |
| τ_{μ} | Contrainte tangent conventuelle |
| τ_s | Contrainte tangentielle ou de cisaillement |
| ϕ | Diamètre d'une armature transversale |
| N | Coefficient de poisson |
| μ_{ser} | Moment ultime a l'ELS |
| μ_{bu} | Moment réduit à l'ELU |
| α | Facteur d'imperfection pour le flambement |
| λ_{LT} | Elancement réduit de diversement |
| X_{LT} | Coefficient de réduction de déversement |
| α_{LT} | Facteur d'imperfection pour le diversement |
| β_{Myx} | Facteur de moment uniforme équivalent (flambement) |
| β_{Mlt} | Facteur d'uniforme équivalent diversement |
| f_y | Résistance limite d'élasticité |
| f_u | Résistance limite de rupture |
| V_u | Effort tranchant de calcul |
| a et b | Largeur des poteaux |
| A et B | Largueur de semelles |
| G | Actions permanentes |
| Q | Actions d'exploitation |
| e | L'excentricité de l'effort normal |
| h | Hauteur de la poutre et de la semelle |
| S_t | Espacement d'armatures transversales |
| L_f | Longueur de flambement |

INTRODUCTION GENERALE

Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique contribuent à l'apparition d'un nouveau matériau, appelé acier. Ce dernier, dérivant directement du fer, apparut la fin du XIX siècle, modifiant une fois encore l'environnement de la construction.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et de modèles de calcul. En effet, avec la soudure, on passe d'un assemblage riveté ponctuel à une liaison linéaire. C'est également avec l'apparition de l'acier que les dimensions des produits fabriqués en usine deviennent importantes. Il est alors possible d'obtenir des profilés d'une longueur supérieure à 6 m.

L'utilisation de l'acier est de plus en plus massive en cette fin de XIX siècle atteignant un taux de croissance très important.

De nos jours, la construction métallique est très utilisée dans les bâtiments et ouvrages les plus divers. La forme constructive d'un ouvrage est déterminée par l'ensemble de ses principaux éléments : poutres, fermes, poteaux, coques.

Les moyens d'assemblage tels que les soudures ou les boulons permettent de relier entre les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique. Les assemblages soudés et boulonnés représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière.

De ce fait, notre projet de fin d'étude de master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage métallique. L'ouvrage en question est un hangar industriel dont l'implantation est prévue à Taharacht , Akbou, (w) Bejaia.

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, analyser et de dimensionner différents types

de structure, ainsi après un redimensionnement des différents éléments de la structure, un model 3D de celle-ci est implanté le logiciel.

Ce travail est composé d'une introduction, d'une conclusion et de dix autres chapitres qui sont comme suit :

- Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage

Avant tout on commence par la présentation de l'ouvrage à étudier, les matériaux utilisées, ainsi que les différentes règlementations à respecter.

- Chapitre 2 Actions et combinaisons d'actions

Dans lequel sont énumérées toutes les différents charges et surcharges qui sollicite la structure, toutes les différentes combinaisons de charge, et toutes les vérifications à faire.

- Chapitre 3 : étude climatique

C'est là que sont estimés l'action du vent et celle de la neige qui sera éventuellement appliquées à notre ouvrage afin de les prendre en compte dans les calculs.

- Chapitre 4 : pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires dans lequel sont pré-dimensionnés les éléments de l'ossature sous le chargement statique, et avec lequel est réalisé ultérieurement un model 3D sous ROBOT
- Chapitre 5 : étude de système de contreventement :
- Chapitre 6 : modélisation et analyse de la structure par le logiciel ROBOT ou la structure est modélisée puis analysée avec le logiciel ROBOT et cela en essayant de rapprocher le plus possible notre model à la réalité.
- Chapitre 7 : vérification des éléments avec le logiciel ROBOT
- Chapitre 8 : calcul et vérification des assemblages
- Chapitre 9 : calcul des pieds de poteaux
- Chapitre 10 : calcul de l'infrastructure
- Chapitre 11 : vérification de la stabilité d'ensemble.

CHAPITRE 1

GENERALITES

1.1 Introduction

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'un hangar industriel de construction métallique de grande portée, dont l'ossature est formée par un système de barres constituées essentiellement de poutres, poteaux et ferme. (Voir les plans dans l'annexe)

L'ouvrage sera implanté dans la région d'Akbou, (Bejaia) qui est classée selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 comme zone de moyennement sismicité, zone IIa.

1.2 Dimension de l'ouvrage

Comme il sera illustré dans les plans l'annexe **B** :

- Le long-pan est constitué de 13 travées de 6m chacune avec une longueur totale de 6 m.
- Le pignon est constitué de deux portiques dont le premier est de 26 m, et le deuxième de 21m.
- La hauteur du hangar est de 11.60m
- La hauteur des poteaux 10m, et 1.6 m pour la toiture.
- La pente des versants le premier est de $\alpha = 7.02^\circ$ et le deuxième $\alpha = 8.66^\circ$.

1.3 Règlements utilisés :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- Calcul des éléments selon L'Eurocode 3.
- Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document technique réglementaire D.T.R-BC2.44.
- Règles parasismique algériennes (RPA 99) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règlement de neige et vent (RNV 99) D.T.R-B.C-47.
- Règles de calcul et de fondations superficielle D.T.R-B.C-2.33

1.4 Stabilité de la structure

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par une succession de portiques transversaux en poteau et fermes, renforcée par des poutres au vent de long-pane.

Alors que la stabilité longitudinale est réalisée par des contreventements verticaux de Lang-pane et des poutres de pignon.

1.5 Matériaux utilisés

1.5.1 Acier de construction

Le règlement CCM 97 est applicable aux structures en acier soudable dont les propriétés, les dimensions, la masse et la tolérance dimensionnelles et massique sont conformes aux normes en vigueur.

– *Les propriétés :*

1.5.1.1 La résistance :

Les nuances d'acier courant et leur résistance limites sont données par le tableau 3.1 du CCM 97.

La nuance choisie pour la réalisation de l'ouvrage est l'acier F_e E360.

1.5.1.2 La ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport : $f_u/f_y = 1.2$.
- La déformation ultime $\varepsilon_u \geq 20$ fois la déformation élastique.

- A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65 \cdot \sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15%, avec A_0 la section transversale initiale.

1.5.1.3 Coefficient de calcul de l'acier

- Module d'élasticité longitudinale $E=20000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1 + \mu) = 0.4 \cdot E$
- Coefficient de poisson $\mu = 0.3$
- Coefficient dilatation thermique $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Limite d'élasticité $f_y = 235 \text{ MPa}$

1.5.2 Béton

Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment ordinaire CPA 325 dont les caractéristiques sont :

- La résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.5.3 Acier de ferrailage

Les aciers utilisés pour constituer les pièces de béton arme sont :

- Barre à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un naturellement dure.
- File à haute adhérence obtenu par laminage à suivi d'un écrouissage par tréfilage.
- Treillis soudés formée par assemblages de barres ou de files lisse ou à haut adhérence.
- La caractéristique la plus importante des aciers est la limite élastique « Fe », cette valeur est donnée selon le type d'acier. (les aciers utilisés dans notre cas sont des Fe 500)

CHAPITRE 2

ACTIONS ET COMBINAISONS D’ACTIONS

2.1 Actions

Les actions susceptibles de solliciter les constructions en générale sont :

- Les actions permanentes qui comprennent :
 - Le poids propre de la construction ;(pris en charge automatiquement par le logiciel utilisé).
 - Le poids propre des équipements.
 - Poids et poussées et pressions des terres.
 - Les actions variables qui comprennent :
 - La charge d’exploitation.
 - Les charges appliquées aux cours d’exécution.
 - Les actions climatiques :
 - Le vent.
 - La neige.
 - La variation de température.
 - Les actions accidentelles :
 - Le séisme.
 - Les explosions.
 - Les chocs.
- Ce dernier type d’action est rarement pris en compte ; uniquement s’il est spécifié sur le cahier des charges du marché de consultation

Notations

- Action permanente “G “
- surcharge d’exploitations “Q “.
- Action du vent “V “.

- Action de la neige “N”.
- Gradient de température “T”.
- Action du séisme “E”.

La vérification de la structure se fait sous les combinaisons les plus défavorables des actions citées précédemment multipliées par des coefficients de pondération fixée par les règlements (EC 3, CCM 97, RPA 99 et RNV 99).

2.2 Combinaisons d’action selon l’Eurocode 3

Les actions sont combinées entre elle et leurs valeurs sont affectées de divers coefficients, qui sont :

- Les coefficients partiels de sécurité γ , attachés aux actions tant permanentes que variable (voire plus loin §4).
- Les coefficients de combinaison Ψ , attachés aux seules actions variables, qui ne sont pas des coefficients de sécurité, mais uniquement des facteurs liés à la probabilité d’occurrence de la combinaison de plusieurs actions variables. dont les variables ne peuvent être maximales simultanément (voir plus loin §5).

2.2.1 Combinaisons aux ELU

2.2.1.1 Combinaisons fondamentale

Elle comprend les actions permanentes G, une actions variable ‘ de base ‘ Q_1 avec sa valeur nominale et éventuellement d’autres actions variables d’accompagnement Q avec valeur de combinaisons $\Psi_0 * Q$.

$$\sum \gamma_G * G + \gamma_{Q_1} * Q_1 + \sum \gamma_Q * \Psi_0 * Q$$

2.2.1.2 Combinaison simplifiée

$$\sum \gamma_G * G + \gamma_Q * Q \text{ ou : } \sum \gamma_G * G + 0.9 \times \sum \gamma_Q \times Q$$

2.2.2 Combinaison aux ELS

2.2.2.1 Combinaison rares

$$\sum G + Q_1 + \sum \Psi_0 \times Q$$

2.2.2.2 Combinaison fréquentes

$$\sum G + \Psi_1 \times Q_1 + \sum \Psi_2 \times Q$$

2.2.2.3 Combinaisons quasi-permanentes :

$$\sum G + \sum \Psi_2 \times Q$$

2.3 Coefficient partiels de sécurité γ :

| | Actions permanentes | Actions variables |
|-------------------|---------------------|-------------------|
| Effet défavorable | $\gamma_G = 1.35$ | $\gamma_Q = 1.5$ |
| Effet favorable | $\gamma_G = 1.00$ | $\gamma_Q = 0$ |

Tableau 1 : Coefficient partiels de sécurité γ

2.4 Coefficients de combinaison Ψ

Une action possède plusieurs valeurs ‘représentatives’, qui dépendent de sa durée d’application et de sa fréquence. ce sont :

- Valeur nominale : Q
- Valeur de combinaison : $\Psi_0 \times Q$
- Valeur fréquente : $\Psi_1 \times Q$
- Valeur quasi-permanentes $\Psi_2 \times Q$

Les valeurs des coefficients Ψ_1 figurent dans les tableaux suivants :

| Charge d'exploitation | Bâtiment non industriels | | | |
|--|--|----------|----------|----------|
| | Nature de locale | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
| | Locaux à place assises ou couchées-réunions-classes – dortoirs-restaurant | 0.67 | 0.65 | 0.40 |
| | Locaux de terrain-halles diverses-expositions | | | 0.25 |
| | Locaux à places debout et utilisation périodique-réunion-culte-sport-danse | | 0.75 | |
| | Autre | 0.78 | 0.75 | 0.65 |
| | Parc de stationnement | | | |
| | Archives | | 0.90 | 0.80 |
| | Bâtiment industriels | | | |
| | Nature des charges | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
| Poids des installations, unité de productions (y compris coefficient dynamique) | 0.78 | 1 | 1 | |
| Effet de matériels roulant lourds | 0.78 | 1 | 0 | |
| Charge uniforme équivalente (personnel, approvisionnements, déchets, matériels roulant légers) | 0.67 | 0.77 | 0.65 | |
| Neige S | altitude < 500 m | 0.67 | 0.15 | 0 |
| | altitude > 500 m | 0.67 | 0.30 | 0.10 |
| Vent W | | 0.67 | 0.20 | 0 |
| Température T | | 0.67 | 0.50 | 0 |

Tableau 2 : Les valeurs des coefficients Ψ_1

2.5 Vérification à effectuer

Les vérifications à faire sous les combinaisons précédentes sont :

- A l'ELU :
 - Vérification à la résistance des sections transversales.

- Vérification à la résistance des éléments (aux instabilités)
- Vérification à la résistance des assemblages.
- Vérification à la stabilité d'ensemble de la structure.
- A l'ELS :
 - Vérification des flèches et des déplacements.

2.6 Valeurs limites des déformations :

Les valeurs limites des déformations des structures métalliques ne sont pas imposées réglementairement et brutalement, car elles dépendent, de divers critères propre à chaque construction : l'installation des ponts roulants, d'ascenseurs, de façades vitrées, etc... , ou l'existence de cloisons, de carrelages, etc...., ne toléreront que des déformations très limitées. En revanche un simple entrepôt n'exigera pas une grande rigidité des structures.

Si ces choix non pas été exprimés au niveau des cahiers des charges, l'eurocode 3 recommande des limites, qui sont les suivantes, et qui restent approximatives :

2.6.1 Verticalement :

Toiture en générale : $f < l/200$, avec : $\delta_2 < l/250$

Plancher générale : $f < l/250$, avec : $\delta_2 < l/300$

Plancher supportant des poteaux : $f < l/400$, avec : $\delta_2 < l/500$

2.6.2 Horizontalement

Poteaux de portique en général : $\Delta = l/300$

Poteaux de portiques avec ponts roulants : $\Delta = l/500$

Les portiques de bâtiments industriels

Les portiques de bâtiment industriels sans ponts roulants sont des portiques sans exigence particulièrement restrictive en matière de déformation, ces portiques peuvent être simples ou à portées multiples

Les valeurs limites recommandées de flèche horizontale de bâtiments industriels sont illustres sur la figure 4.3 du CCM97 :

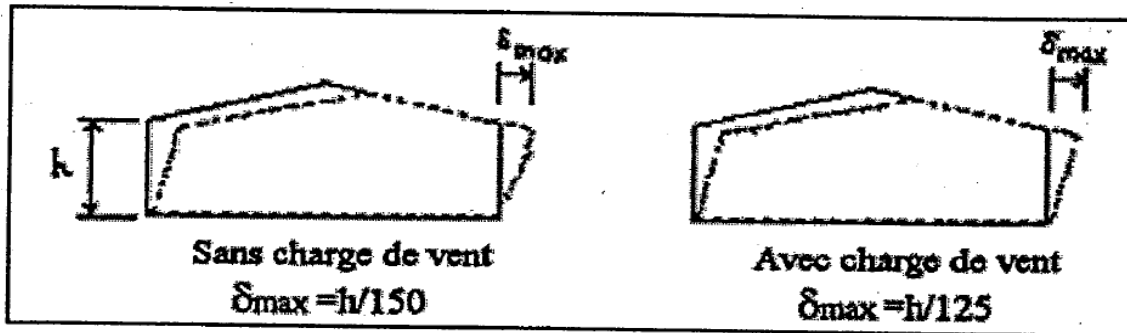


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

Figure 1 : valeurs limites de flèche horizontale

Sachant que : $f = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2$

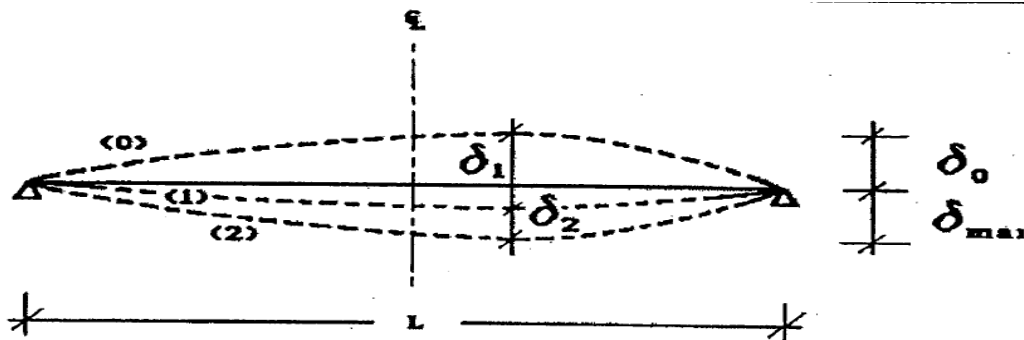


Figure 2 : valeurs limites de flèche verticale

Avec

f : Flèche dans l'état final, par rapport à la droite reliant les appuis,

δ_0 : Pré-cintrage (contre flèche) de la poutre non chargée,

δ_1 : Variation de la flèche de la poutre due aux charges variables permanentes immédiatement après la mise en charge.

Augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes.

δ_2 : Variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes.

2.7 Facteurs partiels de sécurité

2.7.1 Acier de construction

La résistance de calcul est obtenue en appliquant un facteur partiel de sécurité γ_M à la résistance réelle, dont les valeurs sont les suivantes :

2.7.1.1 Résistance des sections transversales :

- Section de classe 1.2 ou 3 : $\gamma_M = 1.1$
- Section de classe 4: $\gamma_{M1} = 1.1$
- Section nette au droit des trous de flexion : $\gamma_{M2} = 1.25$

2.7.1.2 Résistance des éléments

- Dans le calcul aux instabilités : $\gamma_{M1} = 1.1$

2.7.1.3 Les assemblages

- Boulons ordinaires
 - Cas de cisaillement : $\gamma_{MB} = 1.25$
 - Cas de traction : $\gamma_{MB} = 1.5$
- Boulons précontraint
 - ELU :
 - Trous nominaux : $\gamma_{MB} = 1.25$
 - Trous oblongs : $\gamma_{MB} = 1.4$
 - ELS :
 - Trous nominaux : $\gamma_{MB} = 1.1$
 - Trous oblongs : par de vérification à l'ELS
- Assemblage par soudure :
 - Acier FeE 360: $\gamma_{MB} = 1.25$
 - Acier FeE 430: $\gamma_{MB} = 1.3$
 - Acier FeE 510: $\gamma_{MB} = 1.35$

2.7.2 Acier de ferrailage

- Situation durable : $\gamma_S = 1.15$
- Situation accidentelle : $\gamma_S = 1$

2.7.3 Béton

- Situation durable : $\gamma_S = 1.5$
- Situation accidentelle : $\gamma_S = 1.15$

CHAPITRE 3

ETUDE CLIMATIQUE

3.1 Etude au vent :

3.1.1 Introduction :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique représenté par la figure ci-dessous (figure 1)

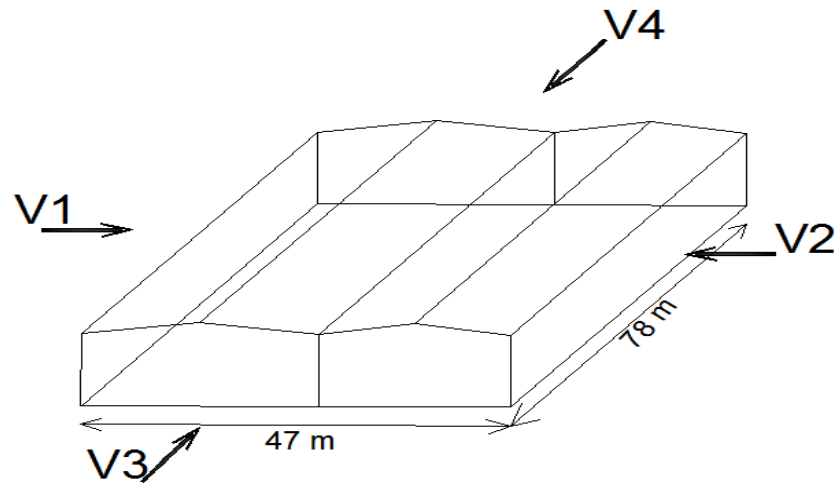


Figure 3 : vue 3D de la structure.

- Selon le sens du vent et l'état des ouvertures quatre cas sont envisagés :
 - Vent sur long-pan avec surpression intérieur ;
 - Vent sur long-pan avec dépression intérieur ;
 - Vent sur pignon avec surpression intérieur ;
 - Vent sur pignon avec dépression intérieur.
- La pression du vent dépend d'un certain nombre de facteurs :

- la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- De la région ;
- Du site d'implantation ;
- De la hauteur de la construction ;
- De la largeur de la construction ;
- De la forme de la construction ;
- De la rigidité de la construction ;
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent et de ses dimensions ;
- la vitesse du vent.

3.1.2 Coefficient de calcul :

3.1.2.1 Facteurs de site :

a) Catégorie du terrain

Le bâtiment est implanté dans une zone industrielle donc la catégorie de terrain est III:

- Le facteur de terrain $k_t = 0,22$;
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3$;
- La hauteur minimale $Z_{min} = 8m$;

Ces valeurs sont données par le RNVA99 (chapitre 2 tableaux 2-4)

b) coefficient topographique

Les valeurs sont données par RNVA99 (chapitre 2 tableaux 2-5) $C_t = 1$ pour un site plat.

c) Le coefficient de rugosité :

La structure étant de hauteur totale supérieure à 10m, il y a lieu donc de subdiviser le maître couple en n éléments de surface. Est donnée par la formule 2.11 du chapitre 2 du RNVA99 comme suit :

$$\text{Avec : } n = E[h/3]$$

n : le nombre de surface.

E : partie entière.

H : la hauteur totale du bâtiment.

Donc : on a

$$h = 11,6 \text{ m}$$

$$n = E \left[\frac{11,6}{3} \right] = 3,87 \Rightarrow hi = 11,6/3$$

$$hi = 3,87m$$

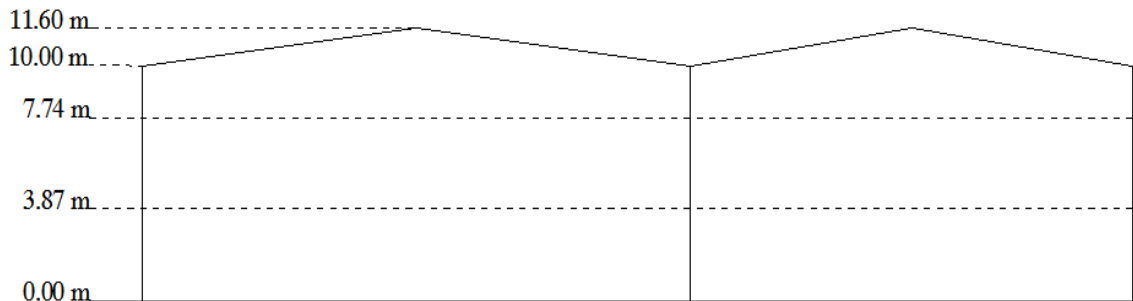


Figure 4 : surface élémentaire .

Le dernier élément de surface est partagé en :

- Un élément de toiture ;
- une paroi verticale.

La pression du vent est calculée au centre de chaque surface, pour les surfaces verticales, et la hauteur totale du bâtiment pour la toiture, soit à :

$$Z = 1.94m ; Z = 5.81 m ; Z = 8.87 m ; Z = 11.6m$$

Le coefficient de rugosité $c_r(z)$, est donné en fonction de la hauteur, et du site par la formule (2.15, §4.2, chapitre 2.RNVA 99) comme suite :

$$c_r(z) = K_t \cdot \text{Ln}(Z/Z_0) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m .$$

Où ;

K_t : Facteur de terrain défini précédemment $k_t = 0,22$

Z_0 : Paramètre de rugosité défini précédemment $Z_0 = 0.3$

Z_{min} : La hauteur minimale définie précédemment $Z_{min} = 8m$

Z : hauteur considère (au centre de surface)

Donc :

$$c_r(11.6) = 0.22 \text{ Ln}(11.6/0.3) = 0.804$$

$$c_r(8.87) = 0.22 \text{ Ln}(8.87/0.3) = 0.745$$

$$c_r(5.81) = 0.22 \text{ Ln}(8/0.3) = 0.72$$

$$c_r(1.94) = 0.22 \ln(8/0.3) = 0.72$$

3.1.2.2 Détermination de coefficients des expositions :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$ pour une structure peu sensible aux excitations dynamiques est donné par la formule suivante (2.13, §3.3.2 chapitre 2, RNVA99) :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{7 \cdot k_t}{C_t(Z) \cdot C_r(Z)} \right) \right]$$

$C_r(Z)$: Coefficient de rugosité ;

$C_t(Z)$: Coefficient topographique $C_t = 1$;

Z : hauteur considérée.

Donc :

$$C_e(11.6)=1.885$$

$$C_e(8.87)=1.7$$

$$C_e(5.81)=1.62$$

$$C_e(1.94)=1.62$$

3.1.3 Calcul des pressions sur les parois :

Pour la détermination de l'action du vent, on considère la catégorie I de construction vu que nous avons un bâtiment industriel, la construction est rectangulaire, donc on considèrera les deux directions du vent :

3.1.3.1 Calcul du coefficient dynamique C_d :

La valeur de coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques, est donnée par la figure 3.2 chapitre 3 du RNV99, en fonction des dimensions de la structure et du sens du vent.

- Vent perpendiculaire au long-pan => $C_d = 0.897$
- Vent perpendiculaire au pignon => $C_d = 0.848$

Comme $C_d < 1,2$ on considère que la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. (Chapitre 1 § 3.2)

Le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 du chapitre 2 du RNVA99.

3.1.3.2 Les valeurs de la pression dynamique :

La pression dynamique q_{dyn} pour une construction permanente est donnée par la formule 2.12 du chapitre 02 du RNVA 99 comme suit :

$$q_{dyn} = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \text{ N/m}^2$$

$C_e(Z)$: Coefficient d'exposition du vent.

Z_j : est pris égale à :

- La distance à partir du sol, jusqu'au centre de la surface verticale.
- La hauteur totale du bâtiment pour la toiture.

Les Z_j ont été défini précédemment.

La pression dynamique de référence :

Notre bâtiment sera implanté à « Akbou » wilaya de « Béjaia » qui appartient à la zone I, dont la pression dynamique de référence pour la construction permanente est donnée par le tableau 2-3 du RNVA 99(chapitre 2) par : $q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$.

Donc :

$$q_{dyn}(11.6) = 706.88 \text{ N/m}^2 \quad \text{Pour la toiture}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{dyn}(8.87) = 637.5 \text{ kn/m}^2 \\ q_{dyn}(5.81) = 600 \text{ kn/m}^2 \\ q_{dyn}(1.94) = 600 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Parois verticale}$$

a) Vent sur long-pan : (sens V1 et V2)

a.1. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

a.1.1. Parois verticales :

On se réfère au §1-1-2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA 99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} pour chaque direction du vent considérée :

1. Détermination des surfaces revenant à l'élément dans chaque zone ;
2. Calcul des coefficients d'exposition extérieure de chaque surface ;
3. Calcul des pressions dans chaque surface.

Dans notre cas :

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

○ La direction du vent est perpendiculaire à Long-pane Pour $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 180^\circ$.

Dans notre cas : $b = 78m, d = 47m, h = 11,6m$

Avec : $e = \min[b, 2 \times h] \Rightarrow e = 23,2m$

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure suivante (figure 5) :

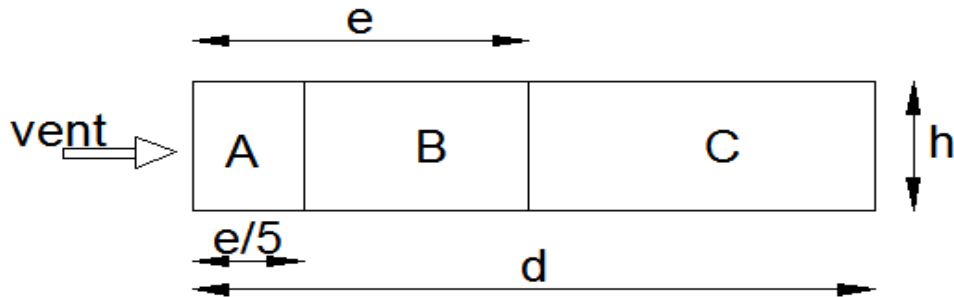


Figure 5 : legende pour les parois verticales vue en elvation.

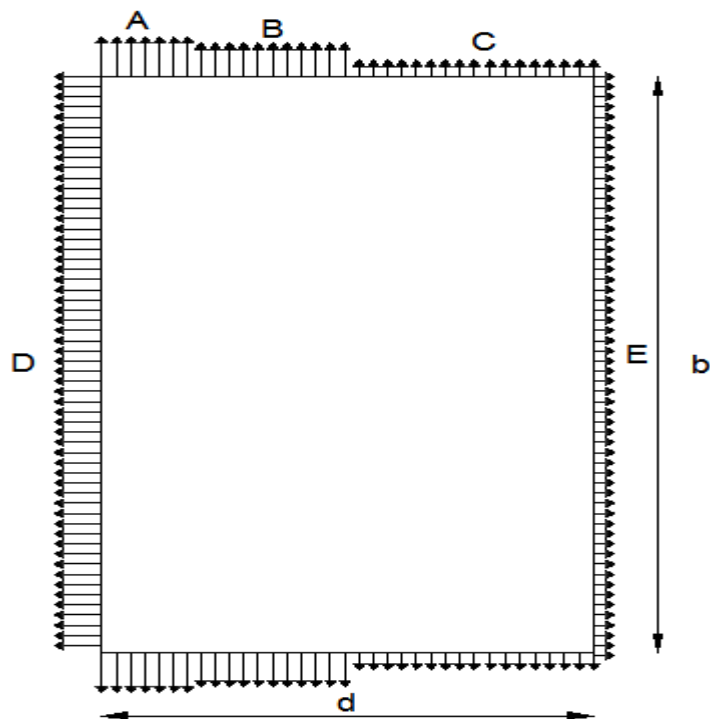


Figure 6 : legende pour les parois verticales vue en plan.

Les coefficients de pression s'obtient à partir des formules suivantes, (formule 5.1 ; chapitre 5, RNVA 99)

Étant donné que les surfaces sont supérieure à $10m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe10}$.

Les zones de pressions : avec $d > e$

Les coefficients donnés à chaque zone, sont donné par le tableau suivant :

| zone | A | B | C | D | E |
|-------------|----|------|------|------|------|
| coefficient | -1 | -0.8 | -0.6 | +0.8 | -0.3 |

Tableau 3 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales.

a.1.2. Toiture :

Pour les toitures dissymétriques, les coefficients de pression sont toujours déterminés par la pente par le versant au vent.

$$\text{On a } \tan \alpha = \frac{h-10}{b/2}$$

Pour $\theta = 0^\circ$: on prend la pente du versant à gauche avec $\alpha = 7.02^\circ$

Pour $\theta = 180^\circ$: on prend la pente du versant à gauche avec $\alpha = 8.66^\circ$

Donc $\alpha > 4^\circ \rightarrow$ la toiture est considérée comme une toiture à deux versants (§ 1.1.3, chapitre 2, RNVA 99), donc :

La division de la toiture se fait suivant la figure 7 ,(chapitre 5, RNVA 99) :

a) **Pour $\theta = 0^\circ$:** $V1 \alpha = 7.02^\circ$

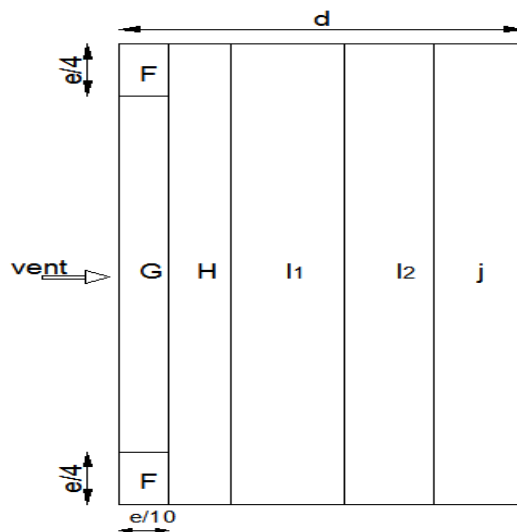


Figure 7 : legende pour la toiture.

Pour le calcul de C_{pe} les valeurs de $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ sont données par le tableau 4, (chapitre 5, RNVA 99) :

Pour une pente de $\alpha = 7.02^\circ$; on interpole les valeurs 5(: $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$)

Étant donné que les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

Les coefficients :

| zone | F | G | H | I1 | I2 | J |
|-------------|--------|-------|-------|----|----|------|
| coefficient | -1.061 | -0.88 | -0.36 | -1 | -1 | -0.6 |

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

b) Pour $\theta = 180^\circ$: $V2 \alpha = 8.66^\circ$

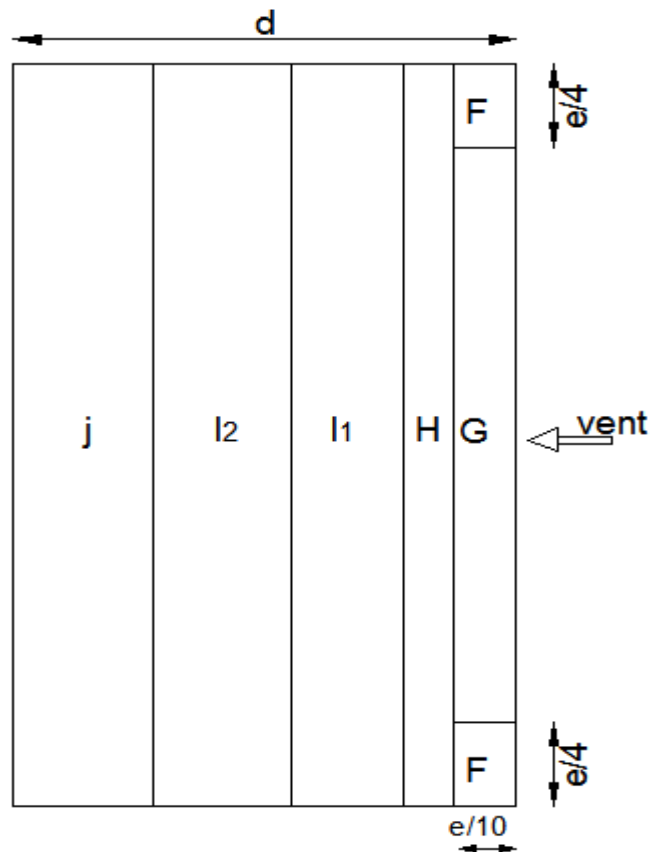


Figure 8 : legende pour la toiture.

Pour le calcul de C_{pe} les valeurs de $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ sont données par le tableau 5, (chapitre 5, RNVA 99) :

Pour une pente de $\alpha = 8.66^\circ$; on interpole les valeurs 5 ($\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$)

Étant donné que les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

Les coefficients :

| zone | F | G | H | I ₁ | I ₂ | J |
|-------------|--------|--------|--------|----------------|----------------|------|
| coefficient | -1.192 | -0.946 | -0.409 | -1 | -1 | -0.6 |

Tableau 5 : coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture.

a.2. Coefficient de pression intérieure :

L'indice de perméabilité dépend des ouvertures que contient la structure dans notre cas les ouvertures sont pas symétrique qui nous oblige à faire l'étude au vent dans les 4 directions de la structure.

On détermine l'indice de perméabilité μ_p avec :

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

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné par la figure 5.15 du RNVA99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

Les ouvertures sur la façade du pignon : $15(3 \times 1) + 3 \times (4.5 \times 4) = 99m^2$

Les ouvertures sur long-pan : $9(3 \times 1) + 2(2.5 \times 2) = 37m^2$

a) Vent perpendiculaire au Lang-pan $V1 \theta = 0^0$:

Avec les ouvertures ouvertes : $\mu_p = \frac{99}{136} = 0.727 \Rightarrow C_{pi} = -0.23$

Avec les ouvertures fermées : $\mu_p = \frac{0}{136} = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$

b) Vent perpendiculaire au Lang-pan $V2 \theta = 180^0$:

Avec les ouvertures ouvertes : $\mu_p = \frac{136}{136} = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5$

Avec les ouvertures fermées : $\mu_p = \frac{0}{136} = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| θ | Ouverture sous et parallèle au vent m^2 | μ_p | | C_{pi} | |
|---------------------|---|-------------------|-------------------|------------------------------|----------------------------|
| | | ouvertures fermes | ouvertures fermes | avec des ouvertures ouvertes | avec des ouvertures fermes |
| $V1 \theta = 0^0$ | 99 | 0.727 | 0 | -0.23 | +0.8 |
| $V2 \theta = 180^0$ | 136 | 1 | 0 | -0.5 | +0.8 |

Tableau 6 : les valeurs de coefficient C_{pi} .

b) Vent perpendiculaire au pignon :(sens V3 et V4)

On suit les mêmes étapes que pour le vent de sens V1 et V2

b.1. Coefficient de pressions extérieures C_{pe} :

b.1.1. Parois verticales

La direction du vent est perpendiculaire au pignon Pour V3 $\theta = 90^\circ$ et V4 $\theta = 180^\circ$.

La division des parois se fait suivant la figure 5.1 (chapitre 5, RNVA 99) :

Dans notre cas : $b = 47m, d = 78m, h = 11,60m$

Avec : $e = \min[b, 2 \times h] \Rightarrow e = 23,2m$

Comme $d > e$: les zones de pressions sont données sur la figure suivante :

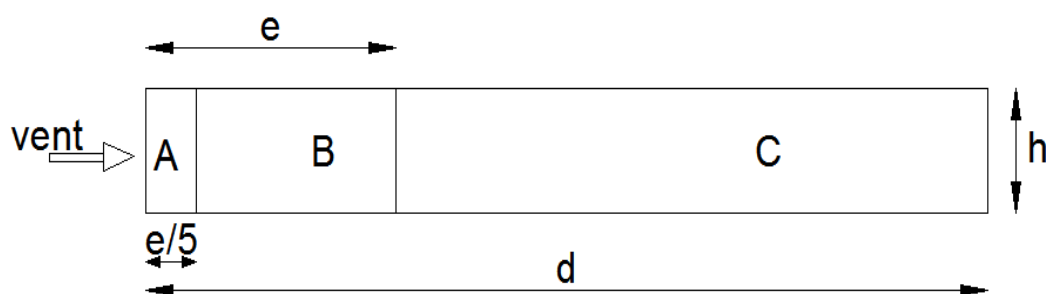


Figure 9 : legende pour les parois verticales vue en élévation.

D'où $\frac{e}{5} = \frac{23.2}{5} = 4.64m$

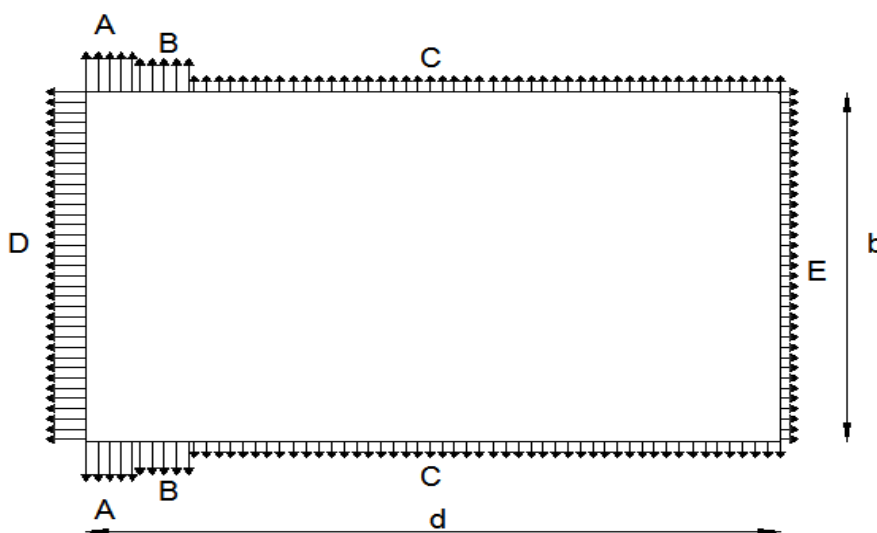


Figure 10 : legende pour les parois verticales vue en plan .

Pour le calcul de C_{pe} les valeurs des $C_{pe,1}$ $C_{pe,10}$ sont données par le tableau 5.1 (chapitre 5, RNVA 99) :

Étant donné que les surfaces sont supérieures à $10 m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe10}$

| zone | A | B | C | D | E |
|-------------|----|------|------|------|------|
| coefficient | -1 | -0.8 | -0.6 | +0.8 | -0.3 |

Tableau 7 : coefficient s C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales.

b.1.2. Toiture

Le découpage en zones de pression se fait suivant la figure (5.4.3) du chapitre 5 du RNV A99 avec direction du vent $V3 \theta = 90^\circ$ et $V4 \theta = 180^\circ$ pour la détermination des coefficients de pression.

Les zones sont représentées sur la figure suivante :

$$b = 47m, d = 78m, h = 11,6m, e = 23,2m$$

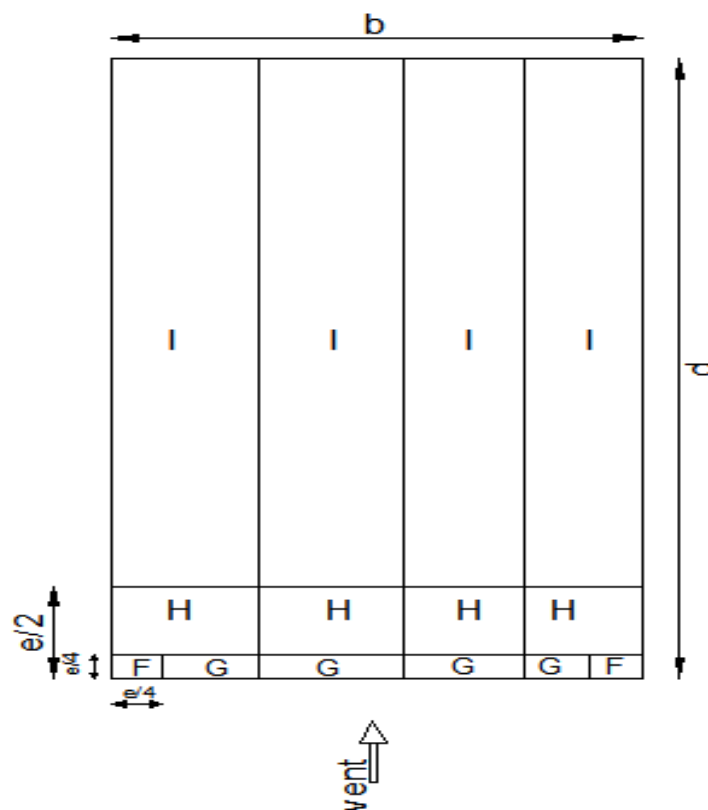


Figure 11 : légende par la toiture .

Les coefficients correspondants à chaque zone sont donnés par le tableau suivant avec : $S_i > 10m^2$.

Pour des pentes de $\alpha = 7.02$ et $\alpha = 8.66$; on interpole entre les valeurs de $\alpha = 5^{\circ}$ et $\alpha = 15^{\circ}$.

| zone | F | G | H | I |
|---|--------|------|--------|--------|
| Coefficient C_{pe} V1 $\alpha = 7.02$ | -1.361 | -1.2 | -0.62 | -0.52 |
| Coefficient C_{pe} de V2 $\alpha = 8.66$ | -1.41 | -1.3 | -0.673 | -0.573 |

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

b.2. Coefficient intérieur C_{pi} :

b.2.1. Vent perpendiculaire au pignon sud V3:

Avec les ouvertures ouvertes : $\mu_p = \frac{37}{136} = 0.272 \Rightarrow C_{pi} = 0.7$

Avec les ouvertures fermées : $\mu_p = \frac{0}{136} = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$

b.2.2. Vent perpendiculaire au pignon nord V4 :

Avec les ouvertures ouvertes : $\mu_p = \frac{136}{136} = 1 \Rightarrow C_{pi} = -0.5$

Avec les ouvertures fermées : $\mu_p = \frac{0}{136} = 0 \Rightarrow C_{pi} = +0.8$

| θ | Ouverture en dessous et en parallèle au vent m^2 | μ_p | | C_{pi} | |
|--------------------------------------|--|-----------------------|------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| | | ouvertures fermées | ouvertures ouvertes | avec des ouvertures ouvertes | avec des ouvertures fermées |
| 90° au pignon sud V3 | 37 | 0.272 | 0 | +0.7 | +0.8 |
| 90° au pignon nord sud V4 | 136 | 1 | 0 | -0.5 | +0.8 |

Tableau 9 : les valeurs de coefficient s C_{pi} .

3.1.3.3 Calcul de la pression due au vent q_j :

La pression q_j est calculée à l'aide de la (formule 2.1, chapitre 2, RNV A99) comme

$$\text{suit : } q_j = C_d \cdot q_{dyn}(Z_j) \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

a. Dans la direction de V1 et V2

a) Les ouvertures sont ouvertes :

- Parois verticales :

Dépression intérieure C_{pi} : pour $Vd1 \theta = 0^0$ on a $C_{pi} = -0.23$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.897 | 637.5 | -1 | -0.23 | -440.31 |
| | | 600 | | | -414.41 |
| | | 600 | | | -414.41 |
| B | 0.897 | 637.5 | -0.8 | -0.23 | -325.94 |
| | | 600 | | | -306.77 |
| | | 600 | | | -306.77 |
| C | 0.897 | 637.5 | -0.5 | -0.23 | -154.39 |
| | | 600 | | | -145.31 |
| | | 600 | | | -145.31 |
| D | 0.897 | 637.5 | +0.8 | -0.23 | 589 |
| | | 600 | | | 554.35 |
| | | 600 | | | 554.35 |
| E | 0.897 | 637.5 | -0.3 | -0.23 | -40.03 |
| | | 600 | | | -37.67 |
| | | 600 | | | -37.67 |

Tableau 10 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0.23$.

Dépression intérieure C_{pi} : pour $Vd2 \theta = 180^0$ on a $C_{pi} = -0.5$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.897 | 637.5 | -1 | -0.5 | -285.9 |
| | | 600 | | | -269.1 |
| | | 600 | | | -269.1 |
| B | 0.897 | 637.5 | -0.8 | -0.5 | -171.55 |
| | | 600 | | | -161.46 |
| | | 600 | | | -161.46 |
| C | 0.897 | 637.5 | -0.5 | -0.5 | 0.00 |
| | | 600 | | | 0.00 |
| | | 600 | | | 0.00 |
| D | 0.897 | 637.5 | +0.8 | -0.5 | 743.38 |
| | | 600 | | | 699.66 |
| | | 600 | | | 699.66 |
| E | 0.897 | 637.5 | -0.3 | -0.5 | 114.36 |
| | | 600 | | | 107.64 |
| | | 600 | | | 107.64 |

Tableau 11 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = -0.5$.

- **Toiture**

Dépression intérieure C_{pi} : pour $Vd1$ $\theta = 0^0$ on a $C_{pi} = -0.23$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|-----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| F | 0.897 | 706.88 | -1.129 | -0.23 | -672.11 |
| G | 0.897 | 706.88 | -0.946 | -0.23 | -745.67 |
| H | 0.897 | 706.88 | -0.409 | -0.23 | -113.50 |
| I1 | 0.897 | 706.88 | -1 | -0.23 | -488.23 |
| I2 | 0.897 | 706.88 | -1 | -0.23 | -488.23 |
| J | 0.897 | 706.88 | -0.6 | -0.23 | -234.60 |

Tableau 12 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.23$.

Dépression intérieure C_{pi} : pour $Vd2$; $\theta = 180^0$ on a $C_{pi} = -0.5$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|-----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| F | 0.897 | 706.88 | -1.061 | -0.5 | -355.71 |
| G | 0.897 | 706.88 | -0.88 | -0.5 | -240.94 |
| H | 0.897 | 706.88 | -0.36 | -0.5 | -88.76 |
| I1 | 0.897 | 706.88 | -1 | -0.5 | -317.03 |
| I2 | 0.897 | 706.88 | -1 | -0.5 | -317.03 |
| J | 0.897 | 706.88 | -0.6 | -0.5 | -63.40 |

Tableau 13 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$.

b) Les ouvertures sont fermées

- **Parois verticales**

La même chose pour les deux directions V1 et V2.

Surpression intérieure C_{pi} : Vs1 et Vs2 ; $C_{pi} = +0.8$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.897 | 637.5 | -1 | +0.8 | -1029.3 |
| | | 600 | | | -969 |
| | | 600 | | | -969 |
| B | 0.897 | 637.5 | -0.8 | +0.8 | -914.94 |
| | | 600 | | | -861.12 |
| | | 600 | | | -861.12 |
| C | 0.897 | 637.5 | -0.5 | +0.8 | -743.4 |
| | | 600 | | | -700 |
| | | 600 | | | -700 |
| D | 0.897 | 637.5 | +0.8 | +0.8 | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| E | 0.897 | 637.5 | -0.3 | +0.8 | -629.02 |
| | | 600 | | | -592 |
| | | 600 | | | -592 |

Tableau 14 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticales avec $C_{pi} = 0.8$.

- Toiture**

Surpression intérieure C_{pi} : pour Vs1 et Vs2 ; $\theta = 0^0$ on a $C_{pi} = +0.8$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| F | 0.897 | 706.88 | -1.061 | +0.8 | -1179.372 |
| G | 0.897 | 706.88 | -0.88 | +0.8 | -1065.239 |
| H | 0.897 | 706.88 | -0.36 | +0.8 | -735.522 |
| I ₁ | 0.897 | 706.88 | -1 | +0.8 | -1141.328 |
| I ₂ | 0.897 | 706.88 | -1 | +0.8 | -1141.328 |
| J | 0.897 | 706.88 | -0.6 | +0.8 | -887.699 |

Tableau 15 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$.

Surpression intérieure C_{pi} : pour $Vs2$; $\theta = 180^0$ on a $C_{pi} = +0.8$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| F | 0.897 | 706.88 | -1.129 | +0.8 | -1223.122 |
| G | 0.897 | 706.88 | -0.946 | +0.8 | -1107.088 |
| H | 0.897 | 706.88 | -0.409 | +0.8 | -766.600 |
| I ₁ | 0.897 | 706.88 | -1 | +0.8 | -1141.328 |
| I ₂ | 0.897 | 706.88 | -1 | +0.8 | -1141.328 |
| J | 0.897 | 706.88 | -0.6 | +0.8 | -887.699 |

Tableau 16 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = 0.8$.

b. Dans les directions de V3 et V4

a) Les ouvertures sont ouvertes

- **Parois verticales**

Dépression intérieure: à Vd3 $C_{pi} = +0.7$.

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.848 | 637.5 | -1 | +0.7 | -919.02 |
| | | 600 | | | -864.96 |
| | | 600 | | | -864.96 |
| B | 0.848 | 637.5 | -0.8 | +0.7 | -810.9 |
| | | 600 | | | -763.2 |
| | | 600 | | | -763.2 |
| C | 0.848 | 637.5 | -0.5 | +0.7 | -765 |
| | | 600 | | | -720 |
| | | 600 | | | -720 |
| D | 0.848 | 637.5 | +0.8 | +0.7 | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| E | 0.848 | 637.5 | -0.3 | +0.7 | -540.6 |
| | | 600 | | | -508.8 |
| | | 600 | | | -508.8 |

Tableau 17 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = 0.7$.

Dépression intérieure: à Vd4 $C_{pi} = -0.5$.

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.848 | 637.5 | -1 | -0.5 | -270.3 |
| | | 600 | | | -254 |
| | | 600 | | | -254 |
| B | 0.848 | 637.5 | -0.8 | -0.5 | -162.18 |
| | | 600 | | | -152.64 |
| | | 600 | | | -152.64 |
| C | 0.848 | 637.5 | -0.5 | -0.5 | -00.00 |
| | | 600 | | | -00.00 |
| | | 600 | | | -00.00 |
| D | 0.848 | 637.5 | +0.8 | -0.5 | 702.78 |
| | | 600 | | | 661.44 |
| | | 600 | | | 661.44 |
| E | 0.848 | 637.5 | -0.3 | -0.5 | 108.12 |
| | | 600 | | | 101.76 |
| | | 600 | | | 101.76 |

Tableau 18 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = -0.5$.

- **Toiture**

Dépression intérieure $Vd3$; $C_{pi} = +0.7$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} $\alpha = 7.02^0$ | C_{pe} $\alpha = 8.66^0$ | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 7.02^0$ | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 8.66^0$ |
|-------------|-------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|
| F | 0.848 | 706.88 | -1.361 | -1.41 | +0.7 | -1235.4 | -1264.8 |
| G | 0.848 | 706.88 | -1.2 | -1.3 | +0.7 | -1138.9 | -1198.8 |
| H | 0.848 | 706.88 | -0.62 | -0.673 | +0.7 | -791.25 | -823 |
| I | 0.848 | 706.88 | -0.52 | -0.573 | +0.7 | -655.18 | -731.3 |

Tableau 19 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0.7$.

Dépression intérieure $Vd4$; $C_{pi} = -0.5$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} $\alpha = 7.02^0$ | C_{pe} $\alpha = 8.66^0$ | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 7.02^0$ | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 8.66^0$ |
|-------------|-------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|
| F | 0.848 | 706.88 | -1.361 | -1.41 | -0.5 | -516.11 | -545.49 |
| G | 0.848 | 706.88 | -1.2 | -1.3 | -0.5 | -419.60 | -479.47 |
| H | 0.848 | 706.88 | -0.62 | -0.673 | -0.5 | -71.93 | -103.70 |
| I | 0.848 | 706.88 | -0.52 | -0.573 | -0.5 | -11.99 | -43.76 |

Tableau 20 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = -0.5$.

b) Les ouvertures sont fermées

La même chose pour les deux directions.

- Parois verticales**

Surpression intérieure $C_{pi} = +0.8$.

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ |
|----------|-------|-------------------|----------|----------|---------------|
| A | 0.848 | 637.5 | -1 | +0.8 | -973.08 |
| | | 600 | | | -915.84 |
| | | 600 | | | -915.84 |
| B | 0.848 | 637.5 | -0.8 | +0.8 | -864.96 |
| | | 600 | | | -814.08 |
| | | 600 | | | -814.08 |
| C | 0.848 | 637.5 | -0.5 | +0.8 | -702.78 |
| | | 600 | | | -661.44 |
| | | 600 | | | -661.44 |
| D | 0.848 | 637.5 | +0.8 | +0.8 | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| | | 600 | | | 00.00 |
| E | 0.848 | 637.5 | -0.3 | +0.8 | -594.66 |
| | | 600 | | | -559.86 |
| | | 600 | | | -559.86 |

Tableau 21 : valeurs la pression q_j à chaque zone de parois verticale avec $C_{pi} = 0.8$.

- **Toiture**

Surpression intérieure: $C_{pi} = +0.8$

| Zone | C_d | $q_{dyn} (N/m^2)$ | C_{pe} $\alpha = 7.02^0$ | C_{pe} $\alpha = 8.66^0$ | C_{pi} | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 7.02^0$ | $q_j (N/m^2)$ $\alpha = 8.66^0$ |
|-------------|-------|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|
| F | 0.848 | 706.88 | -1.361 | -1.41 | +0.8 | -1295.38 | -1324.75 |
| G | 0.848 | 706.88 | -1.2 | -1.3 | +0.8 | -1198.87 | -1258.81 |
| H | 0.848 | 706.88 | -0.62 | -0.673 | +0.8 | -851.20 | -882.97 |
| I | 0.848 | 706.88 | -0.52 | -0.573 | +0.8 | -791.25 | -823.02 |

Tableau 22 : valeurs la pression q_j à chaque zone de toiture avec $C_{pi} = +0.8$.

3.1.4 Calcul de force de frottement :

3.1.4.1 Direction V1 et V2 :

Selon le RNV A99 (§1.4.2 chapitre 2), il y a lieu de considérer les forces de frottement si : $d/h \geq 3$ ou $d/b \geq 3$.

D'où on a : $d/h = 47/11,6 = 4,05 > 3$ Donc il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par l'expression suivante : (formule 2.8, chapitre 2, RNVA 99).

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \cdot C_{frj} \cdot S_{frj})$$

Avec

j: indique l'élément de surface parallèle à la direction du vent.

C_{frj} : Coefficient de frottement.

S_{frj} : L'aire de l'élément de surface considéré.

Dans notre cas les ondulations de la toiture sont perpendiculaires à la file sablière, et celle du bardage sont verticales, les valeurs sont données par le RNVA 99 (Tableau 2.1 chapitre 2).

Pour la toiture : $C_{frj} = 0,01$ (ondulation parallèles au vent)

Pour les bardages : $C_{frj} = 0,04$ (ondulation perpendiculaire au vent)

L'aire de l'élément de surface de surface j :

- Parois verticales :

$$S_{frj} (1^{er} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (47 \times 3.87) \times 2 = 363.78 \text{ m}^2$$

$$S_{frj} (2^{ème} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (47 \times 3.87) \times 2 = 363.78 \text{ m}^2$$

$$S_{frj} (3^{ème} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (47 \times 2.26) \times 2 = 212.44 \text{ m}^2$$

- Toiture : $S_{frj} (\text{toiture}) = (d/2 \times h) \times 2 = (47/2 \times 1.6) = 37.6 \text{ m}^2$

D'où on aura :

| Le niveau | $q_{dyn}(z_j)(N/m^2)$ | $C_{fr,j}$ | $S_{frj}(\text{ m}^2)$ | $F_{fr}(N)$ |
|-------------------------|-----------------------|------------|------------------------|-------------|
| 1 ^{er} niveau | 600 | 0.04 | 363.78 | 8730.72 |
| 2 ^{ème} niveau | 600 | 0.04 | 363.78 | 8730.72 |
| 3 ^{ème} niveau | 637.5 | 0.04 | 212.44 | 6266.98 |
| Toiture | 706.88 | 0.01 | 37.6 | 265.78 |

Tableau 23 : les valeurs forces de frottement F_{fr} .

3.1.4.2 Direction V3 et V4 :

Dans notre cas pour cette direction du vent on a :

- $d/h = 78/11,6 = 6,72 > 3$ Donc il y a lieu de considéré les forces de frottement.
- la toiture sont perpendiculaire à la file sablière, et celle du bardage sont verticales. Pour les bardages : $C_{frj} = 0,04$ (ondulation perpendiculaire au vent), les valeurs sont données par le RNVA 99 (Tableau 2.1 chapitre 2).
 - Pour la toiture : $C_{frj} = 0,04$ (ondulation parallèles au vent)
 - Pour les bardages : $C_{frj} = 0,04$ (ondulation perpendiculaire au vent)

L'air de l'élément de surface de surface j :

$$\text{Parois verticales : } S_{frj} (1^{er} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (78 \times 3.87) \times 2 = 603.72 \text{ m}^2$$

$$S_{frj} (2^{er} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (78 \times 3.87) \times 2 = 603.72 \text{ m}^2$$

$$S_{frj} (3^{er} \text{ niveau}) = (d \times h) \times 2 = (78 \times 2.26) \times 2 = 352.56 \text{ m}^2$$

Toiture :
$$S_{frj} (toiture) = (b \times \cos \alpha) \times d$$

$$= \left(\left(\frac{26}{\cos 7.02} \right) + \left(\frac{21}{\cos 8.66} \right) \right) \times 78 = 3700.2 \text{ m}^2$$

D'où on aura :

| Le niveau | $q_{dyn}(z_j)(N/m^2)$ | $C_{fr,j}$ | $S_{frj}(\text{ m}^2)$ | $F_{fr}(N)$ |
|-------------------------|-----------------------|------------|------------------------|-------------|
| 1 ^{er} niveau | 600 | 0.04 | 603.72 | 14489.28 |
| 2 ^{eme} niveau | 600 | 0.04 | 603.72 | 14489.28 |
| 3 ^{eme} niveau | 637.5 | 0.04 | 352.56 | 8990.28 |
| Toiture | 706.88 | 0.04 | 3700.2 | 104624.1 |

Tableau 24 : les valeurs forces de frottement F_{fr} .

La force de frottement totale est de ; 142.65 Kn

3.2 Etude de neige :

3.2.1 Introduction :

Selon le RNV A99 l'action de neige est définie par une charge statique de neige sur la toiture et les surfaces situées au-dessous du sol sous l'effet de l'accumulation de la neige.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture, est donnée selon le RNV A99 par la formule suivante : [3.1.1 P 13]

$$S = \mu \cdot S_K \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

S_K : En (KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

3.2.2 La charge de neige sur le sol :

Comme le bâtiment est implanté à « Akbou » wilaya de « Bejaïa », qui appartient à la zone A, à la hauteur de $H=200 \text{ m}$ au-dessus du niveau de la mer.

Le coefficient S_K dépend de la zone géographique et l'altitude de site, il est donné par la formule :

$$S_k = \frac{0,07.H + 15}{100}$$

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 200m

Donc :

$$S_k = \frac{0,07.200 + 15}{100} = 0.29 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

3.2.3 La neige sur la toiture :

Comme la toiture du bâtiment est à multiple versants dissymétrique le coefficient de forme est donné par le tableau 6.3 de RNV A99.

Les valeurs de coefficient de formes μ_1 et μ_2 sont ceux du tableau 6.3 correspondant

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

Dans notre cas : $\alpha_1 = 7.02^\circ$, $\alpha_2 = 8.66^\circ$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{7.02^\circ + 8.66^\circ}{2} = 7.84^\circ$$

Comme la pente est compris entre 0° et 30°

Les coefficients de forme : $\mu_1 = 0.8$

$$\mu_3 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{7.84}{30} \right) = 1$$

D'où

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0.8 \cdot 0.29 = 0.232 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$S_2 = \mu_3 \cdot S_K = 1 \cdot 0.29 = 0.29 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

Les valeurs de la charge caractéristique sont représentées dans la figure suivante :

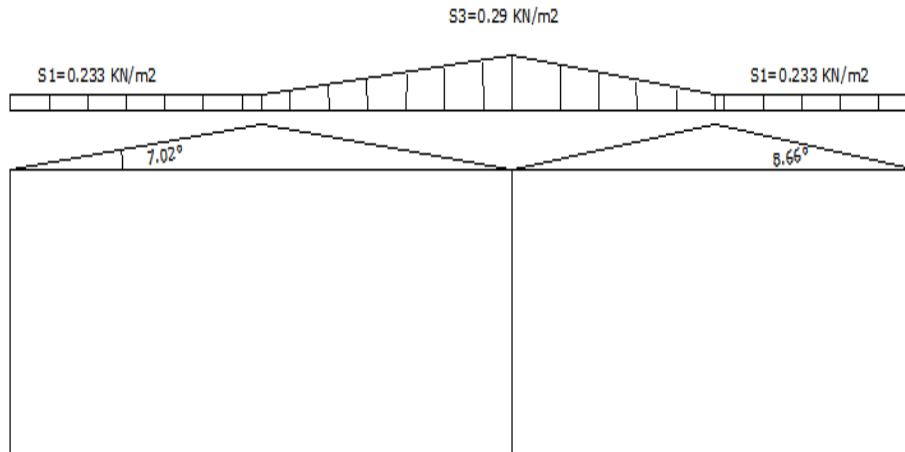


Figure 12 : les valeurs de la charge cracteristique de la neige.

Les charges de neige suivant les rampants :

$$S_1 = 0.23 \cos 7.02 = 0.23 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$S_1 = 0.29 \cos 7.84 = 0.287 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$S_1 = 0.23 \cos 8.66 = 0.23 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

Les valeurs de la charge caractéristique sont représentées suivant les rampants dans la figure suivante :

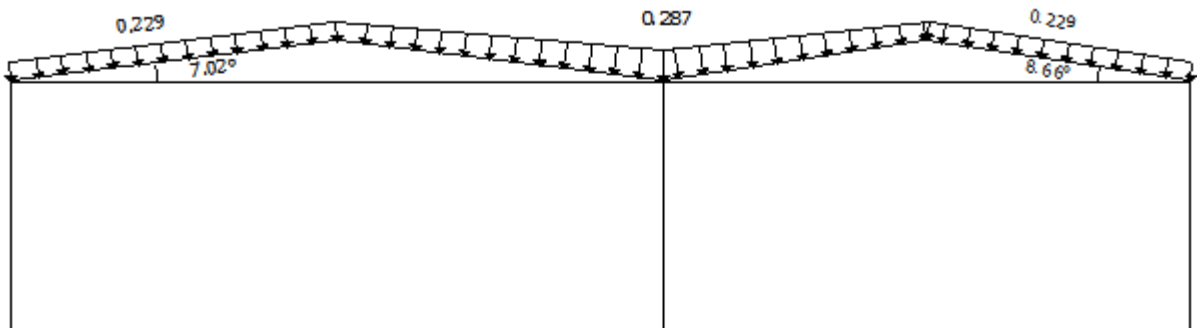


Figure 13 : distribution de la charge de neige par projection horizontale, et suivant.

3.3 Variation de la température :

Selon le CCM 97, on adopte dans le cas d'une construction située à l'air libre au nord de l'Algérie, une variation uniforme de la température qui est de $35^{\circ}c$ à $-15^{\circ}c$.

La température du montage est pris égale à $20^{\circ}c$

Le gradient de température est

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

$$\Delta T_1 = 20 + 15 = 35^{\circ}c$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1; \Delta T_2) 35 - 20 = 35^\circ \text{C}$$

Les déformations à considérer sont évaluées en admettant un coefficient de dilatation thermique.

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ \text{C}$$

CHAPITRE 4

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

SECONDAIRES

4.1 Les pannes :

4.1.1 Introduction :

Les pannes sont des éléments secondaires reposent directement au-dessus des arbalétrières disposées parallèlement aux linges de faitage et reprenant les charges réparties (permanentes et d'exploitation et des charges climatiques), appliquées en toiture et du fait qu'elles sont posées inclinées d'un angle α (la pente du versant) donc elles travaillent en flexion déviée.

Les données de calcul de notre cas :

- Pour le portique de 21 m :
 - Les pentes des versants $\alpha = 8.66^\circ$.
 - Les fermes sont espacées de (porté des pannes) 6m.
 - L'entraxe maximal des pannes suivant l'horizontal est de 1.5m.
 - L'entraxe des pannes suivant le versant est de 1.52 m.
 - Le nombre des pannes :
 - 1) Pour les deux versants de pente $\alpha = 8.66^\circ$

$$d = \frac{b/2}{\cos \alpha} = \frac{21/2}{\cos 8.66} = 10.62m$$

$$n_0 = d/l_x = \frac{10.62}{1.52} \rightarrow n_0 = 7$$

$$n = 2(n_0 + 1) = 2(7 + 1) \rightarrow n = 14 \text{ pannes}$$

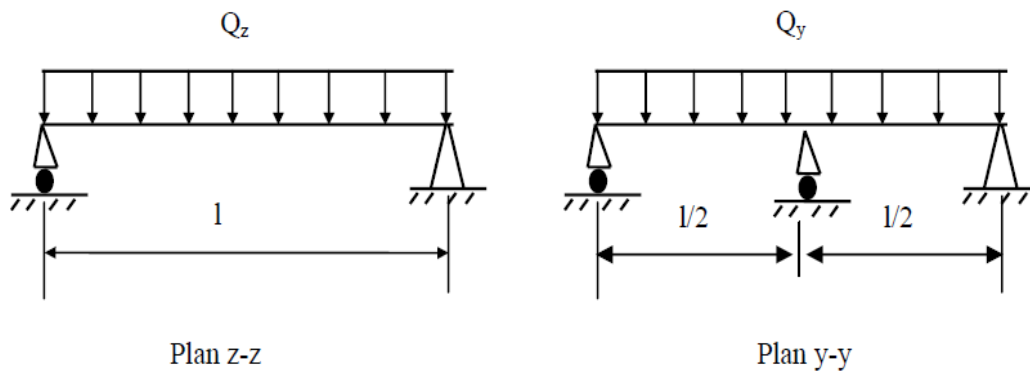


Figure 14 : schema statique des pannes suivant les axes Y et Z.

4.1.2 Détermination des sollicitations :

4.1.2.1 Evaluation des charges et surcharges:

A. Charges permanentes :

- Poids propre de la panne (estimé)15 kg/m
- Poids propre de la couverture (panneau sandwich)..... 10.05 kg/m²
- Poids propre des accessoires de pose..... 5 kg/m²

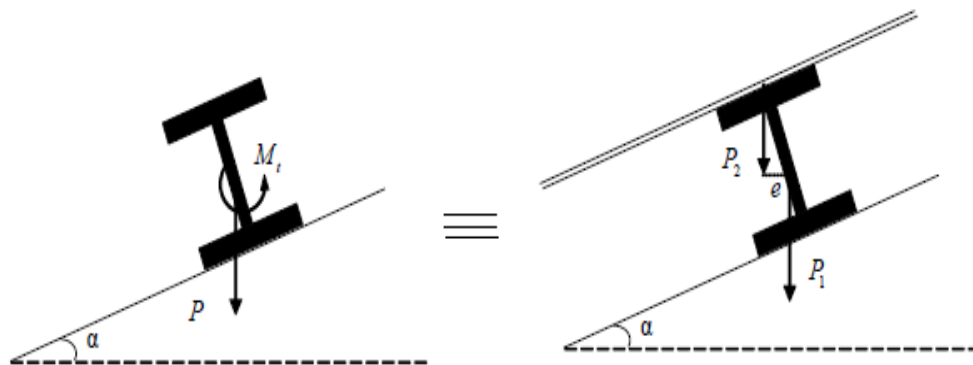


Figure 15 : schema statique des charges permanentes applique sur la panne.

P_1 : le poids propre de la panne P_{panne} .

P_2 : la résultante de (poids de couverture + surcharge) $(P_{couverture} + P_{accessoire})$.

G : la résultante totale des charges

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

D'où on a : $G = (10.05 + 5) \times 1.52 + 15 = 37.88 \text{ kg/ml}$

B. Surcharge d'entretien :

Le poids propre du personnel d'entretien et de matériel est donné par deux charges concentrées de 100 Kg, chacun situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux charges d'entretien est obtenu en égalisant les deux moments maximum du à P et aux charges ponctuelle P' :

$$M_{max} = \frac{P' \times l}{3} = \frac{P \times l^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'}{3 \times l} \Rightarrow P = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ Kg/ml}$$

D'où on a : $P = 44.44 \text{ Kg/ml}$ c'est la charge équivalente répartie donnant le même moment au milieu de la poutre.

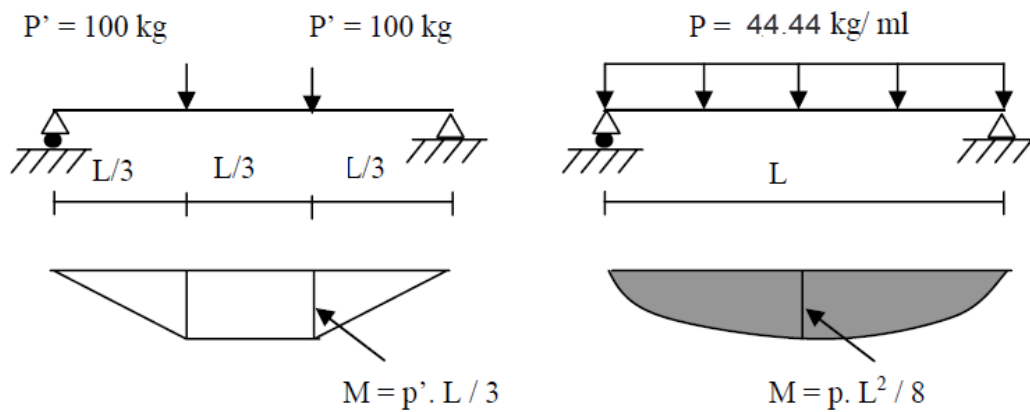


Figure 16 : schema statique des surcharges d'entretien Q sur les pannes.

C. Surcharge climatique :

a. Le vent :

La panne la plus sollicitée au vent est celle exposée au vent (perpendiculaire au versant) sur pignon dont $C_{pi} = +0.8$:

Vent normal : $V = -132.475 \text{ Kg/m}^2$ (vers le haut).

$$V = -132.475 \times 1.52 = -201.36 \text{ Kg/m}^2$$

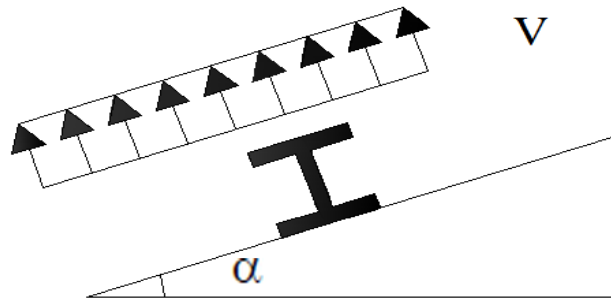


Figure 17 : schema statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

b. La neige

$$N_n = 0.29 \cos 8.66 = 0.2867 \text{ (kn/m)} = 28.67 \text{ (kg/m)}$$

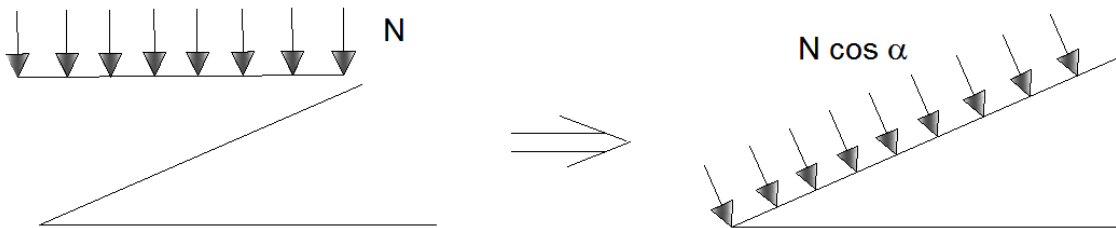


Figure 18 : schema statique des surcharges climatique de la neige sur les pannes.

4.1.2.2 Les charges appliquées :

- $G = 37.88 \text{ kg/ml}$
- $Q = P = 44.44 \text{ Kg/ml}$
- $V = -201.36 \text{ Kg/m}^2$
- $N_n = 28.67 \text{ kg/m}$

4.1.2.3 Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z :
 - $G_z = G \times \cos 8.66^\circ = 37.88 \times \cos 8.66^\circ = 37.45 \text{ kg/m}$
 - $Q_z = Q \times \cos 8.66^\circ = 44.44 \times \cos 8.66^\circ = 43.93 \text{ kg/m}$
 - $V_z = V = -201.36 \text{ kg/ml}$
 - $N_z = N_n \times \cos 8.66^\circ = 28.67 \times \cos 8.66^\circ = 28.34 \text{ (kg/m)}$
- Suivant l'axe Y :
 - $G_y = G \times \sin 8.66^\circ = 37.88 \times \sin 8.66^\circ = 5.7 \text{ kg/m}$
 - $Q_y = Q \times \sin 8.66^\circ = 44.44 \times \sin 8.66^\circ = 6.69 \text{ kg/m}$
 - $V_y = V = 0 \text{ kg/ml}$

$$\circ N_y = N_n \times \sin 8.66^\circ = 28.67 \times \sin 8.66^\circ = 4.32 \text{ (kg/m)}$$

4.1.2.4 Combinaisons de charges les plus défavorables :

❖ ELU

- Suivant l'axe Z :

$$1.35 \times G_z + 1.5 \times Q_z = (1.35 \times 37.45) + (1.5 \times 43.93) = 116.45 \text{ kg/ml}$$

$$1.35 \times G_z + 1.5 \times N_z = (1.35 \times 37.45) + (1.5 \times 28.34) = 93.07 \text{ kg/ml}$$

$$G_z + 1.5 \times V_z = 34.46 - (1.5 \times 201.36) = -267.58 \text{ kg/ml}$$

- Suivant l'axe Y :

$$\circ 1.35 \times G_y + 1.5 \times Q_y = (1.35 \times 5.7) + (1.5 \times 6.69) = 17.73 \text{ kg/ml}$$

$$\circ 1.35 \times G_y + 1.5 \times N_y = (1.35 \times 5.7) + (1.5 \times 4.32) = 14.18 \text{ kg/ml}$$

❖ ELS

- Suivant l'axe Z :

$$\circ G_z + Q_z = 37.45 + 43.93 = 81.38 \text{ kg/ml}$$

$$\circ G_z + N_z = 37.45 + 28.34 = 65.79 \text{ kg/ml}$$

$$\circ G_z + V_z = 37.45 - 201.36 = -163.91 \text{ kg/ml}$$

- Suivant l'axe Y :

$$\circ G_y + Q_y = 5.7 + 6.69 = 12.39 \text{ kg/ml}$$

$$\circ G_y + N_y = 5.7 + 4.32 = 10.02 \text{ kg/ml}$$

4.1.3 Le pré dimensionnement des pannes :

Le pré dimensionnement des pannes se fait à la condition de la flèche :

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

La combinaison de calcul à l'ELS :

$$\circ G_z + V_z = 37.45 - 201.36 = -163.91 \text{ kg/ml}$$

$$\circ G_y + Q_y = 5.7 + 6.69 = 12.39 \text{ kg/ml}$$

La vérification à faire est : $f \leq f_{ad}$.

❖ Flèche verticale :(sur deux appuis)

$$f \leq f_{ad} \Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times l}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{163.91 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 600}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 439.04 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit un : IPE 140 (avec : $I_y = 541 \text{ cm}^4$)

- Flèche latérale : (sur trois appuis)

$$f \leq f_{ad} \Rightarrow \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \times (l/2)^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{200 \times 2.05}{384} \times \frac{q_y \times (l/2)^4}{E \times (l/2)}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{200 \times 2.05}{384} \times \frac{12.39 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times (600/2)}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 1.7 \text{ cm}^4$$

Donc on garde l'IPE 140 (avec : $I_y = 541 \text{ cm}^4$)

D'où on aura le poids propre réel à :

$$G = (10.05 + 5) \times 1.31 + 12.9 = 32.62 \text{ kg/ml}$$

Avec

- $G_z = G \times \cos 8.66^\circ = 32.62 \times \cos 8.66^\circ = 32.29 \text{ kg/m}$
- $G_y = G \times \sin 8.66^\circ = 32.62 \times \sin 8.66^\circ = 4.92 \text{ kg/m}$

4.1.4 Dimensionnement des pannes :

- ❖ Les combinaisons de calcul à l'ELU sont :

$$1 \rightarrow \begin{cases} 1.35 \times G_z + 1.5 \times Q_z = (1.35 \times 32.29) + (1.5 \times 43.93) = 109.49 \text{ kg/ml} \\ 1.35 \times G_y + 1.5 \times Q_y = (1.35 \times 4.92) + (1.5 \times 6.69) = 16.68 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

$$2 \rightarrow \begin{cases} G_z + 1.5 \times V_z = 32.29 - (1.5 \times 201.36) = -269.75 \text{ kg/ml} \\ 1.35 \times G_y = 1.35 \times 4.92 = 6.64 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

- ❖ Détermination des sollicitations

- Moments sous le vent :

$$1 \rightarrow \begin{cases} \text{Axe } z - z : M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{269.75 \times 6^2}{8} = 1213.88 \text{ kg.m} \\ \text{Axe } y - y : M_z = \frac{q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{6.69 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 7.53 \text{ kg.m} \end{cases}$$

- Moments sous la charge d'exploitation :

$$2 \rightarrow \begin{cases} \text{Axe } z - z: M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{109.49 \times 6^2}{8} = 492.71 \text{ kg.m} \\ \text{Axe } y - y: M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{16.68 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 18.77 \text{ kg.m} \end{cases}$$

○ Effort tranchants

❖ Effort tranchant du à (G) : $V_G = (G_z \times l)/2 = (32.29 \times 6)/2 = 96.87 \text{ Kg}$

❖ Effort tranchant du à (Q) : $V_Q = P' \times \cos 8.66 = 100 \times \cos 8.66 = 98.86 \text{ Kg}$

❖ Effort tranchant du à (V) :

$$V_V = (V_z \times l)/2 = (-201.36 \times 6)/2 = -604.08 \text{ Kg}$$

❖ Effort tranchant du à (N) :

$$V_N = (N_z \times l)/2 = (28.34 \times 6)/2 = 85.02 \text{ kg}$$

1^{ère} combinaison :

$$V_z = 1.35 \times V_G + 1.5 \times V_Q = (1.35 \times 96.87) + (1.5 \times 98.86) = 242.61 \text{ kg}$$

2^{ème} combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5 \times V_V = 96.87 - (1.5 \times 604.08) = -809.25 \text{ kg}$$

❖ Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées d'une façon a satisfaites les conditions suivantes simultanément :

4.1.4.1 La condition à la résistance :

Vérification au moment ultime par un calcul de plasticité (section de classes 1 et 2)

$$\text{Pour une flexion déviée la vérification à faire est : } \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre es valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections en I et H } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5 \times n \geq 1 \text{ avec } n = N/N_{pl}$$

Dans notre cas la majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal donc :

$$N = 0 \Rightarrow \beta = 1$$

Pour notre profilé (**IPE 140**) et on tire:

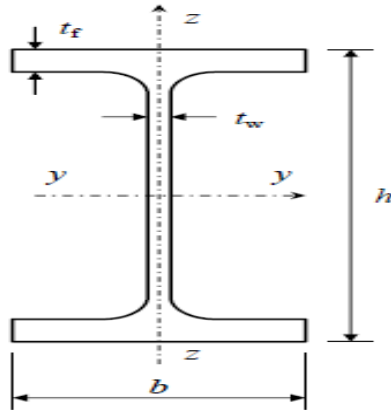


Figure 19 : les dimensions du profilé.

$$b = 73 \text{ mm} ; \quad t_f = 6.9 \text{ mm} ; \quad W_{el,y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{el,z} = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$h_i = 126.2 \text{ mm} ; \quad t_w = 4.7 \text{ mm} ; \quad W_{pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

❖ **La classe de la section :**

- Vérification de la semelle :

La vérification à faire est :

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon$$

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

$$\Rightarrow \frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{73}{2 \times 6.9} \leq 10 \times 1 = 5.29 \leq 10 \dots \dots \dots \text{okc'est vérifier}$$

Vérification de l'âme :

La vérification à faire est :

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon$$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{126.2}{4.7} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 26.85 \leq 72 \dots \dots \dots \text{okc'est vérifier}$$

- Donc la section est de classe 1.

D'où on aura ;

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.41 \text{ kg.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{19.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 412.32 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{1213.88}{1886.41}\right)^2 + \left(\frac{7.53}{412.32}\right)^1 \leq 1 \\ \qquad \qquad \qquad \Rightarrow 0.43 \leq 1 \dots \dots \text{vérifier} \\ \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{492.71}{1886.41}\right)^2 + \left(\frac{18.77}{412.32}\right)^1 \leq 1 \\ \qquad \qquad \qquad \Rightarrow 0.11 \leq 1 \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

- La résistance est vérifiée

4.1.4.2 Vérification au cisaillement :

La vérification à faire est : $V_z \leq V_{pl,z}$

$$\text{Avec : } V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m}$$

Et on tire pour un IPE 140

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m} = \frac{7.64 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 9423.41 \text{ kg}$$

- Sous la surcharge :

$$1 \rightarrow V_z \leq V_{pl,z} \Rightarrow 242.61 \leq 9423.41 \dots \dots \dots \text{c'est vérifie}$$

- Sous le vent :

$$2 \rightarrow V_z \leq V_{pl,z} \Rightarrow 809.25 \leq 9423.41 \dots \dots \dots \text{c'est vérifie}$$

- Donc la résistance aux efforts tranchant est vérifiée.

4.1.4.3 Vérification au déversement :

Le moment de flexion maximale M_{uy} doit être inférieure au moment ultime de déversement

La vérification à faire est : $M_{uy} \leq M_{dev}$ (chapitre 5.5.2, Eurocode 3).

$$\text{Avec : } M_{dev} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tel que $\beta_w = 1$ (pour une section de classe 1 et 2)

Le coefficient de réduction X_{LT} pour le déversement est déterminé en fonction de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ mais : } X_{LT} \leq 1$$

- L'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est donnée par la formule suivante : (Annexe F de l'Eurocode, § F.2)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Ou : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon \quad \text{et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

Et on tire pour un IPE 140 :

$$i_z = 1.65 \text{ cm ; } h = 14 \text{ cm ; } t_f = 0.69 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \lambda_{LT} &= \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \\ &= \frac{\frac{300}{1.65}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19 \end{aligned}$$

$$\text{D'où on aura : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[\frac{114.19}{93.9} \right] \times 1^{0.5} = 1.22$$

- φ_{LT} est par la formule suivante :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Ou : $\alpha_{LT} = 0.21$ (on un profilé laminé)

D'où on aura :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.35$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.35 + [1.35^2 - 1.22^2]^{0.5}} = 0.52$$

Donc on aura :

$$\begin{aligned} M_{dev} &= X_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \\ &= 0.52 \times 1 \times \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 980.93 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

Ce qui fait que :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow M_{uy,1} \leq M_{dev} \Rightarrow 1213.88 > 980.93 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ 2 \rightarrow M_{uy,2} \leq M_{dev} \Rightarrow 492.71 \leq 980.93 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

On augmente la section et on tire pour un **IPE160** :

$$i_z = 1.84 \text{ cm} ; \quad h = 16 \text{ cm} ; \quad t_f = 0.74 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.84}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.45$$

$$\text{D'où on aura : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[\frac{109.45}{93.9} \right] \times 1^{0.5} = 1.16$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.16 - 0.2) + 1.16^2] = 1.27$$

○ X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{1.27 + [1.27^2 - 1.16^2]^{0.5}} = 0.51$$

Donc on aura :

$$M_{dev} = 0.51 \times 1 \times \frac{124 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1351.04 \text{ Kg.m} > 1213.88 \text{ Kg.m}$$

- Donc on garde le : IPE 160

D'où on aura le poids propre réel (G) :

$$G = (10.05 + 5) \times 1.31 + 15.8 = 35.52 \text{ kg/ml}$$

Avec :

- $G_z = G \times \cos 8.66^\circ = 35.52 \times \cos 8.66^\circ = 35.12 \text{ kg/m}$
- $G_y = G \times \sin 8.66^\circ = 35.52 \times \sin 8.66^\circ = 5.35 \text{ kg/m}$

ET :

$$V_G = (G_z \times l) / 2 = (35.12 \times 6) / 2 = 105.36 \text{ Kg}$$

4.1.4.4 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de services (non pondérées) :

Les combinaisons de calcul à l'ELS sont :

- $G_y + Q_y = 5.53 + 5.43 = 9.77 \text{ kg/ml}$
- $G_z + V_z = 35.12 - 201.36 = -166.24 \text{ kg/ml}$

On tire pour un IPE 160 :

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 68.3 \text{ cm}^4$$

La vérification à faire est: $f \leq f_{ad}$.

- Flèche vertical : (sur deux appuis)

$$\begin{aligned} f \leq f_{ad} &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \\ &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{166.24 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 869} \leq \frac{600}{200} \\ &\Rightarrow 1.54 \leq 3 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{aligned}$$

- Flèche latérale : (sur trois appuis)

$$\begin{aligned} f \leq f_{ad} &\Rightarrow \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \times (l/2)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} \\ &\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{9.77 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{2.1 \times 10^6 \times 68.3} \leq \frac{600}{200} \\ &\Rightarrow 0.03 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{aligned}$$

4.1.5 Conclusion

Le profilé choisit **IPE 160** convient pour les pannes.

En suivant les mêmes étapes pour le portique de 26 m on trouve aussi que l'IPE 160 convient pour les pannes.

4.2 Calcul des liernes :

4.2.1 Introduction :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction soumis à des efforts croissant, au fur et à mesure qu'il se rapproche au faitage. Considérés comme des appuis intermédiaires dans le plan des versants (plan X). Ils sont généralement formés de barres rond ou petite cornières, reliées entre elles au niveau de faitage par des tirants en diagonale permettent d'éviter de la déformation latérale des pannes.

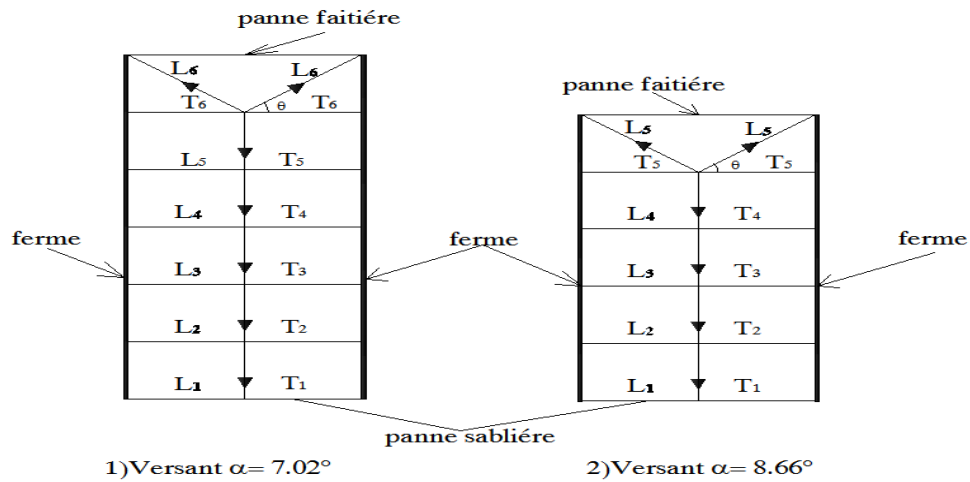


Figure 20 : schéma statique de la lierne et des effort lui revenant.

4.2.2 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau de liernes :

$$\circ \quad 13.5G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 5.43 = 15.61 \text{ kg/ml}$$

$$R = 1.25 \times Q_y \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 15.61 \times \frac{6}{2} = 58.54 \text{ Kg}$$

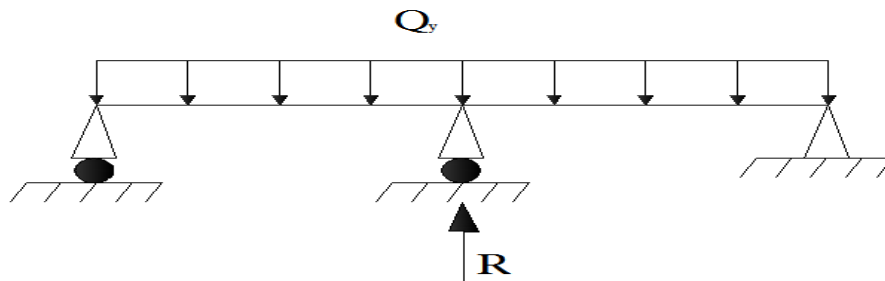


Figure 21 : schéma statique représentant la réaction R.

- L'effort de traction des tronçons L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{58.54}{2} = 29.27 \text{ Kg}$$

- L'effort dans le tronçon L_2

$$T_2 = R + T_1 = 58.54 + 29.27 = 87.81 \text{ kg}$$

- L'effort dans le tronçon L_3

$$T_3 = R + T_2 = 58.54 + 87.81 = 146.35 \text{ kg}$$

- L'effort dans le tronçon L_4

$$T_4 = R + T_3 = 58.54 + 146.35 = 204.89kg$$

- L'effort dans le tronçon L_5 (bretelles) :

$$T_4 = 2 \times T_5 \times \sin \theta.$$

On a le versant à une pente $\alpha = 8.66^\circ$:

$$\theta = \arctg 1.52/3 = 26.88^\circ$$

$$\Rightarrow T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin \theta} = \frac{204.89}{2 \times \sin 26.88^\circ} = 226.59Kg$$

❖ Mais pour le versant qui à droite avec une pente de $\alpha = 7.02^\circ$, le nombre de panne est de 22 pannes donc l'effort dans les tronçons de 1 à 3 sont identiques aux ce lui du versant à gauche.

- L'effort dans le tronçon L_5

$$T_5 = R + T_4 = 58.54 + 204.89 = 263.43kg$$

- L'effort dans le tronçon L_6 (bretelles) :

$$T_5 = 2 \times T_6 \times \sin \theta.$$

On a: $\theta = \arctg 1.31/3 = 23.6^\circ$

$$\Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin \theta} = \frac{263.43}{2 \times \sin 23.6^\circ} = 329Kg$$

Remarque :

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonales (bretelles).

4.2.3 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicitée est : L_5 avec : $T_5 = 263.43kg$

Traction simple :

Il faut vérifier la relation suivant : $N \leq N_{pl}$

Avec : $N = T_5 = 263.43kg$ et : $N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

D'où on a :

$$N \leq N_{pl} \Rightarrow T_5 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow A \geq \frac{T_5 \times \gamma_{M1}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{263.43 \times 1.1}{2350} \Rightarrow A \geq 0.123 \text{ cm}^2$$

Avec : $A = \frac{\pi \times \phi^2}{4}$;

$$\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.123}{\pi}} \Rightarrow \phi \geq 0.396 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre pour les deux versants: $\phi = 0.4 \text{ cm}$.

Mais pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre de diamètre $\phi = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$.

Remarque

En suivant les mêmes étapes pour le portique de 26 m on trouve aussi qu'une barre de diamètre $\phi = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$ est satisfaisante

4.3 Calcul d'échantignolle

4.3.1 Introduction

L'échantignolle sert à fixer les pannes sur la membrure supérieure de la ferme (arbalétrier), le principale effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (soulèvement du vent).

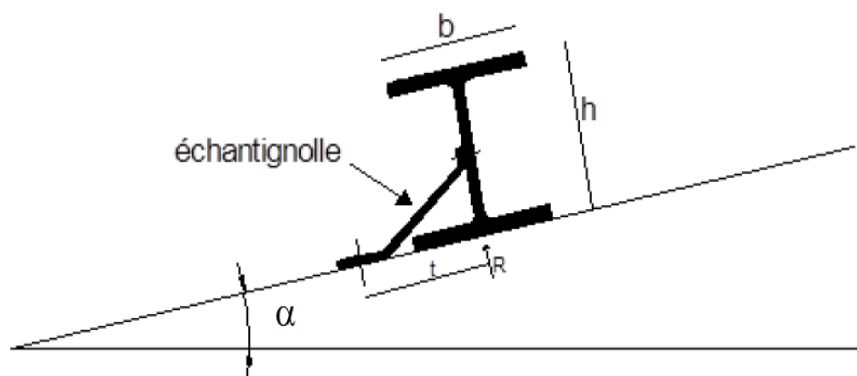


Figure 22 : L'échantignolle.

4.3.2 Détermination des sollicitations :

4.3.2.1 Calcul des réactions R_z et R_y :

- Les réactions sous le poids propre de la panne :

- $R_{ZG} = 2 \times V_G = 2 \times 105.78 = 211.56 \text{ kg}$
- $R_{YG} = 2 \times \frac{G_y \times l}{2} = 2 \times \frac{4.34 \times 6}{2} = 26.04 \text{ kg}$
- Les réactions sous la charge d'exploitation :
 - $R_{ZP'} = P' \times \cos 8.66 = 100 \times \cos 7.02 = 99.25 \text{ kg}$
 - $R_{YP'} = P' \times \sin 8.66 = 100 \times \sin 7.02 = 12.22 \text{ kg}$
- Les réactions sous le vent :
 - $R_{ZV} = 2 \times V_Z \times \frac{l}{2} = 2 \times (-173.54) \times \frac{6}{2} = -1041.24 \text{ Kg}$

D'où on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{cas de la surcharge:} \\ 1 \rightarrow \begin{array}{l} V_Z = 1.35 \times R_{ZG} + 1.5 \times R_{ZP'} = 1.35 \times 211.56 + 1.5 \times 99.25 = 434.48 \text{ kg} \\ V_Y = 1.35 \times R_{YG} + 1.5 \times R_{YP'} = 1.35 \times 26.04 + 1.5 \times 12.22 = 53.48 \text{ kg} \end{array} \\ \text{cas du vent :} \\ 2 \rightarrow \begin{array}{l} V_Z = R_{ZG} + 1.5 \times R_{ZV} = 211.56 + 1.5 \times (-1041.24) = -1350.3 \text{ Kg} \\ V_Y = 1.35 \times R_{YG} = 1.35 \times 26.04 = 35.15 \text{ kg} \end{array} \end{array} \right.$$

4.3.2.2 Les bras de levier

Et on tire pour un IPE 160 : $b = 82 \text{ mm}$, $h = 160 \text{ mm}$

$$\Rightarrow t_z = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 2 \times \frac{b}{2} \leq t_y \leq 3 \times \frac{b}{2} \Rightarrow 2 \times \frac{82}{2} \leq t_y \leq 3 \times \frac{82}{2}$$

$$\Rightarrow 82 \leq t_y \leq 123$$

Donc soit : $\begin{cases} t_z = 80 \text{ mm} \\ t_y = 105 \text{ mm} \end{cases}$

4.3.2.3 Les moments de renversement

On a : $M_r = (V_z \times t_y) + (V_y \times t_z)$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \rightarrow M_r = 434.48 \times 105 + 53.48 \times 80 = 47943.6 \text{ kg} \\ 2 \rightarrow M_r = -1350.3 \times 105 + 35.15 \times 80 = -13896.95 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

4.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle

Flexion simple :

La vérification à faire est : $M \leq M_{el}$

Avec : $M = M_r$; $M_{el} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}}$.

On a:

$$M \leq M_{el} \Rightarrow M_r = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M1}}{f_y}$$
$$\Rightarrow W_{el} \geq \frac{13896.95 \times 1.1}{2350}$$
$$\Rightarrow W_{el} \geq 6.5 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} \geq \frac{a \times e^2}{6}; \quad (\text{Pour les sections rectangulaires}).$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 6.5}{20}} \Rightarrow e \geq 1.4 \text{ cm}$$

Soit : $e = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$

Remarque :

La largeur de l'échantignolle $a = 20 \text{ cm}$ est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme qui forme les portiques.

Remarque

En suivant les mêmes étapes pour le portique de 26 m on trouve aussi l'épaisseur de l'échantignolle est de 15mm

4.4 Les fermes

4.4.1 Introduction

Les fermes sont destinées à supporter la toiture, constituées le plus souvent, par un système triangulé elles se composent de deux membrures :

- Membrures supérieur (arbalétrier),
- Membrures inférieure (entrait)

Elles sont réunies par un système à treillis comprenant les montants et diagonale, les fermes prennent appuis sur des appuis (mur, poteau, panne sablière).

Elles sont chargées dans les nœuds et généralement articulées à leurs appuis.

- **Les hypothèses de calcul :**
 - Les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
 - Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
 - La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

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

- Cas de soulèvement $G + 1.5W$
- Cas de la neige seule $1.35G + 1.5S$

4.4.2 Détermination des forces revenantes à la ferme:

On a des fermes sous forme d'un triangle 21 m de longueur supportant 14 pannes par Versant respectivement, pour le dimensionnement, on prend la plus défavorable.

L'entre axes horizontal des pannes est de 1.5 m

L'entre axe des fermes suivant le rompent 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).

4.4.2.1 Calcul des charges revenant à chaque nœud :

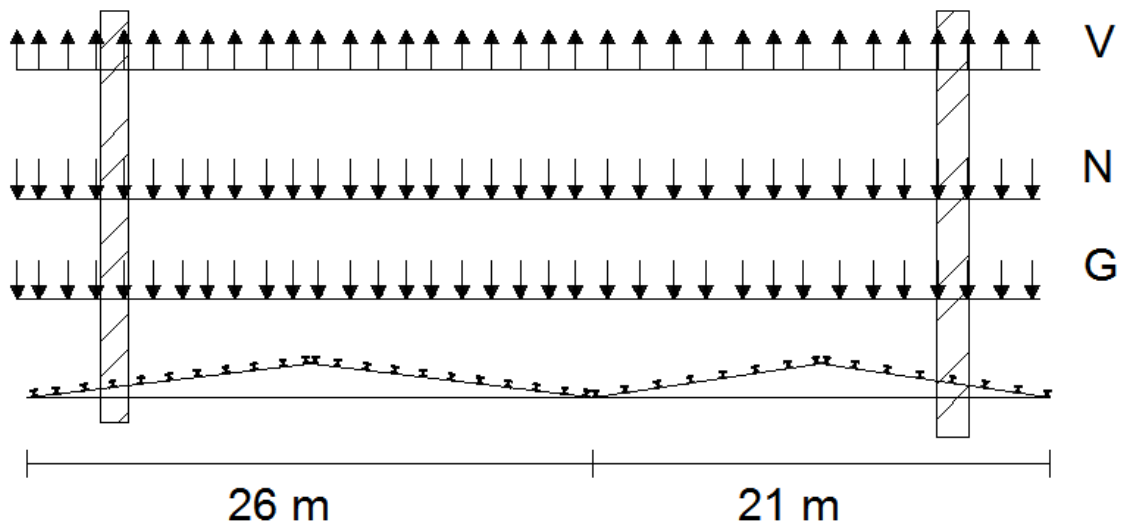


Figure 23 : les charges appliques sur les nœuds.

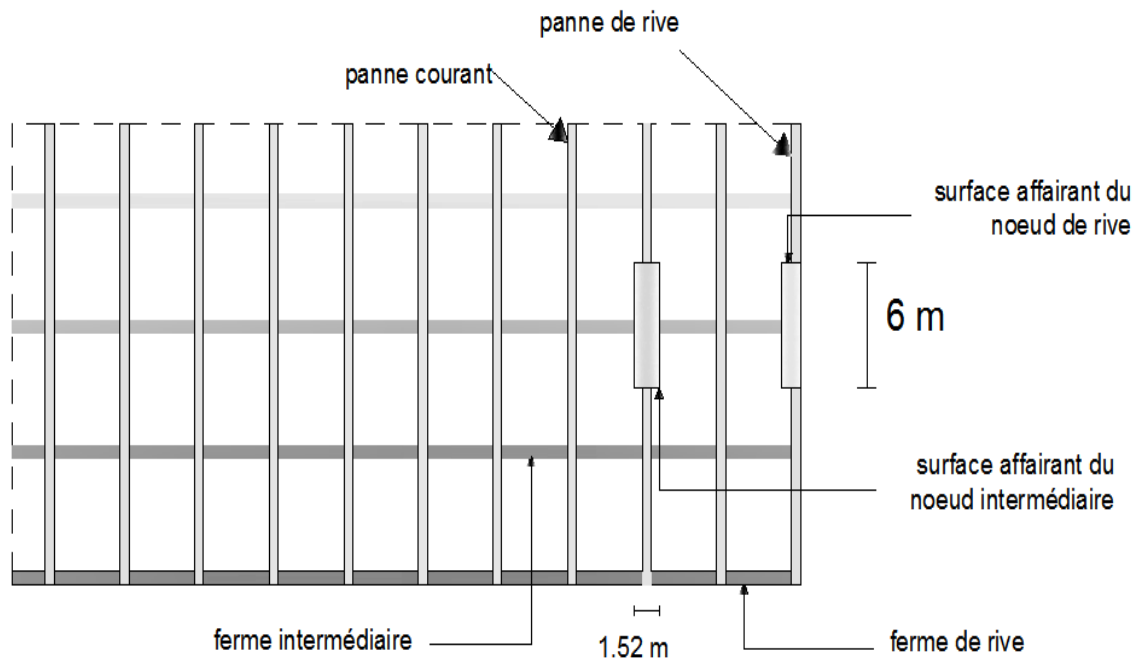


Figure 24 : surface aférante des nœuds.

a. Nœuds intermédiaire :

$$S = 1.52 \times 6 = 9.12 \text{ m}^2$$

○ **Poids propre**

| | |
|---|--|
| La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose | $(10.05 + 5)10^{-2} \times 9.12 = 1.37 \text{ kN}$ |
| La panne (IPE 160) | $(15.8 \times 10^{-2}) \times 6 = 0.95 \text{ kN}$ |
| Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m2) | $0,04 \times 9.12 = 0.36 \text{ kN}$ |
| TOTAL | 2.68 kN |

Tableau 25 : les charges du poids appliques sur le nœud intermediaire.

Le poids propre de la ferme est pris en considération par le ROBOT

○ **Surcharges climatiques**

○ *Surcharges du vent :*

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0.8$

$$q_j = 1.325 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,325 \times 9.12 = 12.08 \text{ kN}$$

○ *Surcharges de la neige*

$$S_{\max} = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 213.08 m^2

$$\text{Donc } S = 0,29 \times 9.12 = 2.65 \text{ kN}$$

b. Nœud de rive :

$$S = \frac{1.52}{2} \times 6 = 4.56 \text{ m}^2$$

○ **Poids propre**

| | |
|---|--|
| La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose | $(10.05 + 5)10^{-2} \times 4.56 = 0.69 \text{ kN}$ |
| La panne (IPE 160) | $(15.8 \times 10^{-2}) \times 6 = 0.95 \text{ kN}$ |
| Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m2) | $0.04 \times 4.56 = 0,18 \text{ kN}$ |
| TOTAL | 1.82 kN |

Tableau 26 : les charges du poids appliques sur le nœud de rive.

○ **Surcharges climatiques**

○ *Surcharges du vent :*

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0.8$

$$q_j = 1.325 \text{ kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,325 \times 4.56 = 6.04 \text{ kN}$$

○ *Surcharges de la neige*

$$S_{\max} = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 213.08 m^2

$$\text{Donc } S = 0,29 \times 4.56 = 1.32 \text{ kN}$$

4.4.2.2 Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a. Nœud intermédiaire :

○ *Soulèvement*

$$F = G + 1,5V = 2.68 + 1.5(-12.08) = -15.44 \text{ KN}$$

○ *Neige*

$$F = 1,35G + 1,5S = 1.35 \times 2.68 + 1.5 \times 2.65 = 7.59 \text{ KN}$$

b. Nœud de rive :

○ *Soulèvement*

$$F = G + 1,5V = 1.82 + 1.5(-6.04) = -7.24 \text{ KN}$$

○ *Neige*

$$F = 1.35 G + 1.5 S = 1.35 \times 1.82 + 1.5 \times 1.32 = 4.44 \text{ KN}$$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 21 m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des poutres (pannes). Et le schéma statique sera comme le suivant:

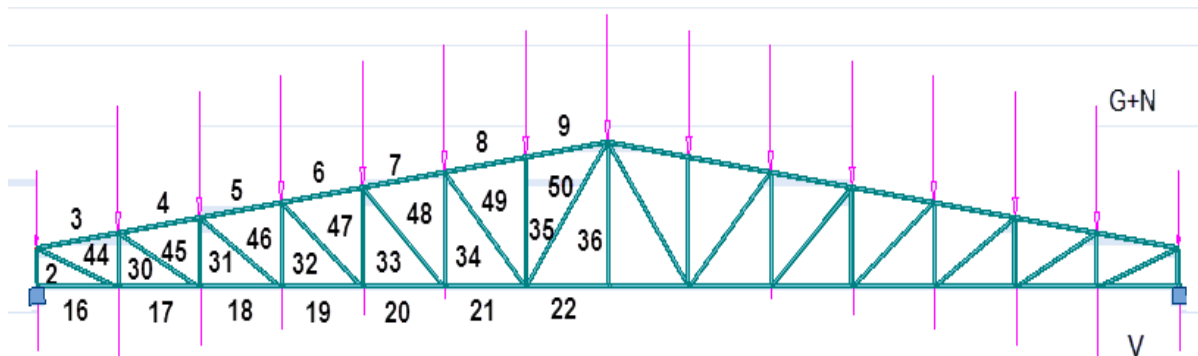


Figure 25 : schéma statique de la ferme 21 m.

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2013.

| | Numéro de la barre | Effort | Effort |
|----------------------------|--------------------|-------------|-----------------|
| | | Sous G+1.5V | Sous 1.35G+1.5S |
| Membrure supérieure | 3 | -126.09 | 78.35 |
| | 4 | -193.4 | 120.48 |
| | 5 | -227.38 | 142.01 |
| | 6 | -240.77 | 150.6 |
| | 7 | -240.42 | 150.67 |
| | 8 | -230.54 | 144.67 |
| | 9 | -230.54 | 144.73 |
| Montant | 2 | -100.77 | 63.19 |
| | 30 | -75.14 | 46.18 |
| | 31 | -50 | 31.05 |
| | 32 | 30.87 | 18.96 |
| | 33 | -14.44 | 8.74 |
| | 34 | 0.18 | -0.65 |
| | 35 | -15.03 | 8.59 |
| | 36 | -0.47 | -0.64 |
| diagonale | 44 | 145.39 | -90.36 |
| | 45 | 83.34 | -52.2 |
| | 46 | 45.42 | -28.8 |
| | 47 | 19.28 | -12.57 |
| | 48 | -0.64 | -0.22 |

| | | | |
|--------------------------------|-----------|---------|--------|
| | 49 | -16.61 | 10.16 |
| | 50 | 32.32 | -20.24 |
| Membrure inferieure | 16 | -175.37 | 109.64 |
| | 17 | -50.74 | 32.22 |
| | 18 | 15.81 | -9.44 |
| | 19 | 49.44 | -30.72 |
| | 20 | 62.63 | -39.28 |
| | 21 | 62.28 | -39.34 |
| | 22 | 35.96 | 23.09 |

Tableau 27 : les effortd dans les elements de la ferme.

Les efforts maximaux dans les barres sont donnés dans le tableau suivant :

| | Sous G+1,5V (KN) | Sous 1,35G+1,5S (KN) |
|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| Membrures supérieure | -150.67 240.77 | |
| Membrues inférieure | 175.37 | -109.64 |
| Montants | 100.77 | -63.19 |
| Diagonales | -145.39 | 90.36 |

Tableau 28 : les efforts max dans les elemnts de la ferme.

4.4.3 Pré Dimensionnement des éléments :

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

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

4.4.3.1 Membrane supérieure :

$$N^{max} = 240.77 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{240.77 \times 1.1}{23.5} = 11.27 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50x50x7) de section $A_s = 13.12 \text{ cm}^2$

4.4.3.2 Membrane inférieure :

$$N^{max} = 175.37 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{175.37 \times 1.1}{23.5} = 8.21 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50x50x6) de section $A_s = 11.38 \text{ cm}^2$

4.4.3.3 Diagonale

$$N^{max} = 145.39 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{145.39 \times 1.1}{23.5} = 6.81 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (60x60 x 6) de section $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

4.4.3.4 Les montants

$$N^{max} = 100.77 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{100.77 \times 1.1}{23.5} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (35 x 35 x 4) de section $A_s = 5.34 \text{ cm}^2$

Vérification des différents éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sur les membrures supérieures, inférieures, montantes et diagonales sont :

La traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1 5(7)}$$

Au flambement (compression)

$$N_{sd} \leq N_{crd} = X_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1(7)}$$

La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \leq 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le ROBOT 2012 sont représentés sur le tableau suivant

| Eléments | Traction | Compression |
|-----------------------|----------|-------------|
| Membrures supérieures | 240.77 | -150.67 |
| Membrures inférieures | 175.37 | -109.64 |
| Montants | 100.77 | -63.19 |
| Diagonales | 90.36 | -145.39 |

Tableau 29 : les efforts max dans les elemnts de la ferme.

1.1. Membrane supérieure :

2L 50 x 50 x 7 Avec $A = 13.12 \text{ cm}^2$

La traction : $N_{sd} = 240.77 \text{ KN}$

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.12 \times 23.5}{1.1} = 280.29 \text{ KN} > N_{sd} = 240.77 \text{ KN}$$

La compression $N_{sd} = -150.67 \text{ KN}$

$$N_{crd} = X_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$l_k = 152 \text{ cm } I_Z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_Z D'une seule cornière

A_c : Aire d'une seule cornière

$I_y = 2I_{yc}$ D'une seule cornière

$$I_y = 29.22 \text{ cm}^4 ; I_Z = 59.93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{29.22}{13.12}} = 1.49$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{59.93}{13.12}} = 2.14$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{152}{1.49} = 102.01$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{152}{2.14} = 71.03$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_A \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5} \text{ Avec } \beta_A = 1 \text{ section d classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon \text{ et } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{102.01}{93.9} \right] = 1.09 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{71.03}{93.9} \right] = 0.76 > 0.2$$

Il y a risque de flambement

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

$\alpha = 0.49 \rightarrow$ section soudée

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (1.09 - 0.2) + 1.09^2] = 1.31$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.76 - 0.2) + 0.76^2] = 0.93$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.31 + [1.31^2 - 1.09^2]^{0.5}} = 0.49$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.93 + [0.93^2 - 0.76^2]^{0.5}} = 0.68$$

$$X_{min} = (X_y; X_z) = 0.49$$

$$N_{crd} = X_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

EC3 Art 5.5.1.2 (7)

$$N_{crd} = 0.49 \times 1 \times \frac{13.12 \times 23.5}{1.1} = 137.34 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 150.67 > N_{crd} = 137.34 \text{ kN}$ Non vérifie il faut augmenter la section

Soit $2L 60 \times 60 \times 6$ Avec $A = 13.82 \text{ cm}^2$

Avec $N_{crd} = 178.67 \text{ kN} > N_{sd} = 150.67 \text{ kN}$

Pour les membrures inférieures, les diagonales et les montants les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Compression

| | Membrure inferieure 2L (50x50x 6) | Diagonale 2L (60x60 x 6) | Montant 2L (35 x 35 x 4) |
|--------------------------|--|---|---|
| l (cm) | 150 | 175 | 90 |
| A (cm ²) | 11.38 | 13.82 | 5.34 |
| I_y (cm ⁴) | 38.74 | 45.58 | 5.9 |
| i_y (cm) | 1.85 | 1.82 | 1.05 |
| λ_y | 81.3 | 96.36 | 85.62 |
| $\bar{\lambda}_y$ | 0.87 | 1.03 | 0.91 |
| φ_y | 1.04 | 1.23 | 1.09 |
| X_y | 0.62 | 0.52 | 0.59 |
| I_z (cm ⁴) | 71.63 | 86.94 | 11.68 |
| i_z (cm) | 2.51 | 2.51 | 1.48 |
| λ_z | 59.79 | 69.77 | 60.87 |
| $\bar{\lambda}_z$ | 0.64 | 0.74 | 0.65 |
| φ_z | 0.81 | 0.91 | 0.82 |
| X_z | 0.76 | 0.70 | 0.76 |
| X_{min} | 0.62 | 0.52 | 0.59 |
| N_{crd} (KN) | 150.97 | 154.97 | 67.60 |
| N_{sd} (KN) | 109.64 | 145.39 | 63.19 |
| Observation | vérifie | vérifie | vérifie |

Tableau 30 : les verifications des elements.

Traction

| Eléments | Section A | N_{rd} | N_{sd} | observation |
|--|-----------|----------|----------|-------------|
| Membrures inférieures 2L (50x50x 6) | 11.38 | 243.12 | 175.37 | vérifie |
| Diagonales 2L (60x60 x 6) | 13.82 | 295.25 | 100.77 | vérifie |
| Montants 2L (35 x 35 x 4) | 5.34 | 114.08 | 90.36 | vérifie |

Tableau 31 : les element de la ferme.

Remarque

En suivant les mêmes étapes pour le portique de 26 m on trouve les profilés suivants :

| Eléments | Section A (cm^2) |
|---|----------------------|
| Membrures supérieures 2L (70x70x7) | 18.8 |
| Membrures inférieures 2L (60x60x6) | 13.82 |
| Diagonales 2L (60x60x8) | 18.06 |
| Montants 2L (40x40 x4) | 6.16 |

Tableau 32 : les efforts max dans les elements de la ferme.

4.5 Calcul des lisses de bardage

4.5.1 Introduction

La lisse de bardage est constituée de poutrelles profilées en IPE, UAP ou des profils minces pliés.

Ce sont des éléments qui transmettent les efforts dus au vent directement aux potelets, et supportent le poids de bardage, elles sont disposées horizontalement d'une façon à présenter une inertie maximale dans le plan horizontal, et portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

L'entraxe des lisses de bardages est déterminé par la portée admissible des bacs de bardages.

Le calcul se fera pour la lisse la plus sollicitée, de pignon au Lang-pan, puis le profilé choisi va être adopté pour toutes les lisses.

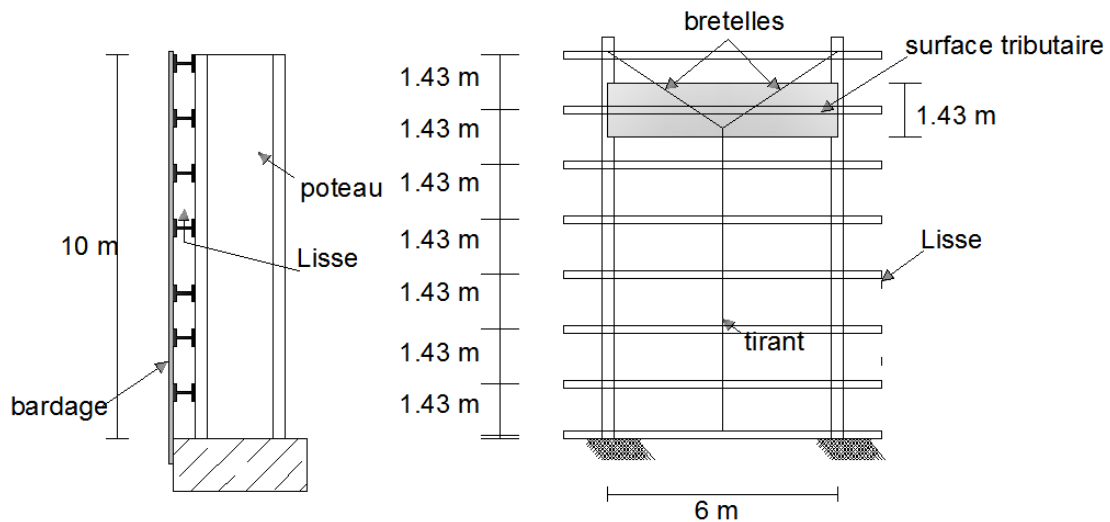


Figure 26 : schéma statique des lisses de bardage.

4.5.2 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas on a :

- Les lisses de bardage sont de longueur de 6m.
- L'entraxe entre les lisses de bardages est de 1.43 m.

Evaluation des charges et surcharges

1. Charge permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme) :

- Le poids du bardage supporté (panneau de sandwich)9.2 kg/m².
- Le poids des accessoires de pose.....5 kg/m².
- Le poids propre de la lisse de bardage (à déterminer).

D'où on a : $G = (9.2 + 5) \times 1.43 = 20.3 \text{ kg/ml}$

2. *Surcharge climatique du vent(V) : (dans le plan de l'âme)*

Vent normal : $V = -97.3 \text{ Kg/m}^2$ (voir étude au vent)

D'où on a :

$$V_n = -97.3 \times 1.43 = -139.2 \text{ kg/ml}$$

4.5.3 Pré dimensionnement des lisses de bardages :

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

La vérification à faire est : $f \leq f_{ad}$.

- Fleche latérale :(sous le vent(V))

$$\begin{aligned} f \leq f_{ad} &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times l} \\ &\Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{139.2 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 600} \\ &\Rightarrow I_y \geq 372.6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Donc on prend l'IPE 140 (avec : $I_y = 541 \text{ cm}^4$)

D'où on aura le poids propre réel a :

$$G = (9.2 + 5) \times 1.43 + 12.9 = 33.2 \text{ kg/ml}$$

4.5.4 Dimensionnement des lisses de bardages :

- Détermination des sollicitations :

- Moment :

$$1 \rightarrow \begin{cases} M_z = \frac{1.35 \times G \times L^2}{8} = \frac{1.35 \times 33.2 \times 6^2}{8} = 201.7 \text{ kg.m} \\ M_y = \frac{1.5 \times V_n \times L^2}{8} = \frac{1.5 \times 139.2 \times 6^2}{8} = 939.6 \text{ kg.m} \end{cases}$$

- Effort tranchants :

$$1 \rightarrow \begin{cases} V_y = V_G = \frac{1.35 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 30.65 \times 6}{2} = 124.2 \text{ kg} \\ V_z = V_V = \frac{1.5 \times V_n \times l}{2} = \frac{1.5 \times 139.2 \times 6}{2} = 626.4 \text{ kg} \end{cases}$$

- ❖ Principe de dimensionnement :

Les lisses de bardage sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire aux conditions suivantes :

4.5.4.1 La condition à la résistance :

Vérification au moment ultime par un calcul de plasticité (section de classes 1 et 2)

Pour une flexion déviée la vérification à faire est : $\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre es valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H $\alpha = 2$ et $\beta = 5 \times n \geq 1$ avec $n = N/N_{pl}$

Dans notre cas la majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal donc :

$$N = 0 \Rightarrow \beta = 1$$

Et par tâtonnement on prend notre profilé (IPE 140) et on tire:

$$b = 73 \text{ mm} ; \quad t_f = 6.9 \text{ mm} ; \quad W_{el,y} = 77.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{el,z} = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$h_i = 126.2 \text{ mm} ; \quad t_w = 4.7 \text{ mm} ; \quad W_{pl,y} = 88.3 \text{ cm}^3 ; \quad W_{pl,z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

❖ La classe de la section :

- Vérification de la semelle :

La vérification à faire est : $\frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon$

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

$$\Rightarrow \frac{b}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon$$

$$\Rightarrow: \frac{73}{2 \times 6.9} \leq 10 \times 1 = 5.23 \leq 10 \dots \dots \dots \text{ok c'est vérifié}$$

- Vérification de l'âme :

La vérification à faire est : $\frac{h_i}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon$

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon$$

$$\Rightarrow \frac{126.2}{4.7} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 26.85 \leq 72 \dots \dots \dots \text{ok c'est vérifié}$$

\Rightarrow Donc la section est de classe 1.

D'où on aura ;

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{88.3 \times 23.5}{1.1} = 1886.41 \text{ kg.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{19.3 \times 23.5}{1.1} = 412.32 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{939.6}{1886.41} \right)^2 + \left(\frac{201.7}{412.32} \right)^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.73 \leq 1 \dots \dots \text{vérifier}$$

⇒ La résistance est vérifiée

4.5.4.2 Vérification au cisaillement :

La vérification à faire est : $V_z \leq V_{pl,z}$

$$\text{Avec } V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m}$$

Et on tire pour un IPE 140 :

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

D'où on aura :

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m} = \frac{7.64 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 9423.41 \text{ kg}$$

$$V_z \leq V_{pl,z} \Rightarrow 626.4 \leq 9423.41 \dots \dots \dots \text{c'est vérifier}$$

⇒ Donc la résistance aux efforts tranchant est vérifiée.

4.5.4.3 Vérification au déversement :

On dispose des tirants à mi-portée de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas du lisse travail en continuité sur trois appuis.

Le moment de flexion maximale M_{uy} doit être inférieure au moment ultime de déversement

La vérification à faire est : $M_{uy} \leq M_{dev}$ (chapitre 5.5.2, Eurocode 3).

$$\text{Avec : } M_{dev} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tel que $\beta_w = 1$ (pour une section de classe 1 et 2)

Le coefficient de réduction X_{LT} pour le déversement est déterminé en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ de l'élançement vis-à-vis du déversement :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ Mais : } X_{LT} \leq 1$$

L'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est donné par la formule suivante : (Annexe F de l'Eurocode, § F.2)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Ou : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \times \varepsilon \quad \text{et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

$$\text{ET : } \lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{10} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

Et on tire pour un IPE 140 :

$$i_z = 1.65 \text{ cm} \quad h = 14 \text{ cm} \quad t_f = 0.69 \text{ cm} \quad \text{et} \quad W_{pl,y} = 88,3 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \lambda_{LT} &= \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.5}} \\ &= \frac{\frac{300}{1.65}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.2 \end{aligned}$$

$$\text{D'où on aura : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[\frac{114.2}{93.9} \right] \times 1^{0.5} = 1.21$$

- φ_{LT} est par la formule suivante :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Ou : $\alpha_{LT} = 0.21$ (on un profilé laminé)

D'où on aura :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.21 - 0.2) + 1.21^2] = 1.33$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.33 + [1.33^2 - 1.21^2]^{0.5}} = 0.531$$

Donc on aura :

$$: M_{dev} = X_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= 0.531 \times 1 \times \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1001.68 \text{ Kg.m}$$

Ce qui fait que :

$$M_{uy} \leq M_{dev} \Rightarrow 939.6 \leq 1001.68 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

4.5.4.4 Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de services (non pondérées) :

On tire pour un IPE 140 :

$$I_y = 541 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 44.9 \text{ cm}^4$$

La vérification à faire est : $f \leq f_{ad}$.

- Flèche latérale: (sous le vent(V))

$$\begin{aligned} f \leq f_{ad} &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \\ &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{139.2 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} \leq \frac{600}{200} \\ &\Rightarrow 2.06 \leq 3 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{aligned}$$

- Flèche vertical : (sous le poids propre (G))

$$\begin{aligned} f \leq f_{ad} &\Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_y \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \\ &\Rightarrow I_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{33.2 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6} \leq \frac{300}{200} \\ &\Rightarrow 0.37 \leq 1.5 \end{aligned}$$

4.5.5 Conclusion

Le profilé choisit IPE 140 convient pour les lisses de bardage.

4.6 Calcul des potelets :

4.6.1 Introduction :

Les potelets sont des éléments de l'ossature articulée dans les deux extrémités, comme une poutre isostatique simplement appuyé plus souvent des profilés en I ou H, destinée à rigidifier le bardage et résister aux effort horizontaux du vent, leur caractéristique varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Le potelet est soumise :

- Pression de vent sur la surface qu'il prend, qui engendre une flexion.
- Les charges permanentes qui engendrent une compression.

Donc de ce fait fonctionnent à la flexion composée. En aucun cas, il ne supporte la toiture, ils sont assujettis au portique par appuis glissant.

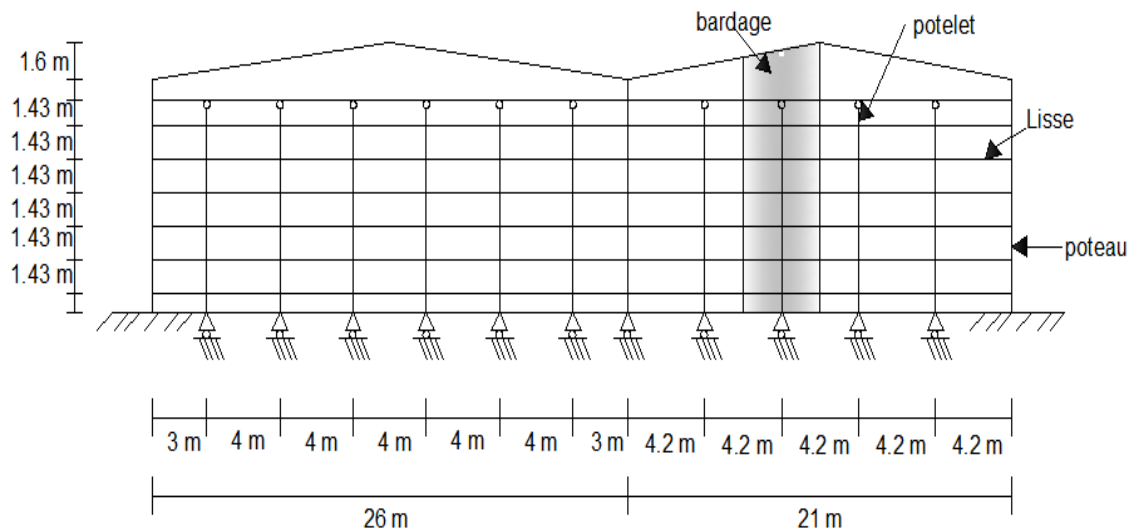


Figure 27 : représentation du potelet de pignon le plus chargé et le plus haut, et les charges qui reviennent.

4.6.2 Détermination des sollicitations

Dans notre cas on a :

Le potelet le plus chargé à pour hauteur l_p du bardage :

Avec : $l_p = l_{p1} + l_{p2}$; tel que : $l_{p1} = 10 m$

$$\Rightarrow l_p = l_{p1} + l_{p2} = 11.28 m$$

Evaluation des charges et surcharges :

1) Charge permanent(G) : (verticale est concentrée)

- Le poids propre des lisses de bardage (IPE 140)12.9 Kg/ml
- Le poids du bardage supporté (panneau sandwich).....9.2 Kg/m²
- Le poids propre du potelet (à déterminer)

D'où on a : $G = (12.9 \times 8 \times 6) + (9.2 \times 4.2 \times 11.28) = 1055 \text{ Kg}$

2) Surcharge climatique du vent (V) : (suivent le plan de l'âme)

Vent normal : $V = -102.93 \text{ Kg/m}^2$ (voir étude au vent)

D'où on a : $V_n = -102.93 \times 4.2 = -432.3 \text{ Kg/ml}$

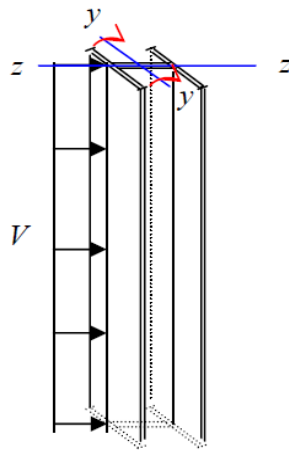


Figure 28 : representation des charges surcharges sur les potelet.

4.6.3 Pré dimensionnement des potelets :

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

La vérification à faire est : $f \leq f_{ad}$.

- Fleche latérale :(sous le vent(V))

$$f \leq f_{ad} \Rightarrow \frac{5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{q_z \times l^4}{E \times l}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5}{384} \times \frac{432.3 \times 10^{-2} \times 910^4}{2.1 \times 10^6 \times 910}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 4039.8 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit un HEA 220 (avec : $I_y = 5410 \text{ cm}^4$)

- ❖ D'où on aura le poids propre réel a :

$$G = (12.9 \times 8 \times 6) + (9.2 \times 4.2 \times 11.28) + (50.5 \times 9.1) = 1514.6 \text{ kg}$$

4.6.4 Dimensionnement des potelets :

- Détermination des sollicitations :

- Moment :

$$M_Y = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{432.3 \times 9.1^2}{8} = 4474.8 \text{ kg.m}$$

- Effort tranchants :

$$V_z = V_V = \frac{V_n \times l}{2} = \frac{-432.3 \times 9.1}{2} = -1967 \text{ kg}$$

- Effort normal :

$$N_x = G = 1514.6 \text{ kg}$$

AVEC

$$N = 1.35 \times G = 1.35 \times 1514.6 = 2044.7 \text{ Kg}$$

$$M_y = \frac{1.5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 4474.8}{8} = 6712.2 \text{ Kg.m}$$

$$V_z = 1967 \times 1.5 = 2950.5 \text{ kg}$$

❖ Principe de dimensionnement :

Les potelets sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire aux conditions suivantes :

4.6.4.1 Vérification au cisaillement :

La vérification à faire est : $V_z \leq V_{pl,z}$

$$V_z = 2950.5 \text{ kg}$$

Avec $V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m}$

Et on tire pour un HEA 220 :

$$A_{vz} = 20.67 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m} = \frac{20.67 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 25495 \text{ kg}$$

$$V_z \leq V_{pl,z} \Rightarrow 2950.5 \leq 25495 \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

⇒ Donc la résistance aux efforts tranchant est vérifiée.

4.6.4.2 Vérification aux instabilités ;

a. Vérification au flambement (sous N)

On tire pour un HEA 220 : $i_y = 9.17 \text{ cm}$, $i_z = 5.51 \text{ cm}$

Calcul de l'élanement : il est donnée par formule suivent :

$\lambda = l/i$; Avec : l : longueur de flambement ; longueur entre appuis.

Tel que : $l_y = 9.1 \text{ m}$; $l_z = 1.43 \text{ m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{143}{5.51} = 25.95 \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{910}{9.17} = 99.23 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{25.95}{93.9} = 0.27 \\ \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{99.23}{93.9} = 1.05 \end{cases}$$

D'où on a :

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_y = 1.05 > 0.2$$

→ la vérification au flambement est nécessaire .

b. Vérification au déversement

Calcule X_{LT}

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9 .$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

$$= \frac{\frac{910}{5.51}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{910}{5.51}}{\frac{21}{1.1}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 105.2$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{105.2}{93.9} \right] \times [1]^{0.5} = 1.1 > 0.4 \text{ donc il y a risque de déversement}$$

c. Vérification à l'influence de l'effort normal :

On tire pour un HEA 220 :

$$t_f = 11 \text{ mm} , t_w = 7 \text{ mm} , A = 64.3 \text{ cm}^2 h = 21 \text{ cm}$$

La vérification à faire est ; $N \leq \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$:

avec:

$$0.25 \times N_{pl} = 0.25 \times A \times f_y = 0.25 \times 64.3 \times 235 = 37776.25 \text{ Kg}$$

$$0.5 \times A_w \times f_y = 0.5 \times \left((21 - (2 \times 1.1)) \times 0.7 \right) \times = 22865.5 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y) = \min(37776.25 ; 22865.5)$$

$$= 24910 \text{ Kg}$$

Ce que fait que :

$$N \leq \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$$

$$\Rightarrow 1.35 \times N \leq \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$$

$$\Rightarrow 2044.7 \leq 22865.5 \text{ Kg} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion composés en tenant compte du risque de flambement et de déversement

4.6.4.3 Calcul des coefficients des réducteurs ;

- Flambement

Profilé laminé ;

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 > 1.2$$

$$t_f = 11\text{mm} < 40\text{mm}$$

L'axe de flambement $z z \rightarrow$ courbe C

$$\lambda_z = 0.27 \Rightarrow X_z = 0.984 \text{ (d'après le tableau 5.5.2 de l'eurocode 3)}$$

- Déversement

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.12 - 0.2) + 1.12^2] = 1.22$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.22 + [1.22^2 - 1.12^2]^{0.5}} = 0.58$$

$$X_{LT} = 0.58$$

- Calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1$$

$$N = 2044.7 \text{ Kg}$$

$$\lambda_z = 0.27 \Rightarrow X_z = 0.984$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\text{Tel que } \beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.27 \times 1.3 - 0.15 = -0.097 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0.097 \times 2044.7}{0.984 \times 64.3 \times 2350} = 1.001 < 1.5$$

4.6.4.4 Condition de résistance

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{568.5 \times 2350}{1.1} = 1214522.7 \text{ Kg.cm}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{64.3 \times 2350}{1.1} = 137368.2 \text{ Kg}$$

$$X_{LT} = 0.58$$

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{ply}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{X_{LT} \times M_{ply}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{2044.7}{0.566 \times 137368.2} + \frac{1.001 \times 6712.2 \times 10^2}{0.58 \times 1214522.7} = 0.98$$

⇒ C'est vérifié

CHAPITRE 5

LES CONTREVENTEMENTS

5.1 Introductions :

Les contreventements sont des éléments disposés pour rendre les efforts horizontaux et les transmettre aux fondations. Ce sont généralement des barres de triangulation disposées en toiture : poutre au vent (contreventement horizontal) ou, dans les parois verticales (contreventement vertical)

L'importance de la stabilité de contreventement est très grande, elle représente le facteur principal de sécurité de l'ouvrage, pour cela le contreventement de la structure est assuré par :

- Des contreventements horizontaux.
- Des contreventements verticaux.

5.2 Contreventement horizontal (poutre au vent)

La poutre au vent, sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargée par F_1, F_2, F_3, F_4 , qui sont des efforts due aux réactions horizontales des potelets, sur lesquels on ajoute la force de frottement F_{fr} .

5.2.1 Evaluation des efforts horizontaux :

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent

$$F_i = 1.5 \left[(w_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Dans ce genre de systèmes seules les diagonales tendus qui sont prises en compte dans les calculs. Par raison de symétrie, il suffit d'étudier la moitié de la poutre:

F_{fr} : La force de frottement $F_{fr} = 66.4kn$

n : Nombre de nœuds ($n = 7$)

D'où ;

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{66.4}{9} = 7.38 \text{ kn}$$

$$\text{Calcul de } S_i : S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$w_{max} = 0.703 \text{ kn}$$

Tableau : valeurs de F_i :

| i | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $h_i(\text{m})$ | 10 | 10.46 | 10.91 | 11.37 | 11.6 |
| $l_i(\text{m})$ | 1.52 | 3.04 | 3.04 | 3.04 | 3.04 |
| $S_i(\text{m}^2)$ | 7.5 | 15.9 | 16.6 | 17.3 | 17.63 |
| $w_{max} \times S_i$ | 5.3 | 11.2 | 11.7 | 12.2 | 12.4 |
| F_{fr}/n | 7.38 | 7.38 | 7.38 | 7.38 | 7.38 |
| F_i | 19.02 | 27.9 | 28.6 | 29.4 | 29.7 |

Tableau 33 : les efforts dus aux force horizntaux.

$$\text{Avec : } R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2+F_3)+F_4}{2} = 119.8 \text{ Kn}$$

5.2.2 Détermination de l'effort 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 logiciel ROBOT 2013.

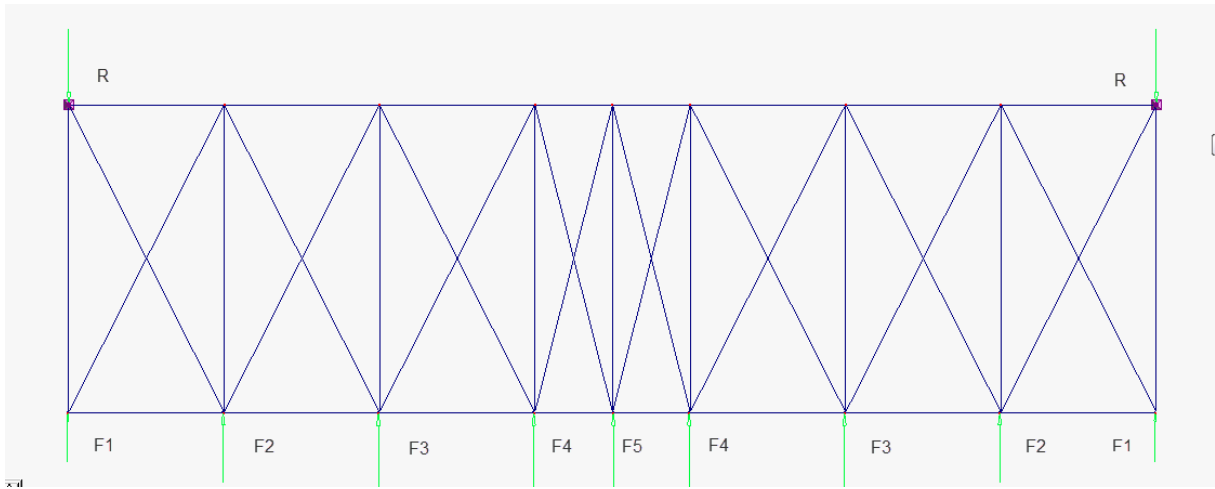


Figure 29 : schéma statique de la poutre au vent.

Dans ce genre de système seule les diagonales tendus qui sont prise en compte dans les calculs par raison de symétrie il suffit d'étudier la moitié de la poutre.

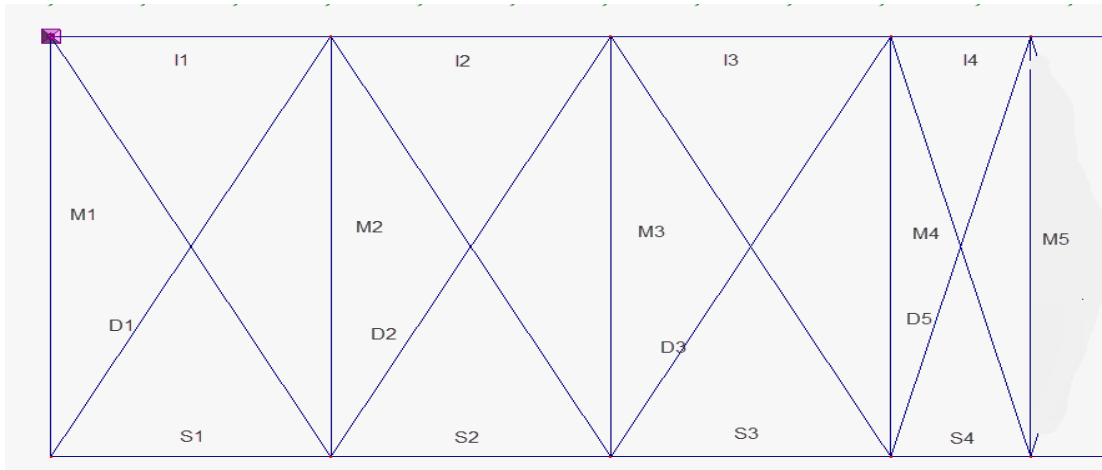


Figure 30 : schéma statique étudié.

Les sollicitations dans les éléments sont données dans le tableau suivant :

| éléments | | Larguer (m) | Effort N (kn) |
|------------------|----------------|----------------|---------------|
| MONTANT | M ₁ | 6 | -54,36 |
| | M ₂ | 6 | -3,99 |
| | M ₃ | 6 | -8,96 |
| | M ₄ | 6 | -10,04 |
| | M ₅ | 6 | 2,45 |
| MEMBRURES SUP | S ₁ | 3.04 | -17,87 |
| | S ₂ | 3.04 | -56,52 |
| | S ₃ | 3.04 | -78,29 |
| | S ₄ | 1.52 | -86,88 |
| MEMBRURE INF | I ₁ | 3.04 | -34,58 |
| | I ₂ | 3.04 | -0,86 |
| | I ₃ | 3.04 | 21,57 |
| | I ₄ | 1.52 | 27,82 |
| DIAGONAL | D ₁ | 6.72 | 39,6 |
| | D ₂ | 6.72 | 13,12 |
| | D ₃ | 6.72 | 1,48 |
| | D ₄ | 6.72 | -29,87 |
| | D ₅ | 6.19 | -39,83 |

Tableau 34 : les efforts axiaux dans les éléments de la poutre au vent.

5.2.3 Vérification des éléments :

5.2.3.1 Diagonales

La section brute doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = 39.6 \text{ kn (effort de traction max)}$$

$$N_{max} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad (\text{CCM97 art5.4.3})$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{39.6 \times 1.1}{23.50} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit double cornière 2l (40*40*4) = 6.16cm²

5.2.3.2 Vérification de la panne intermédiaire au déversement :

Les montants sont constitués des pannes en (IPE 160) qui sont dimensionnées en flexion déviée seule, ils assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, donc on doit les vérifier à la flexion bi axiale sous l'effort de soulèvement, plus l'effort normal de compression dû aux forces d'entraînement.

1) Détermination des sollicitations sur les montants :

$$G = 29.75 \text{ Kg}$$

$$M_{Gz} = 1.35 \times \frac{G \times l^2}{8} \times \sin 8.66^\circ = 1.35 \times \frac{29.75 \times 6^2}{8} \times \sin 8.66^\circ = 0.27 \text{ KN}$$

$$M_{Gy} = 1.35 \times \frac{G \times l^2}{8} \times \cos 8.66^\circ = 1.35 \times \frac{29.75 \times 6^2}{8} \times \cos 8.66^\circ \\ = 1.78 \text{ KN.m}$$

- **Montant (1) et (9) :** le montant de rive

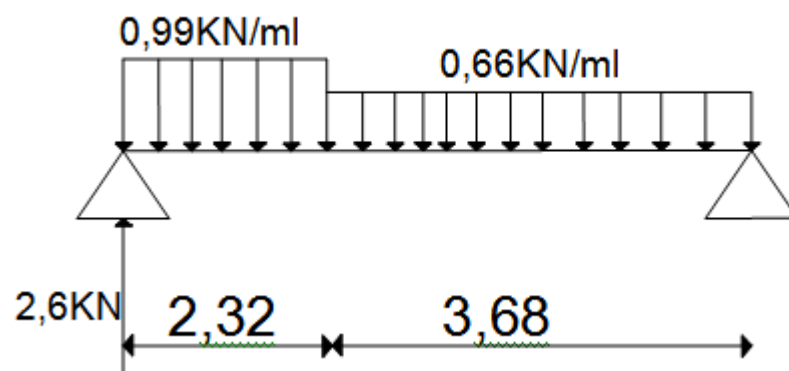


Figure 31 : schéma statique

$$M_{y_{\max}} = M_{Gy} - 1.5 \times M_{yv}$$

$$M_{y_{\max}} = 1.78 - 1.5 \times 3.42 = -3.35 \text{ KN.m}$$

- **Montant de (1) à (8) :** le montant intermédiaire en prend le cas le plus défavorable (dans la zone F)

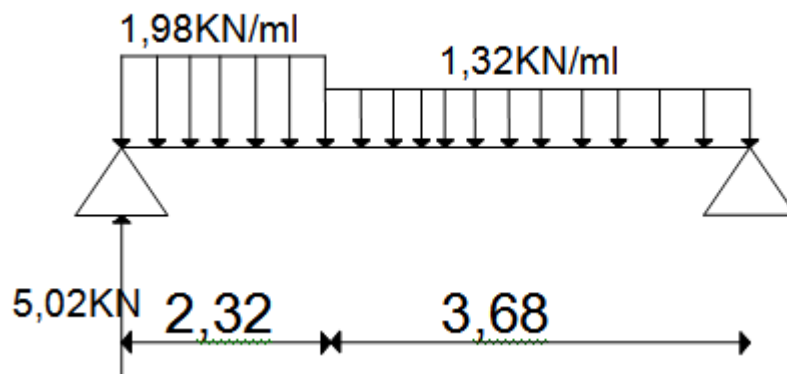


Figure 32 : schéma statique

$$M_{y_{\max}} = M_{Gy} - 1.5 \times M_{yv}$$

$$M_{y_{\max}} = 1.78 - 1.5 \times 6.71 = -8.29 \text{ KN.m}$$

2) Vérification au flambement

– Suivant y-y

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.04 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{163.04}{93.9} = 1.73$$

$$\Rightarrow \text{courbe } b \rightarrow \chi_z = 0.26$$

Suivant z-z

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.2 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{91.2}{93.9} = 0.97$$

$$\Rightarrow \text{courbe } a \rightarrow \chi_y = 0.713$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ et $\bar{\lambda}_z > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement dans les 2 sens

$$\chi_{\min} = 0.259$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{csd} = 53.69 \leq N_{crd} = 0.259 \times 20.1 \times \frac{23.5}{1.1} = 111.21 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

3) Vérification au déversement

$$M_r = 13.51 \text{ kN} \quad (\text{voir étude des pannes chapitre 4})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.84}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{300}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.45$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.16 - 0.2) + 1.16^2] = 1.27$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.27 + [1.27^2 - 1.16^2]^{0.5}} = 0.51$$

$X_{LT} = 0.51 \rightarrow$ donc il ya lieu de tenir compte de déversement

$$M_{sd} = 8.29 \text{ KN.m} < M_r = 13.51 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

• Calcul des facteurs de réducteurs

$$\chi_{min} = 0.26$$

$$X_{LT} = 0.51$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{LT} - \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{avec } \mu_{LT} < 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi \quad \text{avec } \psi = 0 \rightarrow \beta_{MLT} = 1.8$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.73 \times 1.8 - 0.15 = 0.317$$

$$A = 20.1 \text{ cm}^2$$

• Menton 1 et 8

$$N = 19.02 \rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0.32 - \frac{54.36}{0.26 \times 20.1 \times 23.5} \right] = 1.12$$

Le tableau suivant résume les résultats K_{LT} pour chaque menton ;

| Montant | 1 et 9 | 2 et 8 | 3 et 7 | 4 et 6 | 5 |
|----------|--------|--------|--------|--------|-------|
| N(KN) | 54,36 | 3,99 | 8,96 | 10,04 | 2,45 |
| K_{LT} | 1.12 | 0.715 | 0.756 | 0.762 | 0.697 |

Tableau 35 : les valeurs de K_{LT}

• K_z

$$X_z = 0.259$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{MLT} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \text{ avec } \mu_z \leq 0.9$$

$$\mu_z = 1.73 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left(\frac{124 - 109}{109} \right) = -0.554$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_y = 1 - \frac{-0.554 \times 54.36}{0.259 \times 20.1 \times 23.5} = 1.2 < 1.5$$

Les résultats dans le tableau suivant

| montant | 1 et 9 | 2 et 8 | 3 et 7 | 4 et 6 | 5 |
|---------|--------|--------|--------|--------|------|
| N(KN) | 54,36 | 3,99 | 8,96 | 10,04 | 2,45 |
| K_z | 1.24 | 1.01 | 1.04 | 1.04 | 1 |

Tableau 36 : les valeurs de K_z .

4) Vérification de la condition de la résistance

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} M_y}{X_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$N_{ply} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 20.1 \times \frac{2350}{1.1} = 56165 \text{ kg}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{124 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 2649.09 \text{ kg.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{26.1 \times 2350 \cdot 10^{-2}}{1.1} = 557.6 \text{ kg.m}$$

- **Montant 1 et 8**

$$\frac{54.36}{0.259 \times 561.65} + \frac{1.12 \times 3.35}{0.51 \times 26.5} + \frac{1.24 \times 0.27}{5.576} = 0.37 + 0.27 + 0.06 = 0.7 \leq 1$$

- **Montant 4 et 6**

$$\frac{10.04}{0.259 \times 561.65} + \frac{1.12 \times 8.29}{0.51 \times 26.5} + \frac{1.24 \times 0.27}{5.576} = 0.06 + 0.68 + 0.06 = 0.8 \leq 1$$

Pour le reste des montants l'effort est inférieure à 10,1 kN donc la condition de la résistance est vérifiée.

5.2.3.3 Les membrures :

Les membrures inférieures et supérieures de la poutre au vent sont constituées des doubles corniers (90x90x10) qui appartiennent à la ferme, elles sont sollicitées à la compression ou la traction.

1) Membrures inférieures :

a) Membrures (I₁ et I₂) :

- **Flambement :**

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier le flambement

$$\text{suivant } y - y: i_y = 2.72 \rightarrow \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{304}{2.72} = 111.76 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{111.76}{93.9} \right] = 1.19$$

$$\text{suivant } z - z: i_z = 3.78 \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{304}{3.78} = 80.42 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{80.42}{93.9} \right] = 0.856$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{max} = 1.19 > 0.2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

$$\chi_{min} = 0.479$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{csd} = 34.58 \leq N_{crd} = 0.479 \times 34.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 349.8 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

b) Membrures (I₃ et I₄) :

Sollicitées à la traction, donc on doit vérifier la condition suivant :

$$N_{max} = 27.82 \text{ KN}$$

$$N_{max} = N_{rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{max} = 27.82 = N_{rd} = 34.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 730.63 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

2) Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier le flambement.

• Flambement :

○ Membrures (S₁ S₂ S₃ et S₇ S₈ S₉) :

On vérifiés juste pour l'effort le plus défavorable de S₃

$$\text{suivant } y - y: i_y = 2.72 \rightarrow \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{304}{2.72} = 111.76 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{111.76}{93.9} \right] = 1.19$$

$$\text{suivant } z - z: i_z = 3.78 \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{304}{3.78} = 80.42 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{80.42}{93.9} \right] = 0.856$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{max} = 1.19 > 0.2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

$$\chi_{min} = 0.479$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{csd} = 78.29 \leq N_{crd} = 0.479 \times 34.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 349.8 \text{ KN} \quad \text{verifiée}$$

○ Membrures (S₅ et S₆) :

$$\text{suivant } y - y: i_y = 2.72 \rightarrow \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{152}{2.72} = 55.88 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[\frac{55.88}{93.9} \right] = 0.595$$

$$\text{suivant } z - z: i_z = 3.78 \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{152}{3.78} = 40.21 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[\frac{40.21}{93.9} \right] = 0.428$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{max} = 0.595 > 0.2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

$$\chi_{min} = 0.840$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{csd} = 86.88 \leq N_{crd} = 0.840 \times 34.2 \times \frac{23.5}{1.1} = 349.8 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

5.3 Calcul de la poutre sablière :

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

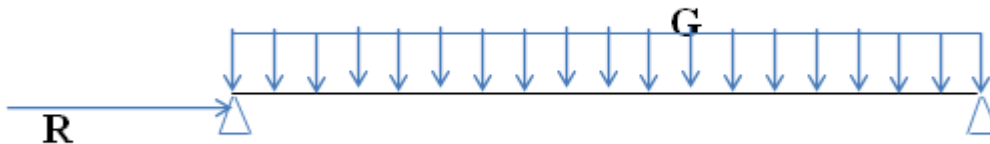


Figure 33 : schéma statique de la poutre sablière.

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

$$R = 2 \times 119.8 = 239.6 \text{ KN}$$

5.3.1 Pré dimensionnement : compression seule.

$$A \geq \frac{N \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{1.1 \times 239.6}{23.5} \geq 11.3 \text{ Cm}^2$$

On opte pour un HEA 160 dont $A=38.8 \text{ Cm}^2$ $p=30.4.9 \text{ kg/ml}$

5.3.2 Vérification de la résistance de la poutre sablière :

5.3.2.1 Vérification aux instabilités :

a. Vérification au flambement :

$$\begin{cases} l_{ky} = 600 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_y = (l_{ky}/i_y) = (600/6.57) = 91.32 \\ l_{kz} = 600 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_z = (l_{kz}/i_z) = (600/3.98) = 150.6 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} \quad \text{ou} \quad \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{93.9 \cdot \varepsilon} = \frac{91.32}{93.9} = 0.972 \\ \bar{\lambda}_z &= \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = \frac{150.6}{93.9} = 1.6 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_{max} = (\bar{\lambda}_z; \bar{\lambda}_y) = 2.54 \geq 0.2$$

$\bar{\lambda}_{max} = 1.6 \geq 0.2$ donc il ya risque de deversement.

b. Vérification au déversement

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_{LT} M_y}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} \leq 1$$

$N = 239.6 \text{ KN}$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245.1 \times 23.50 \cdot 10^{-2}}{1} = 57.6 \text{ kNm}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{38.8 \times 23.5}{1} = 911.8 \text{ KN}$$

$$M_y = \frac{1.35 \times q_z \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 30.4 \times 6^2}{8} = 184.7 \text{ Kg.m}$$

Et on tire pour un HEA 160 :

$i_z = 3.98 \text{ cm}$ $h = 15.2 \text{ cm}$ $t_f = 0.9 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \lambda_{LT} &= \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.5}} \\ &= \frac{\frac{600}{3.98}}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{600}{3.98}}{\frac{15.2}{0.9}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 94.83 \end{aligned}$$

D'où on aura : $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[\frac{94.83}{93.9} \right] \times 1^{0.5} = 1.01$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

- φ_{LT} est par la formule suivante :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Ou : $\alpha_{LT} = 0.21$ (on un profilé laminé)

D'où on aura :

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.01 - 0.2) + 1.01^2] = 1.09$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.09 + [1.09^2 - 1.01^2]^{0.5}} = 0.667$$

$$X_{LT} = 0.667$$

Calcul des coefficients réducteurs

– Flambement

Profilé laminé ;

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement $z z \rightarrow$ courbe C

$$\bar{\lambda}_{max} = 1.6 \Rightarrow X_Z = 0.2842 \text{ (d'après le tableau 5.5.2 de l'Eurocod 3)}$$

– Calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1$$

$$N = 239.6 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_{max} = 1.6 \Rightarrow X_Z = 0.2842$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

Tel que $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.6 \times 1.3 - 0.15 = 0.162 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0.162 \times 239.6}{0.2842 \times 38.8 \times 23.50} = 0.85 < 1.5$$

c. Vérification de la condition

$$\frac{239.6}{0.2842 \times 911.8} + \frac{0.85 \times 101.5 \times 10^{-2}}{0.667 \times 57.6} = 0.947 \leq 1$$

La condition est Vérifiée.

d. Vérification a l'effort normal :

$$t_f = 9 \text{ mm} , t_w = 6 \text{ mm}, A = 38.8 \text{ cm}^2 h = 15.2 \text{ cm}$$

La vérification à faire est ; $N > \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$:

$$\text{avec: } 0.25 \times N_{pl} = 0.25 \times A \times f_y = 0.25 \times 38.8 \times 2350 = 146.9 \text{ KN}$$

$$0.5 \times A_w \times f_y = 0.5 \times ((15.2 - (2 \times 0.9)) \times 0.6) \times 2350 = 94.47 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y) = \min(146.9 ; 94.47) = 94.47 \text{ Kg}$$

Ce que fait que :

$$N > \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$$

$$\Rightarrow 1.35 \times N > \min(0.25 \times N_{pl}; 0.5 \times A_w \times f_y)$$

$$\Rightarrow 323.46 > 94.47 \text{ Kg} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal → réduction du moment résistant $M_{Ry} = M_{Ny}$

$$M_{Ny} = M_{ply} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = \frac{323.46}{911.8} = 0.354$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A} ; 0.5\right) = \min\left(\frac{10.2}{38.8} ; 0.5\right) = 0.262$$

$$M_{Ry} = \frac{245.1 \times 23.5}{1.1} \times \left[\frac{1-0.354}{1-(0.5 \times 0.262)} \right] = 3892.52 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Ry} = 38.9252 \text{ KN.m} > M_{Ny} = 1.84 \text{ KN}$$

5.4 Contreventement verticale :

Il a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux due a la réactions de la poutre au vent du pignon.

5.4.1 Déterminations des efforts

Réactions de la poutre au vent $R = 119.8 \text{ KN}$

5.4.2 Déterminations des efforts internes dans les barres

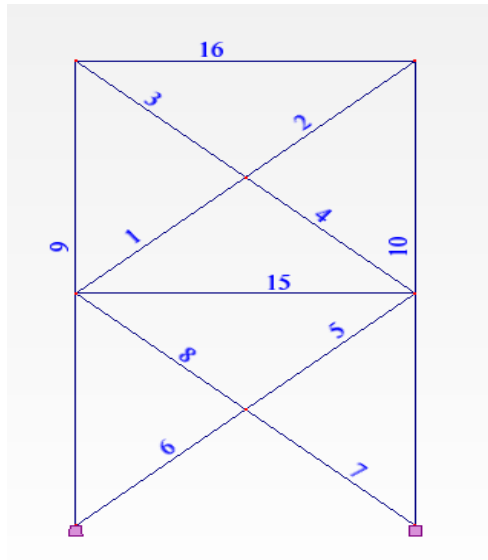


Figure 34 : schéma statique de palées de stabilité.

Les résultats sont obtenus à l'aide de logiciel ROBOT 2013, sont regroupées dans le tableau suivant :

| Eléments | Longueur(m) | Efforts (KN) |
|----------|-------------|--------------|
| 1 | 3.91 | 91,82 |
| 2 | 3.91 | 91,82 |
| 3 | 3.91 | -63,86 |
| 4 | 3.91 | -63,86 |
| 5 | 3.91 | 76 |
| 6 | 3.91 | 76 |
| 7 | 3.91 | 80.63 |
| 8 | 3.91 | 80.63 |
| 9 | 10 | 151.47 |
| 10 | 10 | -148.7 |
| 11 | 6 | -8.58 |
| 12 | 6 | 49 |

Tableau 37 : les efforts dans les éléments de contreventement.

5.4.3 Pré dimensionnement

$$N_{max} = 91,82 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{91,82 \times 1.1}{23.50} = 4.3 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières de 2L (100x100x10) de section 38.3 cm² pour les diagonales, le montant intermédiaire, les éléments 1 et 2 sont des poteaux la poutre sablière et l'élément 3.

5.4.4 Vérification au flambement

il suffit de vérifier l'élément le long et le plus sollicité qui est l'élément 7 :

$$L = 5.83 \text{ m} \quad N_{max} = 116,79 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{391}{4.14} = 94.44 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{94.44}{93.9} = 1$$

$\bar{\lambda}_z = 1.85 > 0.2 \rightarrow$ donc il y a lieu de tenir compte risque de flambement

- **Vérification de la condition de la résistance**

Courbe c $\alpha = 0.49 \rightarrow X = 0.53$

$$N_R = X \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = 0.53 \times \frac{38.3 \times 23.5}{1.1} = 433 \text{ KN}$$

$$N_R = 433 \text{ KN} \geq N_{max} = 94.44 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

- ❖ On utilise les mêmes étapes précédentes pour la ferme de 26 m nos donne les mêmes éléments.

CHAPITRE 6

MODELISATION DE LA STRUCTURE AVEC LOGICIEL ROBOT

6.1 Introduction :

La vérification de la stabilité et de la résistance de l'ensemble de la structure relève de l'analyse globale élastique, qui a été privilégiée par le DTR et le CCM 97, car elle est la plus commode et la plus répondue pour une meilleure approche de la réalité, et cela est permis par la disponibilité de logiciels de plus en plus performance

L'analyse de la structure est faite par le logiciel de calcul ROBOT

Description du logiciel

Le logiciel ROBOT est un logiciel de calcul efficace qui permet en utilisant la méthode des éléments finis la résolution des problèmes complexes par une analyse élastique statique et/ou dynamique

Principe de la méthode des éléments finis

Le principe de base de la méthode des éléments finis est :

- De remplacer le problème continu par un problème discret, c'est-à-dire remplacer le problème de degrés de liberté infini par un problème de degrés de liberté fini
- Remplacer le système d'équations différentielles aux dérivées partielles par un système d'équations algébrique équivalent facilement solvable.

6.2 Modélisation de la structure

La structure est modélisée en utilisant des éléments poutres et barres reliant les nœuds entre eux, et en définissant les caractéristiques géométriques et mécaniques des différents éléments.

6.3 Analyse de la structure

6.3.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

6.3.1.1 Les chargements statiques :

Poids propre de la structure.

Les effets dus aux actions climatiques (selon le RNV A99).selon le RNVA 99 sont des chargements statiques

6.3.1.2 Les chargements dynamiques :

Les effets sismiques.

Dans notre cas on opte pour la méthode dynamique spectrale

1. Méthodes de calcul

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est basée sur l'utilisation des spectres de réponses.

Principe de la méthode spectrale

Le principe de cette méthode est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans les structures, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée selon le RPA 99 par le spectre suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

A:coefficient d'accélération de zone

Zone IIa ; Groupe d'usage 3 $\Rightarrow A = 0.10$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}}$$

Tel que

$$H_N = 11.6m$$

$$C_{T_x} = 0.085 \quad \text{Portiques auto stables en acier}$$

$$C_{T_y} = 0.05 \quad \text{Contreventement assuré par des palées triangulaires}$$

$$T_x = 0.085 \times 11.6^{\frac{3}{4}} = 0.534$$

$$T_y = 0.05 \times 11.6^{\frac{3}{4}} = 0.314$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$$\text{On a site } S_3 \text{ (site meuble)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$\text{D'où on a } T_y = 0.314 < T_2 = 0.5s < T_x = 0.534s$$

η : Facteur de correction d'amortissement :

On a $\varepsilon = 4\% \neq 5\%$ (portique en acier avec remplissage léger)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 1.08 > 0.7$$

D'où on aura :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.08 \times \left(\frac{0.5}{0.534}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.27 \\ D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

Sens longitudinal : $R_y = 4$ (contreventement par palées triangulées en X)

Sens transversal : $R_x = 4$ (contreventement par portique auto stable ordinaire)

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

| Critère de qualité "q" | P_q |
|--|-------|
| 1. conditions minimales sur les files de contreventement | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 |
| 3. régularité en plan | 0 |
| 4. régularité en élévation | 0 |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux | 0 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 |
| $\sum P_q$ | 0 |

Tableau 38 : pénalités de versification

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0 = 1$$

Compte tenu de la complexité de ce type de structure et du nombre élevé de modes à considérer, l'emploi du logiciel ROBOT s'avère indispensable

❖ Nombre de modes de vibrations à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
2. 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.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2s$$

Ou :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

- ❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur du période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0.8 \frac{V}{V_t}$.

a. Calcul de la force sismique totale à la base V

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec

W : Poids total de la structure : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

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 $\beta = 0.5$

$$W = W_1 = W_{G1} + \beta \times W_{Q1} = 1882.19 + 0.5 \times 628.32 = 2196.19 \text{ KN}$$

Donc on aura :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R_x} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.1 \times 2.27 \times 1}{4} \times 2196.19 = 124.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R_y} \times W \Rightarrow V_y = \frac{0.1 \times 2.7 \times 1}{4} \times 2196.19 = 148.24 \text{ KN}$$

Calcul de la force sismique totale à la base V_t

On a: $V_{tx} = 57.51 \text{ KN}$; $V_{ty} = 51.94 \text{ KN}$.

Donc on doit avoir $V_t \geq 0.8 \times V$

$$\begin{cases} V_{tx} \geq 0.8 \times V_x \\ V_{ty} \geq 0.8 \times V_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 57.51 \geq 0.8 \times 124.63 = 99.71 \\ 51.94 \geq 0.8 \times 148.24 = 118.59 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{non verifie} \\ \text{non verifie} \end{array}$$

Dans ce cas ou la condition donnée par le RPA 99 n'est pas vérifiée par rapport aux axes X et Y, il faudra multiplier tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...)

Par le facteur de pondération donne par $0.8 \frac{V}{V_t}$

$$\text{Selon X } 0.8 \times \frac{V_x}{V_{tx}} = 0.8 \times \frac{124.63}{57.51} = 1.734$$

$$\text{Selon Y } 0.8 \times \frac{V_y}{V_{ty}} = 0.8 \times \frac{148.24}{51.94} = 2.284$$

Dans notre cas au lieu de multiplier tous les paramètres de la réponse par un facteur de pondération de 1.734 suivant X ; 2.284 suivant Y, on ajoute directement ce dernier aux paramètres de spectres de réponse on aura $V_{tx} = 99.72 \text{ KN}$; $V_{ty} = 118.63 \text{ KN}$

2. Résultat de calcul

❖ Pourcentage de participation de masse

Les 90% du pourcentage de participation de masse ne sont atteintes qu'au bout de 275^{ème} mode suivant l'axe X, et du 289^{ème} mode suivant l'axe Y.

Pour représenter le comportement de la structure, on considère les 5 modes de vibration suivant :

| mode | T | Masses cumulées suivant X | Masses cumulées suivant Y | Masses cumulées suivant Z |
|------|------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 0.48 | 83.50 | 0.01 | 0.00 |
| 2 | 0.23 | 84.32 | 60.16 | 0.00 |
| 3 | 0.22 | 86.02 | 78.01 | 0.00 |
| ... | | | | |
| 275 | 0.08 | 90.23 | 84.51 | 0.00 |
| ... | | | | |
| 289 | 0,08 | 90.35 | 91.53 | 0.00 |

Tableau 39 : pourcentage de participation de masse

6.4 Les réponses modales de la structure

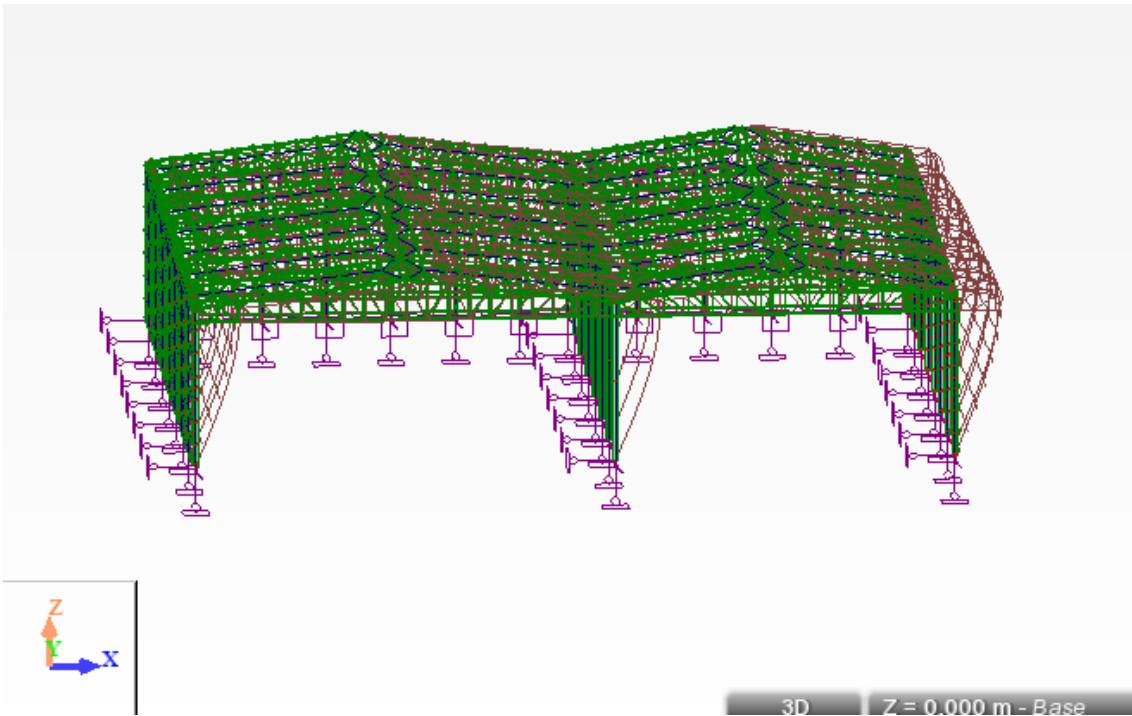


Figure 35 : la déformé de mode1

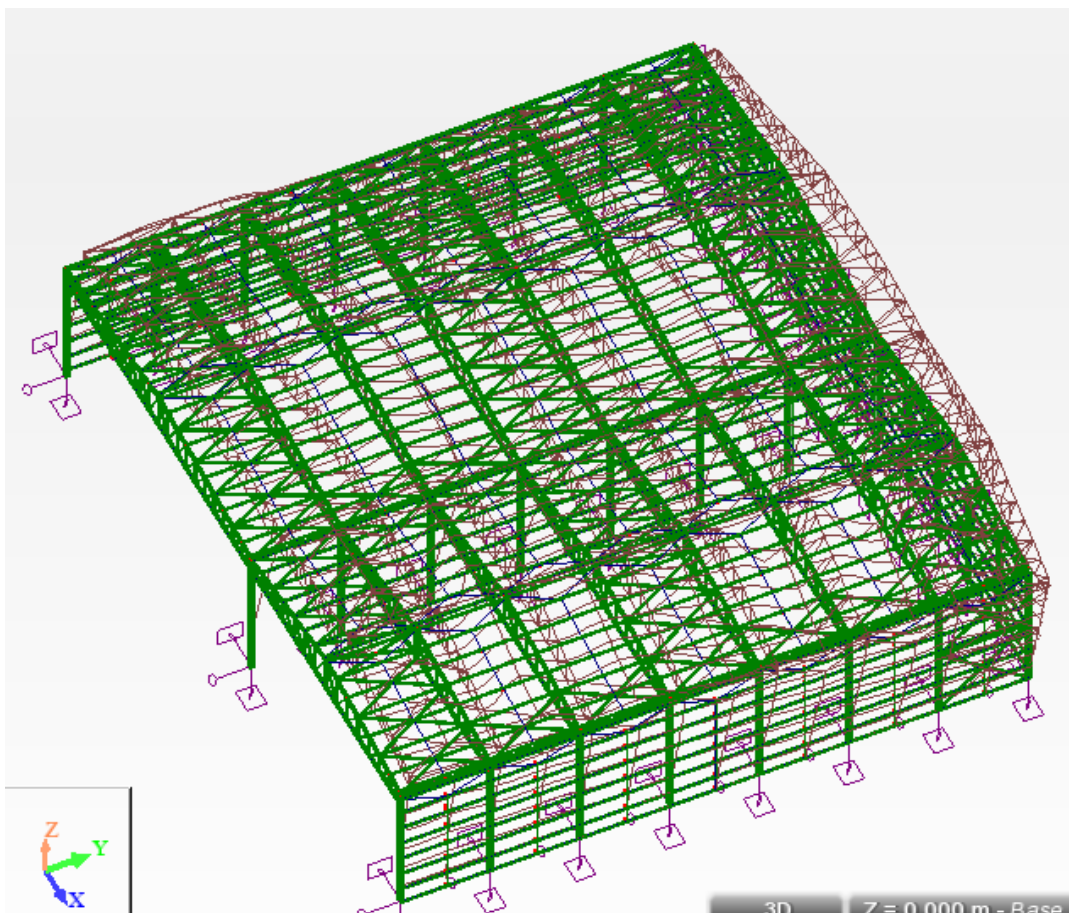


Figure 36 : la déformé de mode2

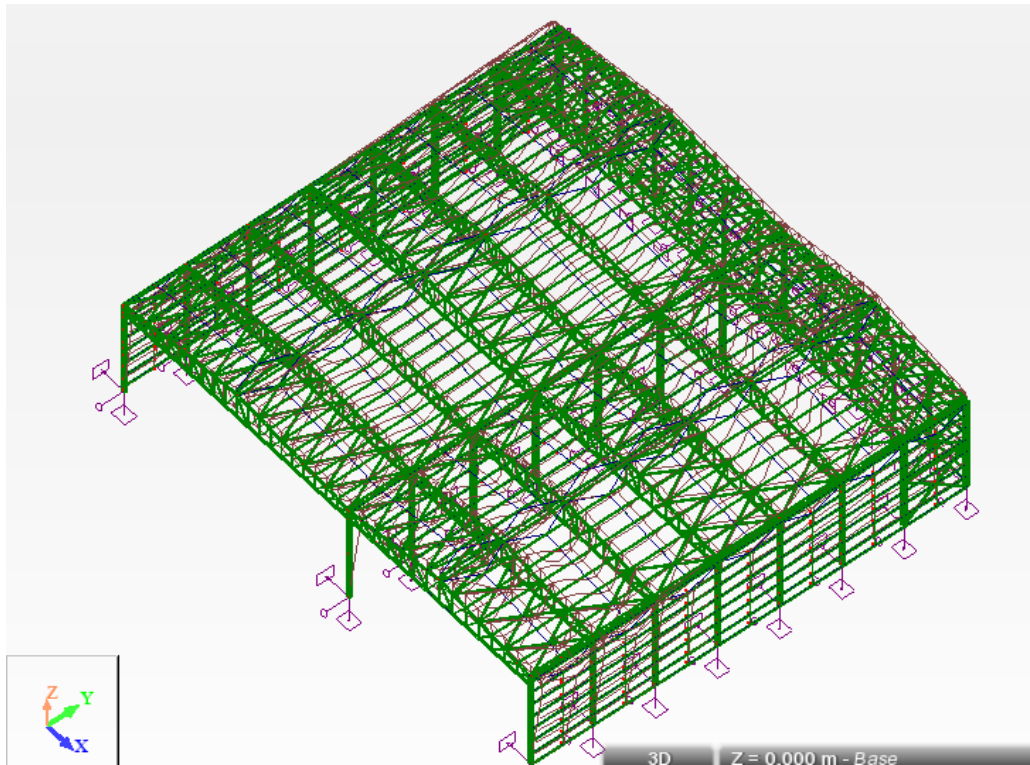


Figure 37 : la déformé de mode3

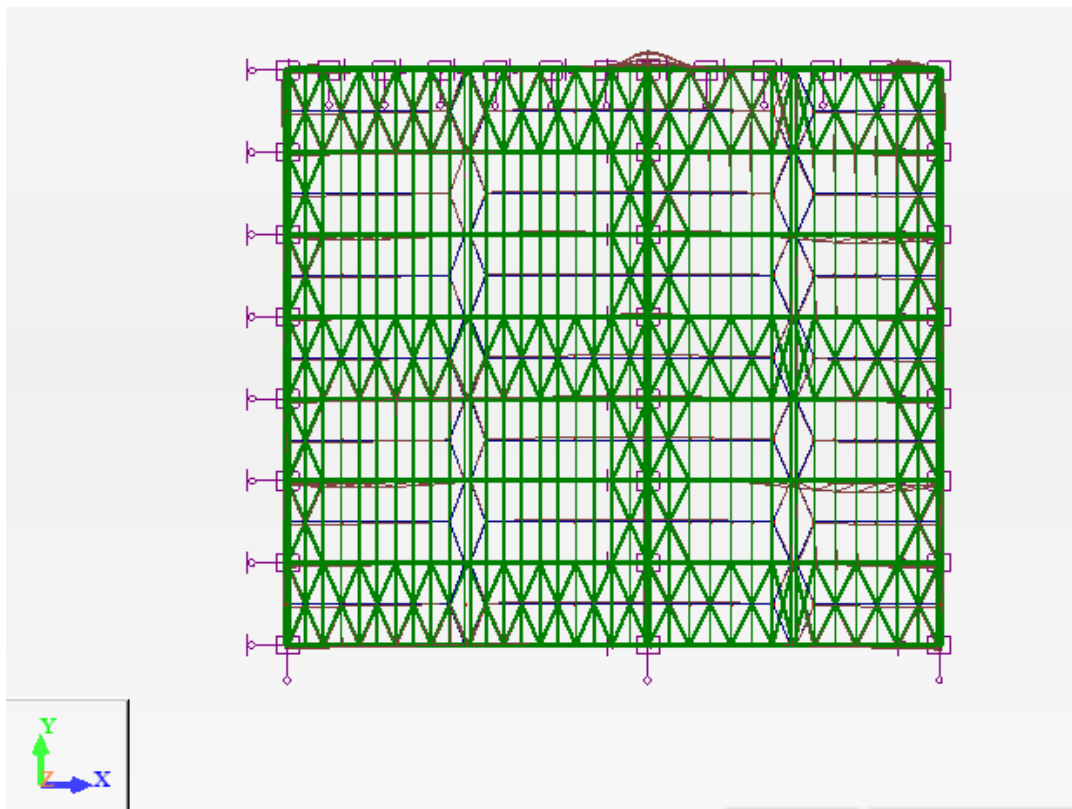


Figure 38 : la déformé de mode275

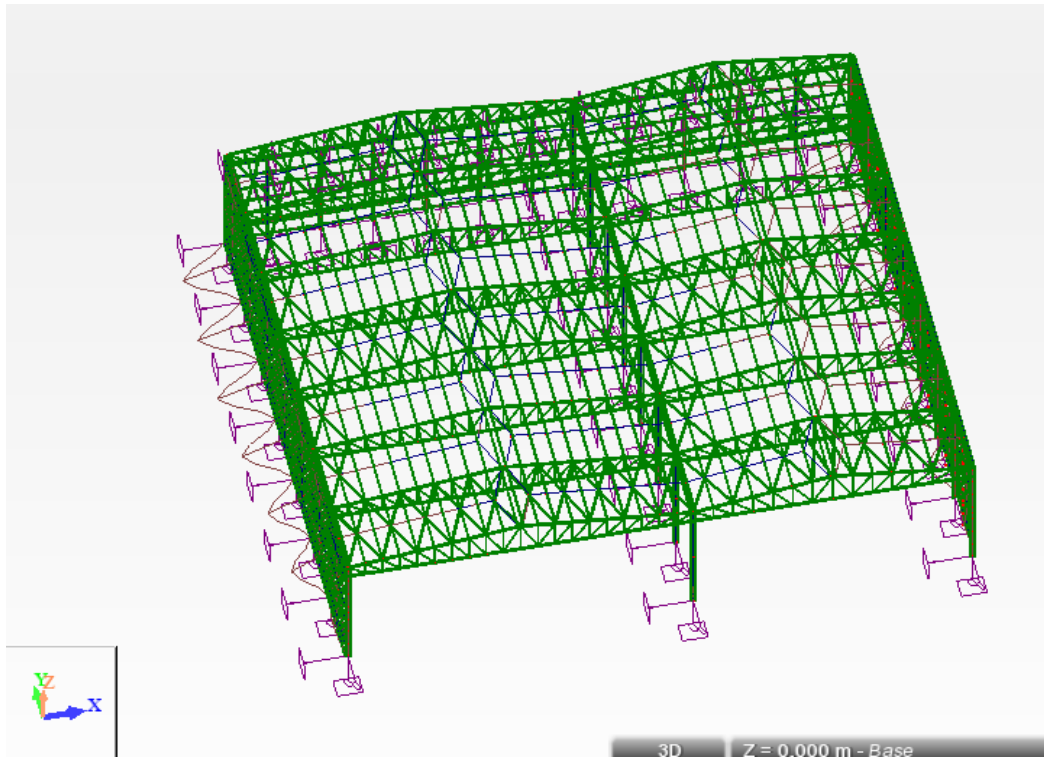


Figure 39 : la déformé de mode289

CHAPITRE 7

VERIFICATION DES ELEMENTS

7.1 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 2013.

7.2 Vérification des éléments de la structure

7.2.1 Vérification des différents éléments de la ferme:

A. A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

B. Au flambement (compression) :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

C. 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 ROBOT 2013 du chapitre (les éléments de la toiture) sont représentés sur le tableau suivant :

7.2.1.1 Membrures supérieur :

Calcul ROBOT :

a. Traction :

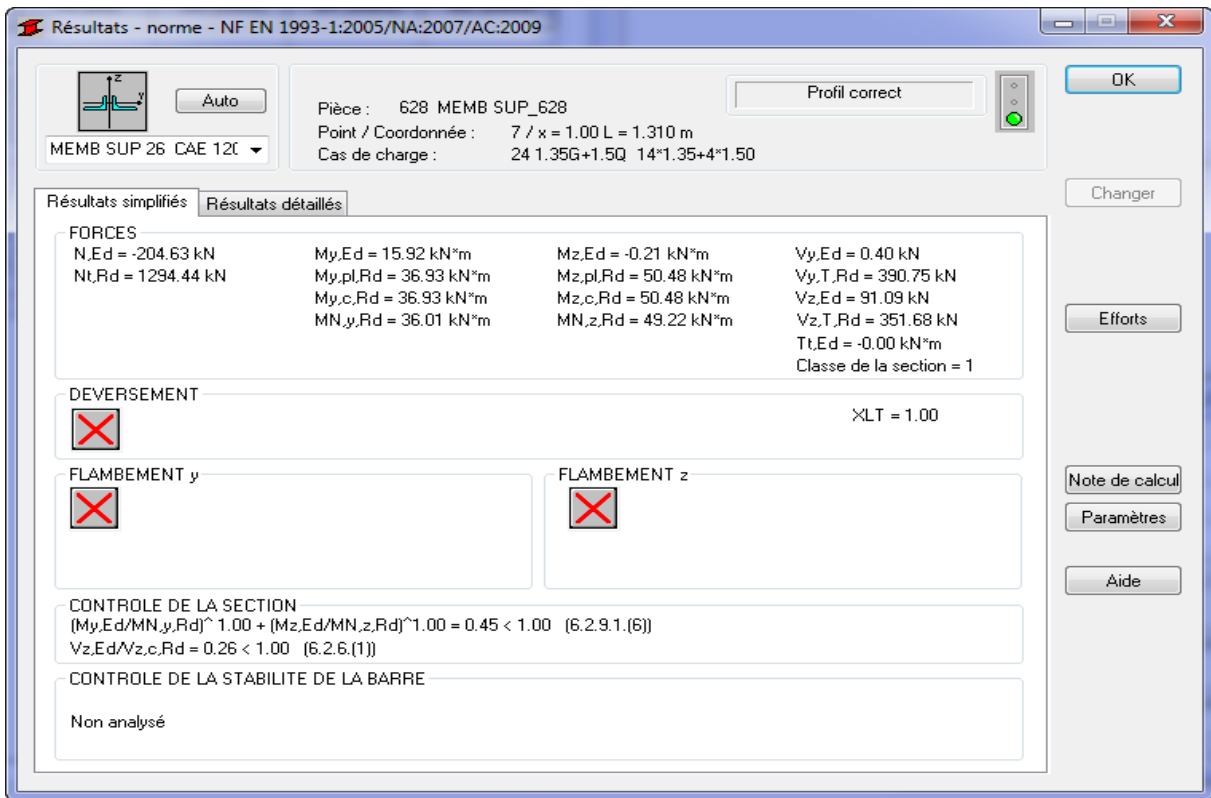


Figure 40 : vérification de la membrure par robot

$$2L(120 \times 120 \times 12) \Rightarrow A = 55 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 204,63 \text{ kN}$$

$$A_s = 55,08 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{55 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1176, \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 204.63 \text{ kN} < N_{rd} = 1176 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

b. -compression :

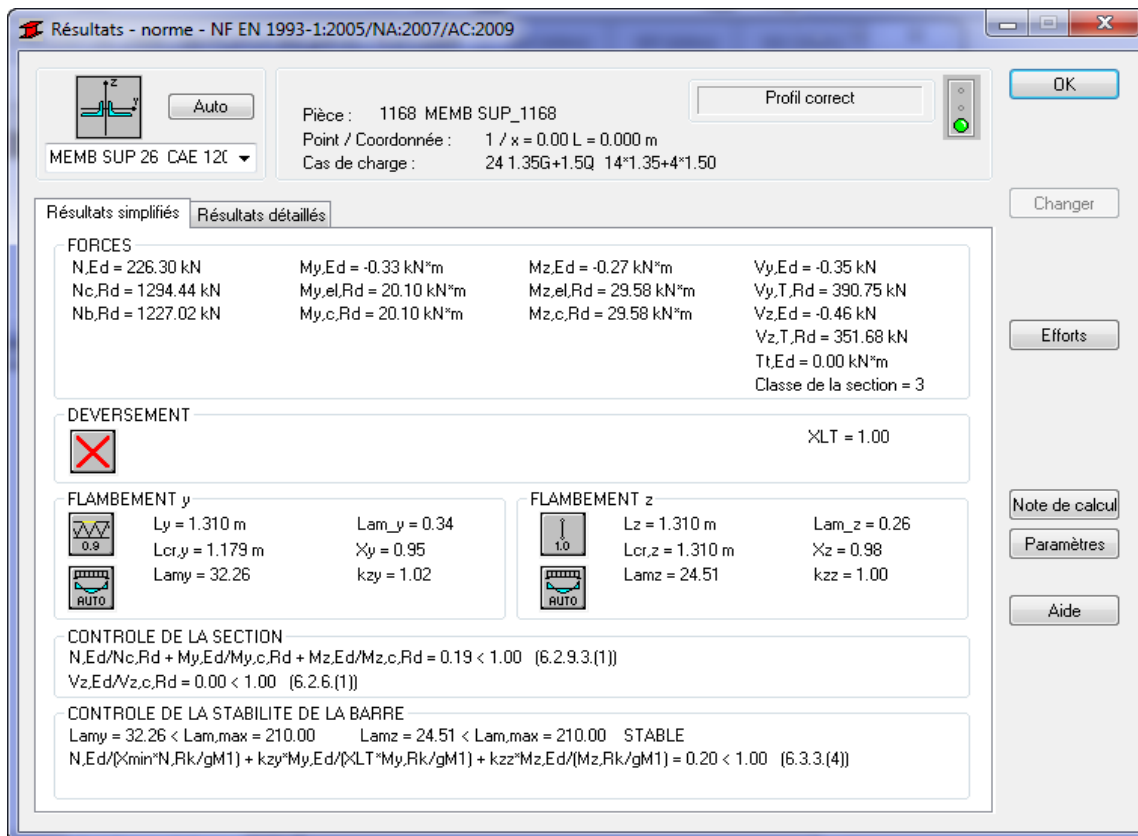


Figure 41 : vérification de la membrure par robot.

$$N^{\max} = 226,3 \text{ KN}$$

$$l_k = 131 \text{ cm}$$

$$2L(120 \times 120 \times 12) \Rightarrow A = 55,08 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 367,67 = 735,34 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1390,93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{735,34}{55,08}} = 3,65 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{1390,95}{55,08}} = 5,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 35,85$$

$$\lambda_z = 26,07$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{35,085}{93,9} \right] = 0,382$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{26,07}{93,9} \right] = 0,277$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,382 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,277 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,382 - 0,2) + 0,382^2 \right] = 0,61$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,61 + \left[0,61^2 - 0,382^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,921$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,921$$

$$N_{crd} = 0,921 \cdot 1.55,08 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1607,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 226.3 \text{ KN} < N_{crd} = 1607,57 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.2.1.2 Membrures inférieures :

Calcul ROBOT :

a. Traction :

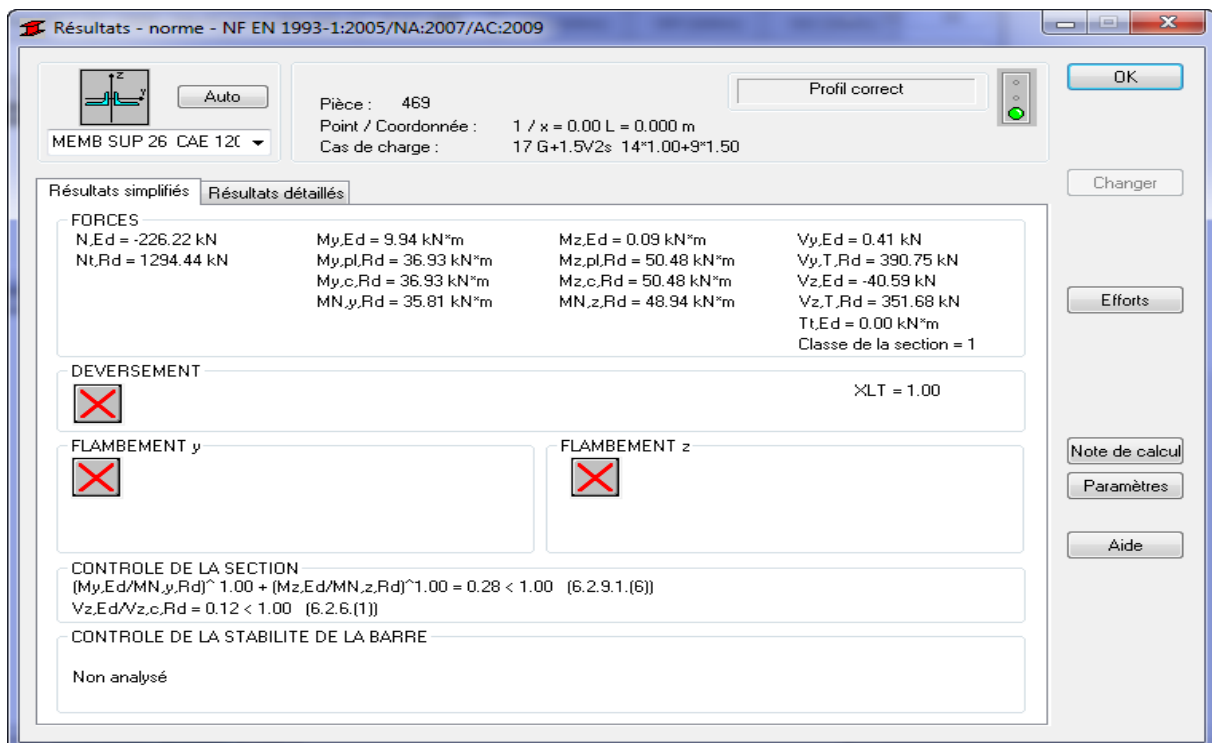


Figure 42 : vérification de la membrure inferieure par robot.

$$2L(120 \times 120 \times 12) \Rightarrow A = 55,08 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = -226,22 \text{ kN}$$

$$A_s = 55,08 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{55,08 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1176,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 226,22 \text{ kN} < N_{rd} = 1176,7 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

b. compression :

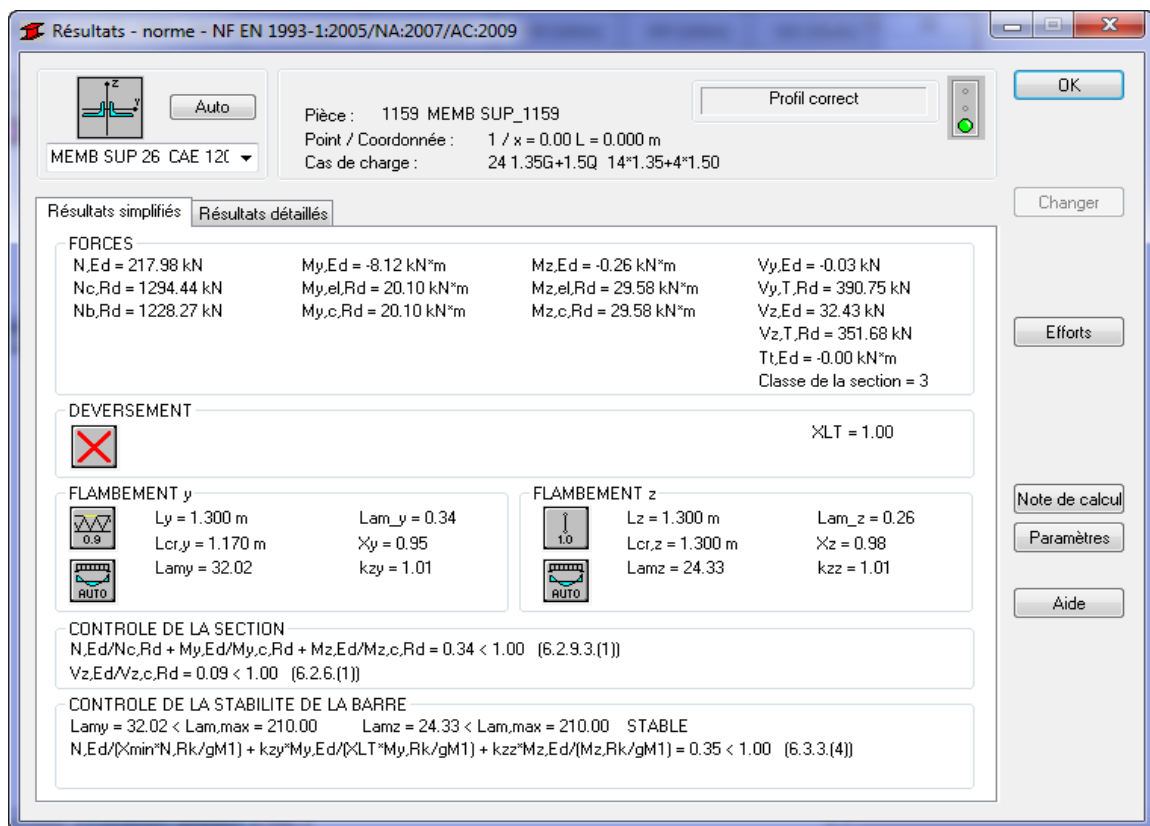


Figure 43 : vérification de la membrure inferieure par robot.

$$N^{\max} = 217,98 \text{ kN}$$

$$l_k = 130 \text{ cm}$$

$$2L(120 \times 120 \times 12) \Rightarrow A = 55,08 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 367,67 = 735,34 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1390,93 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{735,34}{55,08}} = 3,65 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{1390,95}{55,08}} = 5,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 35,85$$

$$\lambda_z = 26,07$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{35,85}{93,9} \right] = 0,382$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{26,07}{93,9} \right] = 0,277$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,382 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,277 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,382 - 0,2) + 0,382^2 \right] = 0,61$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,61 + \left[0,61^2 - 0,382^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,921$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,921$$

$$N_{crd} = 0,921 \cdot 1.55,08 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1607,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 217,98 \text{ KN} < N_{crd} = 1607,57 \text{ KN}$$

vérifiée

7.2.1.3 Le montant :

Calcul ROBOT

a. -Traction :

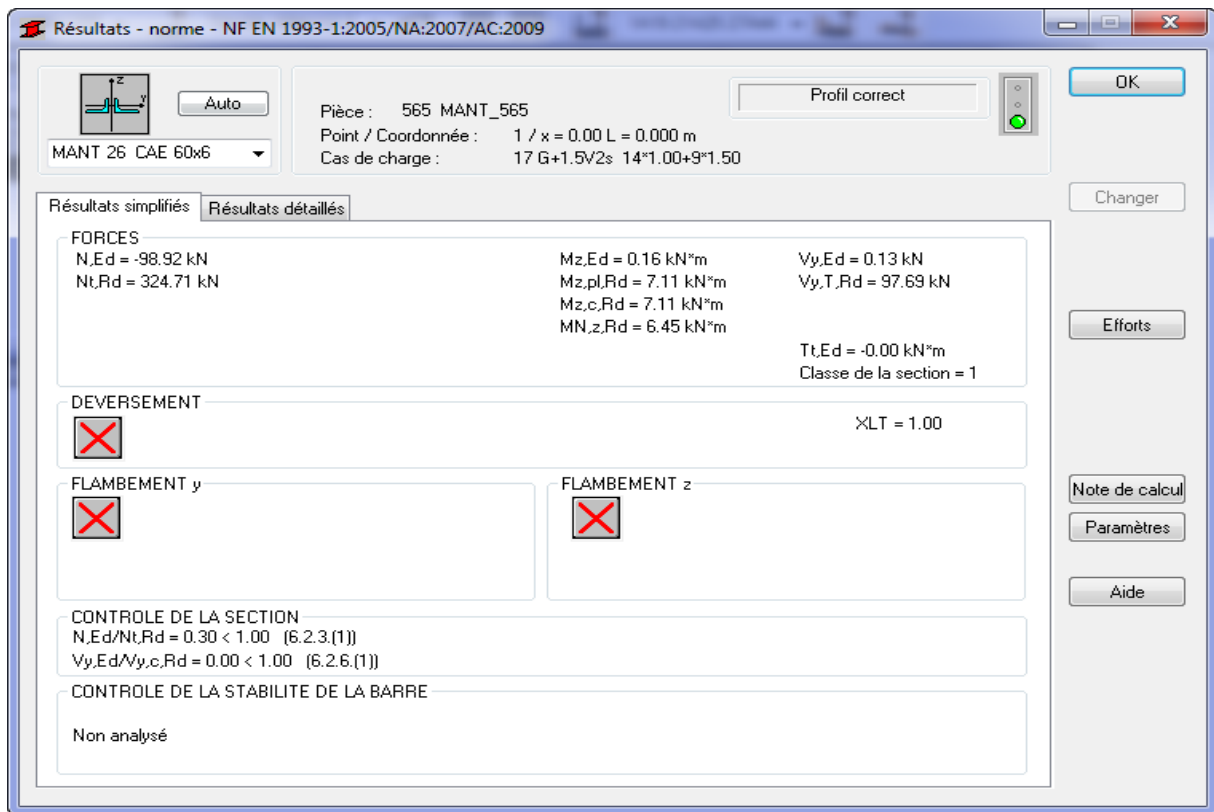


Figure 44 : vérification de montant par robot.

$$2L(60 \times 60 \times 5) \Rightarrow A = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} = 98,92 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = \frac{11,64 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 248,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 98,92 \text{ kN} < N_{rd} = 248,67 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

b. -Compression :

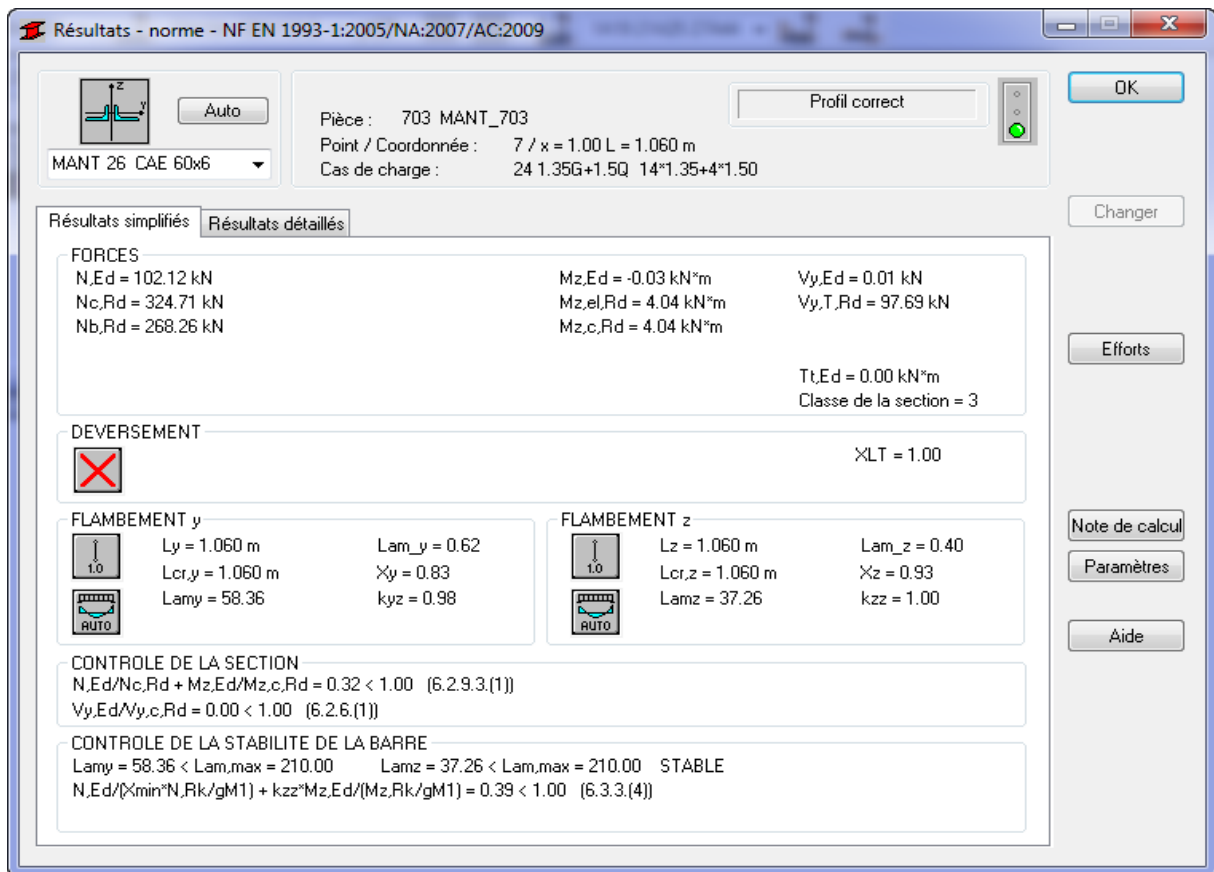


Figure 45 : vérification de montant par robot.

$$N^{\max} = 102,12 \text{ KN}$$

$$l_k = 106 \text{ cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 5) \Rightarrow A = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 19,37 = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 72,38 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{38,74}{11,64}} = 1,84 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{72,38}{11,64}} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 58,1$$

$$\lambda_z = 42,51$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{58,1}{93,9} \right] = 0,61$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{42,51}{93,9} \right] = 0,45$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,61 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,45 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,78$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,78 + [0,78^2 - 0,61^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,79$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,78$$

$$N_{crd} = 0,78 \cdot 1.11,64 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 193,9 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 102,2 \text{ KN} < N_{crd} = 193,9 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.2.1.4 Vérification des diagonales de contreventement : 2l (60×60×6) :

Calcul ROBOT

Résultats - norme - NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009

Auto

DIAG 26

Pièce : 727 DIAG_727

Point / Coordonnée : 1 / x = 0.00 L = 0.000 m

Cas de charge : 24 1.35G+1.5Q 14*1.35+4*1.50

Profil correct

OK

Changer

Résultats simplifiés Résultats détaillés

FORCES

| | | |
|-------------------|----------------------|--------------------------|
| N,Ed = -161.01 kN | Mz,Ed = -0.05 kN*m | Vy,Ed = 0.00 kN |
| Nt,Rd = 424.35 kN | Mz,pl,Rd = 9.73 kN*m | Vy,T,Rd = 130.25 kN |
| | Mz,c,Rd = 9.73 kN*m | Vz,Ed = 0.11 kN |
| | MN,z,Rd = 8.33 kN*m | Vz,T,Rd = 117.23 kN |
| | | Tt,Ed = 0.00 kN*m |
| | | Classe de la section = 1 |

DEVERSEMENT

XLT = 1.00

FLAMBEMENT y

FLAMBEMENT z

CONTROLE DE LA SECTION

N,Ed/Nt,Rd = 0.38 < 1.00 (6.2.3.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

CONTROLE DE LA STABILITE DE LA BARRE

Non analysé

Efforts

Note de calcul

Paramètres

Aide

Figure 46 : vérification de la diagonal par robot.

On a : $A = 13,83\text{cm}^2$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{13,83 \times 23,5}{1,1} = 295,45\text{kN} \\ N_{sd} &= 161,01\text{kN} < N_{rd} = 295,45\text{kN} \end{aligned} \right\}$$

Vérifiée

- compression :

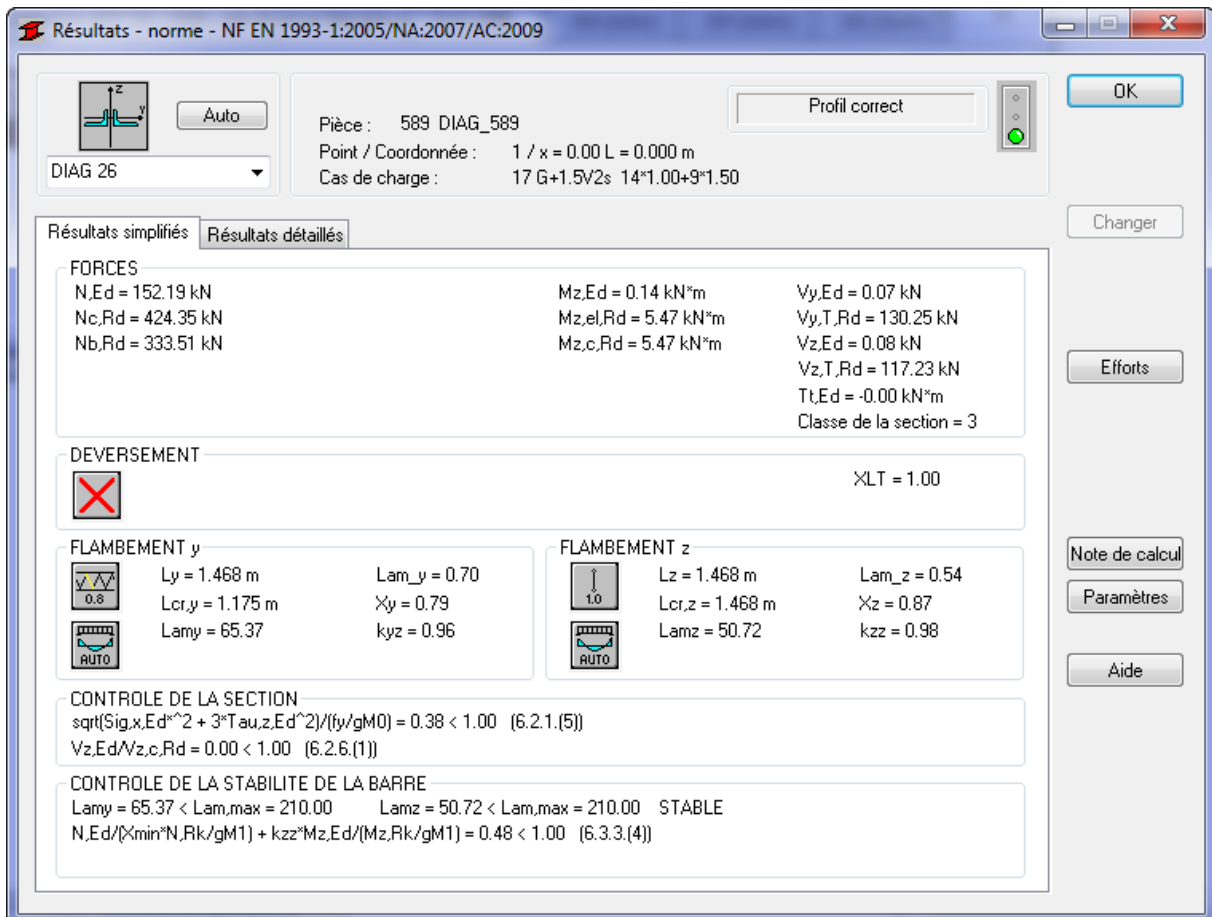


Figure 47 : vérification de la diagonal par robot.

$$N^{\max} = -152,19\text{KN}$$

$$l_k = 146.8\text{cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,83\text{cm}^2$$

$$I_y = I_\alpha = 45,58\text{cm}^4$$

$$I_z = 86.94\text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,83}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{86,94}{13,83}} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 80,83$$

$$\lambda_z = 58,83$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{80,3}{93,9} \right] = 0,86$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,83}{93,9} \right] = 0,62$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,86 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,62 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,86 - 0,2) + 0,86^2 \right] = 1,03$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,03 + \left[1,03^2 - 0,86^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,620$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,62$$

$$N_{crd} = 0,621 \cdot 13,83 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 184,25 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 152,19 \text{ KN} < N_{crd} = 148,25 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

7.2.2 Vérification des poteaux

La vérification se fait par le poteau le plus sollicité

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est 1025 pour la compression et la traction

7.2.2.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivant :

- A la compression 1.35G+1.5Q

7.2.2.2 Matériau

L'acier utilise est un acier E24 avec $f_y=335$ Mpa

7.2.2.3 Paramètre de la section HEA 360

$$h = 35 \text{ cm} \quad g_{M0} = 1 \quad g_{M1} = 1$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad A_y = 116.66 \text{ cm}^2 \quad A_z = 48.96 \text{ cm}^2 \quad A_x = 142.76 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1 \text{ cm} \quad I_y = 33089.8 \text{ cm}^4 \quad I_z = 7886.84 \text{ cm}^4 \quad I_x = 147 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.8 \text{ cm} \quad W_{ply} = 2088.63 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 802.29 \text{ cm}^3$$

7.2.2.4 Effort interne et resistance ultime

$$N, Ed = 169.33 \text{ kn}; \quad N_c, Rd = 3354.81 \text{ kn}; \quad N_b, Rd = 1131.91 \text{ kn}$$

$$M_{ypl}, Rd = 490.8 \text{ kn}; \quad M_y, Ed = 15.51 \text{ kn}; \quad M_{yc}, Rd = 490.8 \text{ kn}; \quad M_y, N, Rd = 490.83 \text{ kn}$$

$$M_{zpl}, Rd = 188.5 \text{ kn}; \quad M_z, Ed = 0.16 \text{ km}; \quad M_{zc}, Rd = 490.8 \text{ kn}; \quad M_z, N, Rd = 188.54 \text{ kn}$$

$$V_y, Ed = -0.01 \text{ kn}; \quad V_y, T, Rd = 1582.69 \text{ kn}; \quad V_z, Ed = 1.7 \text{ kn}; \quad V_y, T, Rd = 664.23 \text{ kn}$$

$$t_y, Ed = -0.01 \text{ kn}$$

Classe de la section = 1

7.2.2.5 Parametre de deverssement

Le poteau n'est pas soumis au deverssement

7.2.2.6 Parametre de flambement

○ Suivant l'axe y

$$L_y = 10 \text{ m} \quad \lambda_y = 65.68 \quad \bar{\lambda}_y = 0.70 \quad L_{cry} = 10 \text{ m} \quad X_y = 0.78 \quad k_{yy} = 0.53$$

○ Suivant l'axe z

$$L_z = 10 \text{ m} \quad \lambda_z = 134.54 \quad \bar{\lambda}_z = 1.43 \quad L_{crz} = 10 \text{ m} \quad X_z = 0.34 \quad k_{zz} = 1.09$$

7.2.2.7 Formule de vérification

- **Control de la résistance de la section:**

$$\frac{N, Ed}{N_c, Rd} = 0.06 < 1 \quad (6.2.4. (1)).$$

$$\left(\frac{M_y, Ed}{M_y, N, Rd} \right)^2 + \left(\frac{M_z, Ed}{M_z, N, Rd} \right)^1 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_y, Ed}{V_y, T, Rd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_z, Ed}{V_z, T, Rd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{\tau_{ty}, Ed}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}} \right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{\tau_{tz}, Ed}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}} \right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.9.1. (6))$$

- **Control de la stabilité global de la barre :**

$$\lambda_y = 65.68 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 134.54 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_y \times N, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{yy} \times M_y, Ed}{\frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{yz} \times M_z, Ed}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M1}}} = 0.11 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_z \times N, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{zy} \times M_y, Ed}{\frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{zz} \times M_z, Ed}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M1}}} = 0.19 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

7.2.2.8 Déplacements (REPERE GLOBAL) :

○ Cas de charge décisif – ELS $G + V1d$

$$V_x = 1.9 \text{ cm} \quad \text{déplacement de la barre en X}$$

$v_x \max = 6.7 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en X

Vérifié

- Cas de charge décisif – ELS EY

$V_y = 0.4 \text{ cm}$ déplacement de la barre en Y

$v_y \max = 6.7 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en Y

Vérifié

Donc le profilé choisit est correcte , et convient pour les pteaux

7.2.3 La poutre au vent

La vérification se fait pour la barre la plus sollicitée

ET dans notre cas: la barre la plus sollicitée 2137

7.2.3.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est sous la combinaison G +1.5 V1s

7.2.3.2 Matériaux :

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y = 355 \text{ Mpa}$

7.2.3.3 Paramètres de la section 2 CAE 80x10

$h = 8 \text{ cm}; g_{M0} = 1; g_{M1} = 1; b = 17 \text{ cm}; A_y = 16 \text{ cm}^2; A_z = 14.4 \text{ cm}^2; t_w = 1 \text{ cm}$

$A_x = 30.22 \text{ cm}^2$

$I_y = 175 \text{ cm}^4; I_z = 418.74 \text{ cm}^4; I_x = 10 \text{ cm}^4; t_f = 1 \text{ cm}; W_{ely} = 30.92 \text{ cm}^3$

$W_{elz} = 49.26 \text{ cm}^3$

7.2.3.4 Effort internes et résistance ultime

$N, Ed = 59.96 \text{ kn}; N_c; Rd = 710.17 \text{ kn}; N_b; Rd = 246.31 \text{ kn}$

$M_{y,el}, Rd = 7.27 \text{ kn m}; M_y, Ed = -0.33 \text{ kn m}; M_{y,c}, Rd = 7.27 \text{ kn}$

$M_{z,el}, Rd = 11.58 \text{ kn}; M_z, Ed = -0.04 \text{ km}; M_{z,c}, Rd = 11.58 \text{ kn}$

Classe de la section = 3

7.2.3.5 Paramètres de déversement

La barre n'est pas soumise au phénomène de déversement

7.2.3.6 Paramètre de flambement

- Suivant y :

$l_y = 3.362 \text{ cm}; \lambda_y = 139.7; k_{zy} = l_{cr,y} = 3.362 \text{ cm}; x_y = \bar{\lambda}_y = 1.49$

- Suivant z :

$$l_z = 3.362 \text{ cm} \quad \lambda_z = 90.31 \quad k_{zz} = 1.05 \quad l_{cr,z} = 3.362 \text{ cm} \quad x_z = 0.62 \quad \bar{\lambda}_z = 0.96$$

7.2.3.7 Formule de vérification

❖ Contrôle de la résistance de la section

$$\frac{N,Ed}{N_c,Rd} + \frac{M_y,Ed}{M_{yc},Rd} + \frac{M_z,Ed}{M_{zc},Rd} = 0.11 < 1 \quad (6.2.9.3. (1)).$$

❖ Contrôle de la stabilité globale de la barre

$$\lambda_y = 139.7 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 90.31 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{N,Ed}{X_{min} \times (NRk/g_{M1})} + \frac{k_{yy} \times M_y,Ed}{X_{lt} \times (M_y,Rk/g_{M1})} + \frac{k_{yz} \times M_z,Ed}{(M_z,Rk/g_{M1})} = 0.27 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N,Ed}{X_{min} \times (NRd/g_{M1})} + \frac{k_{zy} \times M_y,Ed}{X_{lt} \times (M_y,Rk/g_{M1})} + \frac{k_{zz} \times M_z,Ed}{(M_z,Rk/g_{M1})} = 0.27 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

Donc le profilé choisi est correct et convient pour les barres

7.2.4 Vérification des pannes

La vérification des pannes se fait pour les pannes la plus sollicité

Et de notre cas : la panne al plus sollicité est la

7.2.4.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivant G+1.5Vs1

7.2.4.2 Matériaux

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y=235\text{Mpa}$

7.2.4.3 Paramètre de la section : pannes IPE 160

$$h = 16 \text{ cm} \quad g_{M0} = 1 \quad g_{M1} = 1 \quad b = 8.2 \text{ cm} \quad A_y = 13.73 \text{ cm}^2 \quad A_z = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.5 \text{ cm} \quad I_y = 869.29 \text{ cm}^4 \quad I_z = 68.31 \text{ cm}^4 \quad I_x = 3.53 \text{ cm}^4 \quad t_f = 0.7 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 123.87 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$$

7.2.4.4 Efforts internes et resistances ultimes :

$$N,Ed = 15.11 \text{ kn} \quad N_c,Rd = 472.15 \text{ kn} \quad N_b,Rd = 127.12 \text{ kn}$$

$$M_{y,pl},Rd = 29.11 \text{ kn.m} \quad M_y,Ed = -9.95 \text{ kn.m} \quad M_{y,c},Rd = 29.11 \text{ kn.m}$$

$$M_y,N,Ed = 6.13 \text{ kn.m}$$

$$M_{z,pl},Rd = 6.13 \text{ kn.m} \quad M_z,Ed = -0.03 \text{ kn.m} \quad M_{z,c},Rd = 6.13 \text{ kn.m}$$

$$M_z,N,Ed = 6.13 \text{ kn.m}$$

$$V_{y,Ed} = -0.08 \text{ kn} \quad V_{y,T,Rd} = -0.08 \text{ kn} \quad V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kn}$$

$$V_{z,T,Rd} = 131.02 \text{ kn}$$

$$M_{b,Rd} = 17.3 \text{ kn.m} \quad T_{t,Ed} = -0.0 \text{ kn}$$

Classe de la section = 1

7.2.4.5 Paramètres de déversement

$$z = 0 \quad M_{cr} = 24.81 \text{ kn.m} \quad L_{cry} = 3 \text{ m} \quad X_{LT} = 0.58 \quad k_{yy} = 1.11 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = 1.08 \quad \phi_{LT} = 1.2 \quad X_{LT \text{ mod}} = 0.58$$

7.2.4.6 Paramètres de flambement

$$L_y = 6 \text{ m} \quad \bar{\lambda}_y = 0.97 \text{ m} \quad L_{cry} = 6 \text{ m} \quad X_y = 0.69 \text{ m} \quad k_{yy} = 1.11 \text{ m}$$

$$L_z = 6 \text{ m} \quad \bar{\lambda}_z = 1.73 \text{ m} \quad L_{crz} = 3 \text{ m} \quad X_z = 0.27 \text{ m} \quad k_{yz} = 1.01 \text{ m}$$

7.2.4.7 Formules de verification :

- **Contrôle de la résistance de la section :**

$$\frac{N_{,Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.03 < 1 \quad (6.2.4. (1)).$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}} \right)^1 = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,TRd}} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7)).$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,TRd}} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7))$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}} \right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}} \right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6)$$

- **Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_y = 91.22 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 162.69 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.58 < 1 \quad (6.2.6. (7)).$$

$$\frac{N_{,Ed}}{X_y \times N_{,Rk}} + \frac{k_{yy} \times M_{y,Ed}}{X_{Lt} \times M_{y,Rk}} + \frac{k_{yz} \times M_{z,Ed}}{M_z \times Rk} = 0.69 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N_{,Ed}}{X_z \times N_{,Rk}} + \frac{k_{zy} \times M_{y,Ed}}{X_{Lt} \times M_{y,Rk}} + \frac{k_{zz} \times M_{z,Ed}}{M_z \times Rk} = 0.46 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

7.2.5 Lisses de bardage

La vérification des pannes se fait pour les lisses la plus sollicité

Et de notre cas : la panne al plus sollicité est la lisse 1950

7.2.5.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivant G+1.5Vs4

7.2.5.2 Matériaux

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y=235\text{Mpa}$

7.2.5.3 Paramètre de la section : lisse IPE 140

$$h = 14 \text{ cm} \quad g_{M0} = 1 \quad g_{M1} = 1 \quad b = 7.3 \text{ cm} \quad A_y = 11.15 \text{ cm}^2 \quad A_z = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.5 \text{ cm} \quad I_y = 541.22 \text{ cm}^4 \quad I_z = 44.92 \text{ cm}^4 \quad I_x = 2.54 \text{ cm}^4 \quad t_f = 0.7 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 88.35 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 19.25 \text{ cm}^3$$

7.2.5.4 Efforts internes et resistances ultimes :

$$N, Ed = 1.97 \text{ kn} \quad N_c, Rd = 386.01 \text{ kn} \quad N_b, Rd = 85.99 \text{ kn}$$

$$M_{y, pl}, Rd = 20.76 \text{ kn.m} \quad M_y, Ed = -9.41 \text{ kn.m} \quad M_{y, c}, Rd = 20.76 \text{ kn.m}$$

$$M_y, N, Rd = 20.76 \text{ kn.m} \quad V_y, Ed = -0.57 \text{ kn} \quad V_y, T, Rd = 150.61 \text{ kn}$$

$$M_{z, pl}, Rd = 4.52 \text{ kn.m} \quad M_z, Ed = -0.28 \text{ kn.m} \quad M_{z, c}, Rd = 4.52 \text{ kn.m}$$

$$M_z, N, Rd = 4.52 \text{ kn.m} \quad V_z, Ed = 0.01 \text{ kn} \quad V_z, T, Rd = 103.36 \text{ kn}$$

$$M_b, Rd = 12.04 \text{ kn.m} \quad T_t, Ed = -0.01 \text{ kn}$$

Classe de la section = 1

7.2.5.5 Paramètres de deversement :

$$z = 0 \quad M_{cr} = 16.87 \text{ kn.m} \quad L_{cry} = 3 \text{ m} \quad X_{LT} = 0.58 \quad k_{yy} = 1.11 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = 1.11 \quad \phi_{LT} = 1.23 \quad X_{LT mod} = 0.58$$

7.2.5.6 Formules de verification :

- **Contrôle de la résistance de la section :**

$$\frac{N, Ed}{N_c, Rd} = 0.01 < 1 \quad (6.2.4. (1)).$$

$$\left(\frac{M_y, Ed}{M_y, N, Rd} \right)^2 + \left(\frac{M_z, Ed}{M_z, N, Rd} \right)^1 = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_y, Ed}{V_y, TRd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7)).$$

$$\frac{V_z, Ed}{V_z, TRd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7))$$

$$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}}\right)} = 0.01 < 1 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{tz,Ed}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot g_{M0}}\right)} = 0.01 < 1 \quad (6.2.6)$$

• **Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_y = 104.53 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 181.42 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.78 < 1 \quad (6.2.6. (4)).$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_y \times N, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{yy} \times M_{y, Ed}}{\frac{X_{Lt} \times M_{y, Rk}}{g_{M_1}}} + \frac{k_{yz} \times M_{z, Ed}}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M_1}}} = 0.87 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_z \times N, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{zy} \times M_{y, Ed}}{\frac{X_{Lt} \times M_{y, Rk}}{g_{M_1}}} + \frac{k_{zz} \times M_{z, Ed}}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M_1}}} = 0.50 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

Donc le profile choisi est correcte

7.2.5.7 Déplacements (REPERE GLOBAL) :

- Cas de charge décisif – ELS: 9 V2s

$V_x = 0.2 \text{ cm}$ déplacement de la barre en X

$v_x \text{ max} = 4.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en X

Vérifié

- Cas de charge décisif – ELS: 28 G + V1d

$V_y = 0.2 \text{ cm}$ déplacement de la barre en Y

$v_y \text{ max} = 4.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en Y

Vérifié

7.2.6 La poutre sablière

La vérification des poutres sablier se fait pour la poutre la plus sollicité

Et de notre cas : la poutre al plus sollicité est 1050

7.2.6.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivant

- Pour la Compression G + 1.5Vs1

- Pour la traction G + 1.5Vd2

7.2.6.2 Matériaux

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y=235\text{Mpa}$

7.2.6.3 Paramètre de la section : lisse HEA 140

$$h = 13.3 \text{ cm} \quad g_{M0} = 1 \quad g_{M1} = 1 \quad b = 14 \text{ cm} \quad A_y = 11.15 \text{ cm}^2 \quad A_z = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.5 \text{ cm} \quad I_y = 1033.13 \text{ cm}^4 \quad I_z = 389.32 \text{ cm}^4 \quad I_x = 7.97 \text{ cm}^4 \quad t_f = 0.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 173.51 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 84.85 \text{ cm}^3$$

7.2.6.4 Efforts internes et résistances ultimes :

$$N, Ed = 49.3 \text{ kn} \quad N_t, Rd = 738.28 \text{ kn} \quad N_b, Rd = 170.77 \text{ kn}$$

$$M_{y, pl}, Rd = 20.76 \text{ kn.m} \quad M_y, Ed = 1.09 \text{ kn.m} \quad M_{y, c}, Rd = 40.77 \text{ kn.m}$$

$$M_{y, N}, Rd = 40.77 \text{ kn.m} \quad V_y, Ed = -0.02 \text{ kn} \quad V_y, T, Rd = 357.58 \text{ kn}$$

$$M_{z, pl}, Rd = 19.94 \text{ kn.m} \quad M_z, Ed = 0.09 \text{ kn.m} \quad M_{z, c}, Rd = 19.94 \text{ kn.m}$$

$$M_{z, N}, Rd = 19.94 \text{ kn.m}$$

$$V_z, Ed = 0.73 \text{ kn} \quad V_z, T, Rd = 137.35 \text{ kn}$$

$$M_b, Rd = 12.04 \text{ kn.m} \quad T_t, Ed = 0.0 \text{ kn}$$

Classe de la section = 1

7.2.6.5 Paramètres de flambement :

- Suivant l'axe y

$$L_y = 6 \text{ m} \quad \lambda_y = 104.63 \quad \bar{\lambda}_y = 1.11 \quad L_{cry} = 6 \text{ m} \quad X_y = 0.69 \quad k_{yy} = 1.11$$

- Suivant l'axe z

$$L_z = 6 \text{ m} \quad \lambda_z = 170.44 \quad \bar{\lambda}_z = 1.81 \quad L_{crz} = 6 \text{ m} \quad X_z = 0.23 \quad k_{yz} = 0.58$$

7.2.6.6 Formules de verification :

❖ Contrôle de la résistance de la section :

$$\frac{N, Ed}{N_c, Rd} = 0.07 < 1 \quad (6.2.4. (1)).$$

$$\left(\frac{M_y, Ed}{M_{y, N}, Rd} \right)^2 + \left(\frac{M_z, Ed}{M_{z, N}, Rd} \right)^1 = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_y, Ed}{V_y, TRd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7)).$$

$$\frac{V_z, Ed}{V_z, TRd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (7))$$

$$\frac{\tau_{ty}, Ed}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}\right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{tz}, Ed}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot g_{M0}\right)} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6)$$

❖ **Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_y = 104.63 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 170.44 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{N, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{X_y \times N, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{yy} \times M_y, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{yz} \times M_z, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{M_z \times Rk}{g_{M1}}} = 0.16 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{X_z \times N, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{zy} \times M_y, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M1}}} + \frac{k_{zz} \times M_z, Ed}{g_{M1} \cdot \frac{M_z \times Rk}{g_{M1}}} = 0.31 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

7.2.6.7 Déplacements (REPERE GLOBAL) :

- Suivant X

$V_x = 0.3 \text{ cm}$ déplacement de la barre en X

$V_x \text{ max} = 4.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en X

Cas de charge décisif – ELS: 37 EX

Vérifié

- Suivant y

$V_y = 0.0 \text{ cm}$ déplacement de la barre en Y

$v_y \text{ max} = 4.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en Y

Cas de charge décisif – ELS: 37 EX

Vérifié

7.2.7 Palée de stabilité

La vérification des poutres sablier se fait pour la poutre la plus sollicité

Et de notre cas : la barre al plus sollicité est 4942

7.2.7.1 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivant

Pour Compression la et la traction $G + 1.5Vs1$

7.2.7.2 Matériaux

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y=235\text{Mpa}$

7.2.7.3 Paramètres de la section : pale de stabilité 2x100x10

$$h = 10 \text{ cm} \quad g_{M0} = 1 \quad g_{M1} = 1 \quad b = 21 \text{ cm} \quad A_y = 20 \text{ cm}^2 \quad A_z = 18 \text{ cm}^2 \quad A_x = 38.31 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1 \text{ cm} \quad I_y = 353.4 \text{ cm}^4 \quad I_z = 775.66 \text{ cm}^4 \quad I_x = 12.67 \text{ cm}^4 \quad t_f = 1 \text{ cm} \quad W_{ely} = 49.22 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 73.87 \text{ cm}^3$$

7.2.7.4 Efforts internes et résistances ultimes :

$$\begin{aligned} N, Ed &= 56.06 \text{ kn} & N_c, Rd &= 900.26 \text{ kn} & N_b, Rd &= 355.64 \text{ kn} \\ M_{y, el}, Rd &= 11.57 \text{ kn m} & M_y, Ed &= -0.38 \text{ kn m} & M_{y, c}, Rd &= 11.57 \text{ kn. m} \\ V_y, Ed &= -0.07 \text{ kn} & V_y, T, Rd &= 357.58 \text{ kn} \\ M_{z, el}, Rd &= 17.36 \text{ kn. m} & M_z, Ed &= -0.35 \text{ kn. m} & M_{z, c}, Rd &= 17.36 \text{ kn. m} \\ V_z, Ed &= -0.15 \text{ kn} & V_z, T, Rd &= 244.22 \text{ kn} \\ M_b, Rd &= 355.64 \text{ kn. m} & T_t, Ed &= 0.0 \text{ kn} \end{aligned}$$

Classe de la section =3

7.2.7.5 Paramètres de flambement :

- Suivant l'axe y

$$L_y = 3.905 \text{ m} \quad \lambda_y = 128.57 \quad \bar{\lambda}_y = 1.37 \quad L_{cry} = 3.905 \text{ m} \quad X_y = 0.40$$
$$k_{yy} = 1.11 \text{ m}$$

- Suivant l'axe z

$$L_z = 3.905 \text{ m} \quad \lambda_z = 86.79 \quad \bar{\lambda}_z = 0.92 \quad L_{crz} = 3.905 \text{ m} \quad X_z = 0.65$$
$$k_{zz} = 0.98 \text{ m}$$

7.2.7.6 Formules de vérification :

- **Contrôle de la résistance de la section :**

$$\frac{N, Ed}{N_c, Rd} + \frac{M_y, Ed}{M_{y, c}, Rd} + \frac{M_z, Ed}{M_{z, c}, Rd} = 0.01 < 1 \quad (6.2.4. (1)).$$

$$\left(\frac{M_y, Ed}{M_y, N, Rd} \right)^2 + \left(\frac{M_z, Ed}{M_z, N, Rd} \right)^1 = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1. (6))$$

$$\frac{V_y, Ed}{V_{y, c}, Rd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (1)).$$

$$\frac{V_z, Ed}{V_{z, c}, Rd} = 0.0 < 1 \quad (6.2.6. (1))$$

- **Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_y = 128.57 < \lambda_{max} = 210 \quad \lambda_z = 86.79 < \lambda_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_y \times N, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{yy} \times M_y, Ed}{\frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{yz} \times M_z, Ed}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M_1}}} = 0.19 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

$$\frac{N, Ed}{\frac{X_z \times N, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{zy} \times M_y, Ed}{\frac{X_{Lt} \times M_y, Rk}{g_{M_1}}} + \frac{k_{zz} \times M_z, Ed}{\frac{M_z \times Rk}{g_{M_1}}} = 0.19 < 1 \quad (6.3.3. (4))$$

7.2.8 Potelets

Les potelets les plus sollicités a : 7335

7.2.8.1 Matériaux

L'acier utilisé est un acier ACIER E24 avec $f_y = 235 \text{ Mpa}$

7.2.8.2 Chargement

Le cas de charge le plus décisif est la combinaison suivante : $1.35 G + 1.5 Q$

7.2.8.3 Paramètres de la section : potelet HEA 220

$$h = 21.0 \text{ cm} \quad g_{M_0} = 1 \quad g_{M_1} = 1 \quad b = 22. \text{ cm} \quad A_y = 53.70 \text{ cm}^2 \quad A_z = 20.67 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 64.34 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0.7 \text{ cm} \quad I_y = 5409.70 \text{ cm}^4 \quad I_z = 1954.56 \text{ cm}^4 \quad I_x = 27.10 \text{ cm}^4 \quad t_f = 1.1 \text{ cm}$$

$$W_{Plz} = 568.50 \text{ cm}^3 \quad W_{Plz} = 270.60 \text{ cm}^3$$

7.2.8.4 Efforts internes et résistances ultimes :

$$N, Ed = 0.30 \text{ kn} \quad N_c, Rd = 1512.02 \text{ kn} \quad N_b, Rd = 755.38 \text{ kn}$$

$$M_{y pl}, Rd = 133.6 \text{ kn.m} \quad M_y, Ed = 0.15 \text{ kn.m} \quad M_{y c}, Rd = 133.6 \text{ kn.m}$$

$$V_y, Ed = 0.27 \text{ kn} \quad V_y, T, Rd = 717.30 \text{ kn}$$

$$M_{z pl}, Rd = 63.59 \text{ kn.m} \quad M_z, Ed = 0.05 \text{ kn.m} \quad M_{z c}, Rd = 63.59 \text{ kn.m}$$

$$V_z, Ed = -0.76 \text{ kn} \quad V_z, T, Rd = 277.70 \text{ kn} \quad T_t, Ed = -0.13 \text{ kn}$$

Classe de la section = 1

7.2.8.5 Paramètres de déversement :

Le potelet n'est pas soumis au déversement

7.2.8.6 Paramètres de flambement :

○ Suivant l'axe y

$$L_y = 9.020 \text{ m} \quad \lambda_y = 98.37 \quad \bar{\lambda}_y = 1.05 \quad L_{cry} = 9.020 \text{ m} \quad X_y = 0.57$$

$$k_{yy} = 0.52 \text{ m}$$

○ Suivant l'axe z

$$L_z = 9.020 \text{ m} \quad \lambda_z = 86.79 \quad \bar{\lambda}_z = 0.92 \quad L_{crz} = 3.905 \text{ m} \quad X_z = 0.65$$

$$k_{zz} = 0.98 \text{ m}$$

7.2.8.7 Déplacements (REPERE GLOBAL) :

$V_x = 0.0 \text{ cm}$ déplacement de la barre en X

$v_x \text{ max} = 6.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en X

Cas de charge décisif - ELS1 PP

Vérifié

$V_y = 0.0 \text{ cm}$ déplacement de la barre en Y

$v_y \text{ max} = 6.0 \text{ cm}$ déplacement admissible de la barre en Y

Cas de charge décisif – ELS 1 PP

Vérifié

7.3 Vérification des déplacements

Le DTR RPA v2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules (Art 4.4.3), et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (ART 5.10).

Le déplacement horizontal de chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_{ek,x} = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec : $\delta_{ek,x}$: déplacement du force sismique

R : coefficient de comportement ($R_x = R_y = 4$)

Le déplacement horizontal de chaque niveau k par au niveau k-1 est donné par

$$\Delta_k = \delta_e - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_x \text{ (RPA 5.10)}$$

Dans notre cas toute la structure est un RDC, donc

- *Déplacement selon l'axe x :*

On a :

$$\delta_{k,x} = R_x \cdot \delta_{ek,x} = 4 \times 2.8 = 11.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{k-1,x} = R_x \cdot \delta_{ek-1,x} = 4 \times 0 = 0 \text{ cm}$$

$$\Delta_{k,x} = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x} = 11.2 - 0 = 11.2 \text{ cm}$$

Et on a :

$$\Delta_{k,x} < 1\% \times h_k \rightarrow 11.2 < 1\% \ 1160 \rightarrow 11.2 \text{ cm} < 11.6 \text{ cm}$$

- *Déplacement selon y :*

$$\delta_{k,y} = R_y \cdot \delta_{ek,y} = 4 \times 0.7 = 2.8 \text{ cm}$$

$$\delta_{k-1,y} = R_y \cdot \delta_{ek-1,y} = 4 \times 0 = 0 \text{ cm}$$

$$\Delta_{k,y} = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y} = 11.2 - 0 = 11.2 \text{ cm}$$

Et on a :

$$\Delta_{k,y} < 1\% \times h_k \rightarrow 2.8 < 1\% \ 1160 \rightarrow 2.8 < 11.6 \text{ cm}$$

Vérfié

CHAPITRE 8

CALCUL DES ASSEMBLAGES

8.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il y a plusieurs types d'assemblage dans la construction métallique et plusieurs techniques de réalisation, donc ils doivent cependant tous obéir à ne pas affaiblir la résistance des pièces

8.2 Assemblage des éléments de la ferme

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

| Eléments | Membrures supérieures | Membrures inférieures | Diagonales | Montants |
|-------------|-----------------------|-----------------------|--------------|--------------|
| Effort (KN) | 226.30 | -226.22 | -161.01 | 102.12 |
| Section | 2L (120×120×12) | 2L (120×120×12) | 2L (60×60×6) | 2L (60×60×6) |

Tableau 40 : efforts dans les éléments de la ferme

8.2.1 Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

| F (KN) | ≤ 200 | 200-450 | 450-750 | 750-1150 | 1150-1650 |
|--------|-------|---------|---------|----------|-----------|
| e (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |

Tableau 41 : épaisseur de gousset en fonction de l'effort appliqué

- Pour les membrures supérieures : $200 < N = 226.30 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les membrures inférieures : $200 < N = 226.22 \text{ kN} < 450 \text{ kN}$
- Pour les diagonales : $N = 161.01 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants : $N = 102.12 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Donc on choisit $e = 10 \text{ mm}$.

8.2.2 Pré dimensionnement de la gorge

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante:

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{max} \quad \text{avec :}$$

t_{max} : Épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{max} = 10 \text{ mm (épaisseur du gousset)}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 10 \text{ mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

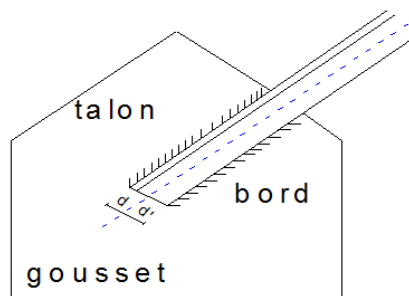


Figure 48 : longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura

$$L_{bord} \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 4$ 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 (120×120×12) | 8.6 | 3.4 | 9.75 | 13.61 | 4 |
| Membrure inférieure | 2L (120×120×12) | 8.6 | 3.4 | 9.75 | 13.61 | 4 |
| Diagonale | 2L (60×60×6) | 4.31 | 1.69 | 6.96 | 9.68 | 4 |
| Montant intermédiaire | 2L (60×60×6) | 4.31 | 1.69 | 4.4 | 6.14 | 4 |
| Montant de rive | 2L (120×120×12) | 8.6 | 3.4 | 4.4 | 13.61 | 4 |

Tableau 42 : dimensions des cordons de soudures

8.3 Assemblage poteau ferme (HEA340 – L 120*120*12)

8.3.1 Disposition des boulons

Pour avoir un bon encastrement de la ferme sur le poteau, il est nécessaire de changer les montants de rive 2L (60×60×6) par des cornières (120×120×12) qui nous permettent d'utiliser des boulons M16

On va utiliser des boulons M16.

Boulon M22 → $d_0 = 18\text{mm}$

Cornière 2L (120*120*12), $t = 12\text{mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ ou } 150\text{mm} \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ ou } 200\text{mm} \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 144\text{mm} \\ 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 168\text{mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 50\text{mm}$ $P_1 = 100\text{mm}$

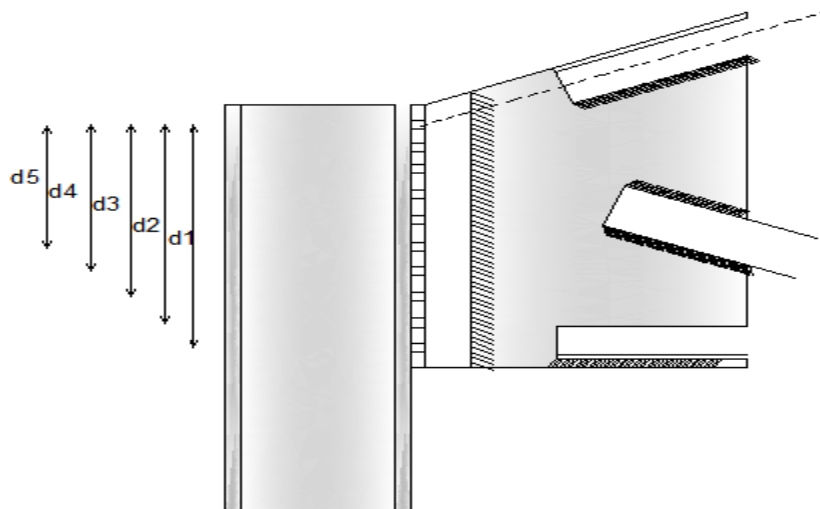


Figure 49 : Assemblage poteau –ferme.

On a la hauteur de montant est 90cm on choisira 10 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M de soulèvement dû au vent, et un effort tranchant

$$\text{À l'ELU} \begin{cases} M = 46.30 \text{ KN m} \\ T = 77.21 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{À l'ELS} \begin{cases} M = 27.25 \text{ KN m} \\ T = 51.68 \text{ KN} \end{cases}$$

C'est les cinq rangées de boulons inférieures qui travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : La distance des boulons tendus au pied du montant

$$d_1 = 90 - (5 + 2) = 83cm$$

$$d_2 = 83 - 9 = 74cm$$

$$d_3 = 74 - 9 = 65cm$$

$$d_4 = 65 - 9 = 56cm$$

$$d_5 = 56 - 9 = 47cm$$

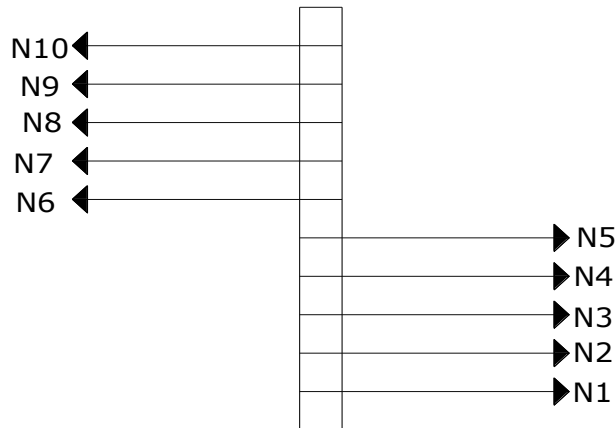


Figure 50 : distribution élastique du moment

➤ **L'ELU :**

$$N_1 = \frac{46.30 \times 0,83}{(0,83)^2 + (0,74)^2 + (0,65)^2 + (0,56)^2 + (0,47)^2} = 17.52kN$$

$$N_1 = 17.52kN$$

➤ **L'ELS :**

$$N_1 = \frac{27.25 \times 0,83}{(0,83)^2 + (0,74)^2 + (0,65)^2 + (0,56)^2 + (0,47)^2} = 10.31kN$$

$$N_1 = 10.31kN$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n.p}$$

n : Nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{77.21}{20 \times 1} = 3.86 kN$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{51.68}{20 \times 1} = 2.58 kN$$

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

Type M16 $A_s = 1.15 \text{ cm}^2$

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1.25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1.1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

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

8.3.2 Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L = 900 - (2 \times 50) = 800 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 6 = 240 \text{ mm}$$

$L = 800 \text{ mm} > 15 \times d = 240 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R doit être minoré par un coefficient β_{lf} :

$$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{800 - 240}{200 \times 16} \right) = 0.83$$

Donc : $0.75 \leq \beta_{lf} \leq 1$ vérifiée

➤ L'ELU :

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{17.52}{2} = 8.76 kN$$

$$F_{tsd} = 8.76 kN.$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,15 \times 80 - 0,8 \times 8,76]}{1,25} = 13,77 \text{ kN}$$

$$V_R = 0,83 \times 13,77 = 11,43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3,86 \text{ kN} < 11,43 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **L'ELS**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{10,31}{2} = 5,16 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = 5,16 \text{ kN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,15 \times 80 - 0,8 \times 5,16]}{1,1} = 16,44 \text{ kN}$$

$$V_R = 0,83 \times 16,44 = 13,64 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2,58 \text{ kN} < 13,64 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

8.4 Assemblage des éléments de contreventements:

8.4.1 Contreventement horizontal

8.4.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

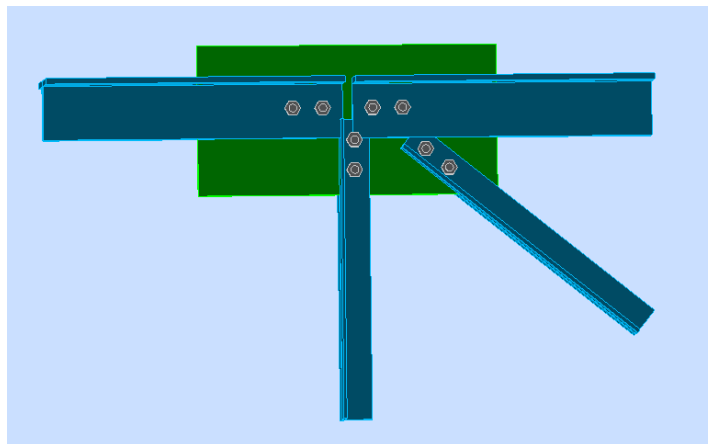


Figure 51 : schéma d'assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU} = 59,99 \text{ kN}$$

$$N_{ELS} = 56,32 \text{ kN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance de calcul au glissement F_{srd} est donnée par la formule

$$F_{srd} = k_s \times n \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{Ms}}$$

Les boulons de classe 10.9 $\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$

Les diagonales sont des cornières 2L 80*80*10

Les boulons M16 de section $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

D'où

$$F_p = 0.7 \times 1.57 \times 100 = 109.9 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 0.3 \times \frac{109.9}{1.25} = 26.38 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est :

$$F_v = \frac{N}{n p}$$

Ou

n : Nombre de boulons

p : Nombre de plans de cisaillement $p = 1$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_v \leq F_{srd}$$

$$\frac{N}{n p} \leq F_{srd} \Rightarrow n \geq \frac{N}{F_{srd}}$$

$$n \geq \frac{59.99}{26.38} = 2.28$$

Soit $n = 3$ boulons

Vérification à l'ELS :

$$F_{srd} = 29.97 \text{ KN}$$

$$F_v = 16.98 \text{ KN}$$

$$F_{srd} > F_v$$

Donc, les boulons (3 M16 de classe 10.9) choisis sont admis.

Disposition des boulons :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,5 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

On opte pour un gousset de 6 mm et des boulons M16, $d_0=18\text{mm}$

$$21.6 \leq e_1 \leq 72 \Rightarrow p_1 = 30 \text{ mm}$$

$$27 \leq e_2 \leq 72 \Rightarrow p_1 = 30 \text{ mm}$$

$$39.6 \leq p_1 \leq 84 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

8.4.1.2 Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme

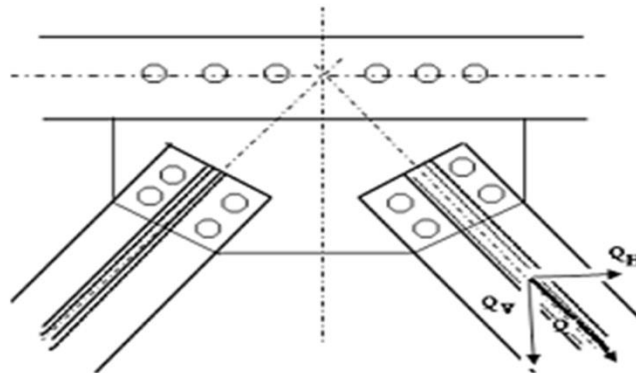


Figure 52 : schéma d'assemblage du gousset sur la membrure

Dans ce genre d'assemblage, on doit tenir compte de l'excentrement de l'épure des efforts de la diagonale sur la file d'attache gousset-membrure de la ferme.

Gousset de 6 mm fixé comme ci-dessus avec des boulons M16 de classe 10.9

$$21.6 \leq e_1 \leq 72 \Rightarrow p_1 = 30 \text{ mm}$$

$$27 \leq e_2 \leq 72 \Rightarrow p_1 = 30 \text{ mm}$$

$$39.6 \leq p_1 \leq 84 \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

- **Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon**

$$Q = 59.99 \text{ KN}$$

$$Q_H = 59.99 \times \cos 36.3 = 48.35 \text{ KN}$$

$$Q_V = 59.99 \times \sin 36.3 = 35.51 \text{ KN}$$

Cisaillement vertical des boulons

$$Q_{1v} = \frac{Q_v}{n} \text{ Avec } n \text{ nombre de boulons}$$

$$Q_{1v} = \frac{35.51}{4} = 8.85 \text{ KN}$$

$$\text{Effet du moment du a l'excentrement } M_{ex} = Q_H e_{ex}$$

$$M_{ex} = 48.35 \times 0.03 = 1.46 \text{ KN m}$$

Q'_{1v} : L'effort de cisaillement provoqué par M sur le boulon extrême

Q'_{2v} : L'effort de cisaillement provoqué par M sur le boulon intérieur

La condition d'équilibre (distribution élastique des efforts) :

$$M_{ex} = 2 \times (Q'_{1v} \times d_1 + Q'_{2v} \times d_2) \text{ Avec } \frac{Q'_{1v}}{d_1} = \frac{Q'_{2v}}{d_2}$$

$$d_1 = 0.15m ; d_2 = 0.09m$$

$$\text{D'où } Q'_{1v} = 0.49 \text{ KN}$$

$$\text{Cisaillement horizontal : } Q_{1H} = \frac{Q_H}{n}$$

$$Q_{1H} = \frac{48.35}{4} = 12.09 \text{ KN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{max} sur le boulon est

$$Q_{1max} = \sqrt{(Q_{1v} + Q'_{1v})^2 + Q_{1H}^2} = 15.28 \text{ KN}$$

- **Vérification à la résistance des boulons**

Au cisaillement seul :

$$Q_{max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$Q_{max} = 15.28 < F_{srd} = 26.38 \quad \text{verifie}$$

8.4.2 Contreventement vertical

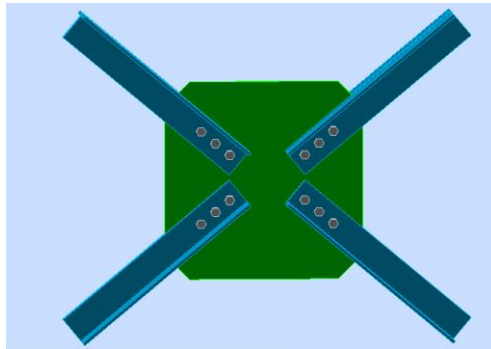


Figure 53 : schéma d'assemblage de contreventement horizontal

Pour ce type d'assemblage on utilise le logiciel ROBOT

Nœud de la structure : 1213

Barres de la structure : 4943, 4940, 4942, 4941

| | | Barre 1 | Barre 2 | Barre 3 | Barre 4 | |
|------------|----------------|------------|------------|------------|------------|-----------------|
| Barre N° : | | 4943 | 4940 | 4942 | 4941 | |
| Profilé : | | CAE 100*10 | CAE 100*10 | CAE 100*10 | CAE 100*10 | |
| | h | 100 | 100 | 100 | 100 | mm |
| | b _f | 100 | 100 | 100 | 100 | mm |
| | t _w | 10 | 10 | 10 | 10 | mm |
| | t _f | 10 | 10 | 10 | 10 | mm |
| | r | 12 | 12 | 12 | 12 | mm |
| | A | 38,31 | 38,31 | 38,31 | 38,31 | cm ² |
| Matériau : | | ACIER E24 | ACIER E24 | ACIER E24 | ACIER E24 | |
| | f _y | 235,00 | 235,00 | 235,00 | 235,00 | MPa |

| | | Barre 1 | Barre 2 | Barre 3 | Barre 4 | | |
|----------|-------|---------|---------|---------|---------|-----|---|
| | f_u | 365,00 | 365,00 | 365,00 | 365,00 | MPa | |
| Angle | a | 39,8 | 39,8 | 39,8 | 39,8 | Deg | |
| Longueur | l | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | | m |

8.4.2.1 Boulons

Barre 1

| | | | |
|------------------------|------------|--------------------|---|
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| d = | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d_0 = | 16 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| A_s = | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| A_v = | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| f_{yb} = | 550,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| f_{ub} = | 800,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| n = | 3 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | 60;60 [mm] | | |
| e_1 = | 40 | [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| e_2 = | 50 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| e_c = | 100 | [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

Barre 2

| | | | |
|----------|------|------|----------------------------|
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| d = | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d_0 = | 16 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |

| | | | |
|------------------------|---------|--------------------|---|
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| $A_s =$ | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 670,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 1000,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 | [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |
| $e_c =$ | 100 | [mm] | Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres |

Barre 3

| | | | |
|------------------------|---------|--------------------|--|
| Classe = | 10.9 | | Classe du boulon |
| $d =$ | 14 | [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 16 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,15 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,54 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 670,00 | [MPa] | Limite de plasticité |
| $f_{ub} =$ | 1000,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n =$ | 3 | | Nombre de colonnes des boulons |
| Espacement des boulons | | | 60;60 [mm] |
| $e_1 =$ | 40 | [mm] | Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre |
| $e_2 =$ | 50 | [mm] | Distance de l'axe des boulons du bord de la barre |

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 16$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

8.4.2.2 Gousset

$l_p = 640$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 640$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

8.4.2.3 Paramètres

$h_1 = 80$ [mm] Grugeage

$v_1 = 80$ [mm] Grugeage

| | | | |
|---------|----|------|----------|
| $h_1 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $h_2 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $v_2 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $h_3 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $v_3 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $h_4 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |
| $v_4 =$ | 80 | [mm] | Grugeage |

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-10;-10)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER E24

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

8.4.2.4 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

8.4.2.5 Efforts

Cas : 15: $G+1.5V1s$ $14*1.00+7*1.50$

$N_{b1,Ed} = -51,11$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 41,23$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -55,57$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 36,79$ [kN] Effort axial

8.4.2.6 Résultats

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 118,22$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,83 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd1x} = 170,33$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -1,11$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{NSd} = -17,04$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{MSd} = -9,27$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 * x_{\max} / \sum x_i^2$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{x,Ed} = -17,04$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{z,Ed} = -9,27$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdx} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

| | | |
|---------------------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | | |
| $ -17,04 < 102,20$ | vérifié | (0,17) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | | |
| $ -9,27 < 102,20$ | vérifié | (0,09) |

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$\beta_3 = 0,60$$

Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A = 19,15 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 17,55 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$$

$N_{u,Rd} = 307,55 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\sqrt{3} * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 405,12 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$$

$$|0,5 * N_{b1,Ed}| \leq N_{u,Rd}$$

$$|-25,55| < 307,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$|0,5 * N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$$

$$|-25,55| < 405,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 12,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 224,13 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd}$$

$$|-25,55| < 224,13$$

vérifié

(0,11)

Barre 2

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0$$

$$2,50 > 0,00$$

vérifié

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0$$

$$0,83 > 0,00$$

vérifié

$F_{b,Rd1x} = 170,33$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0$$

$$2,50 > 0,00$$

vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0$$

$$1,00 > 0,00$$

vérifié

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

Cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,90$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b2,Ed} * e$$

$F_{NSd} = 13,74$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$$

$F_{MSd} = 7,48$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 13,74$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = 7,48$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Rdx} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| < F_{Rdx}$$

$$|13,74| < 102,20$$

vérifié

(0,13)

$$|F_{z,Ed}| < F_{Rdz}$$

$$|7,48| < 102,20$$

vérifié

(0,07)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,60$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A = 19,15$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 17,55$ [cm²] Aire de la section nette

$\beta_3=0,60$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$$A_{net} = A - d_0 * t_{f2}$$

$N_{u,Rd} = 307,55$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$$

$N_{pl,Rd} = 405,12$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y2}) / \gamma_{M2}$$

$$|0,5 * N_{b2,Ed}| < N_{u,Rd}$$

$$|20,61| < 307,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$|0,5 * N_{b2,Ed}| < N_{pl,Rd}$$

$$|20,61| < 405,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,25$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 12,00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 224,13$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0,5 * N_{b2,Ed}| < V_{effRd}$$

$$|20,61| < 224,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Barre 3

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,83 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd1x} = 170,33$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$$

| | | |
|----------------|---------------|----------|
| $k_{1x} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | véri fié |
|----------------|---------------|----------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|----------|
| $\alpha_{bx} > 0,0$ | $1,00 > 0,00$ | véri fié |
|---------------------|---------------|----------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$$

| | | |
|----------------|---------------|----------|
| $k_{1z} > 0,0$ | $2,50 > 0,00$ | véri fié |
|----------------|---------------|----------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|----------|
| $\alpha_{bz} > 0,0$ | $1,00 > 0,00$ | véri fié |
|---------------------|---------------|----------|

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

Cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -1,21$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b3,Ed} * e$$

$F_{NSd} = -18,52$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$$

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$F_{MSd} = -10,08$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = -18,52$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = -10,08$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Rdx} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| < F_{Rdx}$$

$$|-18,52| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$|F_{z,Ed}| < F_{Rdz}$$

$$|-10,08| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,60$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A = 19,15$ [cm²] Aire de la section transversale de la cornière

$A_{net} = 17,55$ [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 * t_f$$

$N_{u,Rd} = 307,55$ [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| < N_{u,Rd}$$

$$|-27,78| < 307,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$\beta_3=0,60$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| < N_{pl,Rd}$$

$$|-27,78| < 405,12$$

vérifié

(0,07)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt}=4,25$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv}=12,00$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd}=224,13$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd}=0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| < V_{effRd}$$

$$|-27,78| < 224,13$$

vérifié

(0,12)

Barre 4

Résistance des boulons

$F_{v,Rd}=147,78$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd}=0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x}=2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1x}=\min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0$$

$$2,50 > 0,00$$

vérifié

$\alpha_{bx}=0,83$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0$$

$$0,83 > 0,00$$

vérifié

$F_{b,Rd1x}=170,33$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x}=k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \alpha_{bx}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd1z} = 204,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1x} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

| | | |
|---------------------|---------------|---------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1,00 > 0,00$ | vérifié |
|---------------------|---------------|---------|

$F_{b,Rd2x} = 102,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|----------------|---------------|---------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
|----------------|---------------|---------|

$\alpha_{bz}=1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0$$

$$1,00 > 0,00$$

vérifié

$F_{b,Rd2z} = 102,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

Cisaillement des boulons

$e = 22$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,80$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0=N_{b4,Ed}*e$$

$F_{NSd} = 12,26$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$$

$F_{MSd} = 6,68$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd}=M_0*x_{max}/\sum x_i^2$$

$F_{x,Ed} = 12,26$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$F_{z,Ed} = 6,68$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$F_{Rdx} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 102,20$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz}=\min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| < F_{Rdx}$$

$$|12,26| < 102,20$$

vérifié

(0,12)

e =22 [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$$|F_{z,Ed}| < F_{Rdz}$$

$$|6,68| < 102,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3=0,60$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

A =19,15[cm²] Aire de la section transversale de la cornière

A_{net} =17,55 [cm²] Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$$

N_{u,Rd} =307,55 [kN] Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u4}) / \gamma_{M2}$$

N_{pl,Rd} =405,12 [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y4}) / \gamma_{M2}$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| < N_{u,Rd}$$

$$|18,40| < 307,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| < N_{pl,Rd}$$

$$|18,40| < 405,12 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

A_{nt} =4,25 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

A_{nv} =12,00 [cm²] Aire de la zone de la section en traction

V_{effRd} =224,13 [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| < V_{effRd}$$

$$|18,40| < 224,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

8.4.3 Assemblage diagonale traverse :

Attache gousset traverse :

Cornières 2L 100*100*10

Gousset $e = 10 \text{ mm}$

Boulon M14

Dans cet assemblage, les boulons d'attache gousset-traverse sont sollicités uniquement au cisaillement d'où la vérification de la condition suivante :

$$Q_{1bmax} \leq F_{srd}$$

Effort sollicitant les boulons d'attache gousset-traverse :

L'effort horizontal : $Q_1 = 2 \times Q_H$

$$Q_1 = 9113.14 \text{ Kg}$$

Donc l'effort sur un boulon $Q_{1b} = \frac{Q_1}{n}$ avec $n=5$: nombre de boulon

$$Q_{1b} = 1822.63 \text{ Kg}$$

Condition de résistance

$$\text{Pour un boulon M14 } F_{srd} = 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 1.15 \frac{10000}{1.25} = 3864 \text{ Kg}$$

$$Q_{1b} = 1822.63 \text{ Kg} < F_{srd} = 3864 \text{ Kg}$$

8.5 Assemblage poutre sablière-poteau

Cet assemblage est réalisé par deux cornières boulonnées ; la cornière est :

L 80*80*8 pour les boulons de classe 10.9 M14 $\Rightarrow d_0 = 15$

Disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 15 = 18 \text{ mm}$$

$$e_1 \leq 12t = 12 \times 8 = 96 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 15 = 33 \text{ mm}$$

$$p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ mm}$$

Il faut avoir une longueur d'assemblage inférieure à la hauteur de l'âme de la poutre sablière

$$\text{HEA } 140 \Rightarrow d = 86 \text{ mm}$$

$$e_1 = 22 \text{ mm}$$

$$p_1 = 36 \text{ mm} \quad \Rightarrow 2e_1 + p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm}$$

La poutre sablière est soumise à un effort tranchant du a son poids propre et un effort normal du au vent

$$V_{ELU} = 99.92 \text{ Kg} \quad N_{ELU} = 5026.84 \text{ Kg}$$

$$V_{ELS} = 74.01 \text{ Kg} \quad N_{ELS} = 4363.85 \text{ Kg}$$

Distribution des efforts

Chaque boulon, dans la poutre reprend un effort tranchant vertical qui vaut $V/4$

Et un effort secondaire du a l'excentricité de la réaction verticale par rapport à la file de boulons ainsi qu'à un effort tranchant horizontal dû à l'effort normal

L'effort tranchant horizontal dû à l'effort normal

$$V_N = \frac{N}{n p}$$

A l'ELU

$$V_N = \frac{5026.84}{2 \times 2} = 1256.71 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$V_N = \frac{4363.85}{2 \times 2} = 1090.96 \text{ Kg}$$

Les efforts tranchants

L'effort tranchant vertical

A l'ELU

$$F^1_{vsd} = \frac{99.92}{2 \times 2} = 24.98 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$F^1_{vsd} = \frac{74.01}{2 \times 2} = 18.50 \text{ Kg}$$

Les efforts tranchant secondaires

Effort tranchant horizontal

A l'ELU

$$F^2_{vsd} = \frac{V_{sd} \times e_2}{2 p_1} = \frac{99.92 \times 45}{2 \times 36} = 62.45 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$F_{vsd}^2 = \frac{V_{sd} \times e_2}{2 p_1} = \frac{74.01 \times 45}{2 \times 36} = 46.26 \text{ Kg}$$

L'effort de traction

A l'ELU

$$F_{tsd} = \frac{V_{sd} \times e_2}{2 p_1} = \frac{99.92 \times 45}{2 \times 36} = 62.45 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$F_{tsd} = \frac{V_{sd} \times e_2}{2 p_1} = \frac{74.01 \times 45}{2 \times 36} = 46.26 \text{ Kg}$$

L'effort tranchant total vaut

$$F_t = \sqrt{(V_N + F_{vsd}^2)^2 + (F_{tsd}^1)^2}$$

A l'ELU

$$F_t = \sqrt{(1256.71 + 62.45)^2 + (24.98)^2} = 1319.40 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$F_t = \sqrt{(1090.96 + 46.26)^2 + (18.50)^2} = 1115.37 \text{ Kg}$$

$$V_R = k_s \mu n \frac{F_p}{\gamma_{Ms}}$$

A l'ELU

$$V_R = \frac{0.32(0.7 \times 1.15 \times 10000 - 0.8 \times 1319.40)}{1.25} = 1790.59 \text{ Kg} > 1319.40 \text{ Kg}$$

A l'ELS

$$V_R = \frac{0.32(0.7 \times 1.15 \times 10000 - 0.8 \times 1115.37)}{1.25} = 1832.37 \text{ Kg} > 1115.37 \text{ Kg}$$

Donc la résistance des boulons est vérifiée.

CHAPITRE 9

CALCUL DES PIEDS DE POTEAUX

9.1 Les pieds de poteau

Les poteaux sont élargis à leurs bases par des platines soudées, le tout repose sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en maçonnerie ou en béton, auquel il est ancré par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction aux fondations.

La partie inférieure du poteau à la base est généralement renforcée afin de répartir correctement les charges sur les fondations et assurer un ancrage du poteau dans le massif du béton.

La liaison «plaque d'assise, fondation» est assurée par des boulons (goujons) d'ancrages.

On fera le calcul pour le poteau le plus sollicité et adopter la plaque pour tous les autres poteaux.

Les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation ;
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée à droite de chaque ligne de pliage ;
- Déterminer les boulons d'ancrage en fonction des efforts de la traction engendrée soit par un moment en pied, soit par un soulèvement du vent.

Les efforts les plus défavorables retenus pour le calcul des pieds des poteaux sont :

| Combinaison | N (KN) | V _z (KN) | M _{yy} (KN.m) | V _y (KN) | M _{zz} (KN .m) |
|-------------|---------|---------------------|------------------------|---------------------|-------------------------|
| 1.35G+1.5Q | 209.83 | 39.6 | 8.33 | 4.14 | 2.02 |
| G+1.5V | -163.87 | -16.21 | -6.54 | -30.06 | -30.53 |

Tableau 43 : les sollicitations les plus défavorables

9.1.1 Dimensionnement des tiges d'ancrage

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 160.8 \text{ kN.}$$

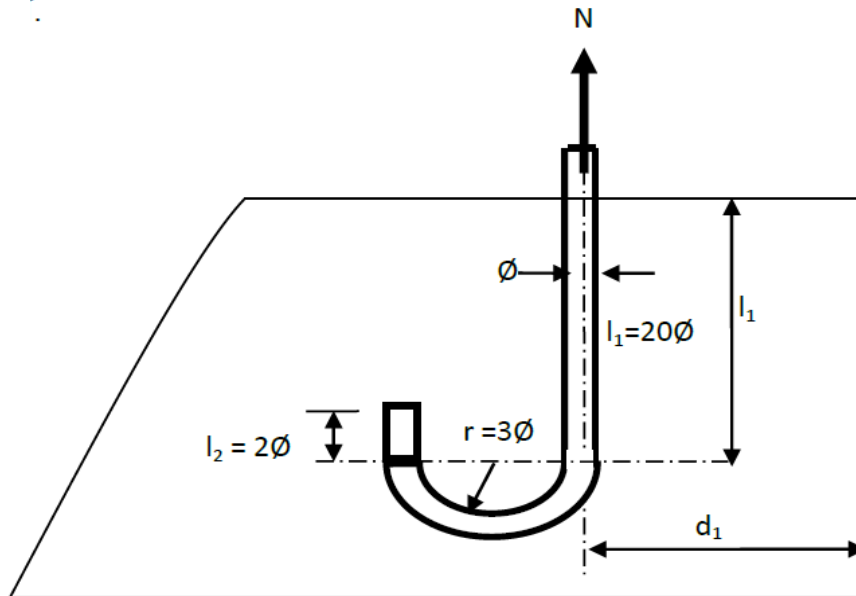


Figure 54 : ancrage des tiges dans la fondation

h : La hauteur de la section HEA 360 $\Rightarrow h = 350 \text{ mm}$.

c : Le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 150 \text{ mm}$

D'où : $a = b' + 2c' = 350 + 2 \times 150 = 650 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrage se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_{max}).

$$N_{max} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h_0}$$

$$h_0 = h + c$$

n : Nombre de tiges.

N_t : Effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} + \frac{M}{2h_0} \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times N_t}{\pi f_y} + \frac{2 \times M}{\pi \times h_0 \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 163.87}{3.14 \times 23.5} + \frac{2 \times 202}{3.14 \times 50 \times 23.5}} = 2.13 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 2.5 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrage de **25 mm** de diamètre.

9.1.2 Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible de scellement est fixe dans la case des tiges d'encrage avec une crosse

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \phi/d_1 \right)} (L_1 + 6.4 r + 3.5L_2)$$

N_a : Effort normal résistant d'une tige.

g_c : étant le dosage en ciment du béton (350 kg/cm^3) et valeur courante étant.

$$L_1 = 20\phi = 50 \text{ cm}$$

$$L_2 = 2\phi = 5 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{2.5}{\left(1 + 2.5/25 \right)^2} (50 + 6.4 \times 7.5 + 3.5 \times 5) = 82.32 \text{ kn}$$

Ils ne sont pas vérifier

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend $\phi = 3 \text{ cm}$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{3}{\left(1 + 3/25 \right)^2} (50 + 6.4 \times 7.5 + 3.5 \times 5) = 95.3 \text{ kn}$$

$$N_a = 85.89 \text{ kn} > \frac{N_t}{2} = \frac{160.8}{2} = 80.4 \text{ kn}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\emptyset = 3 \text{ cm}$

D'où $\emptyset = 24.97 \text{ mm}$

Nous adoptons $\phi = 25 \text{ mm}$ (n = 1 nombre d'une file)

9.1.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

$$e = \frac{2.02}{163.87} = 0.012 \text{ cm}$$

$$e = 0.012 < \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, et la platine n'est pas soulevée à gauche (les boulons de gauche n'étant pas sollicités en traction).

$$A = 14.13 \text{ cm}^2$$

9.1.3.1 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation

$$\sigma = \frac{N}{b.a} \leq f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 1.42 \text{ kn/cm}^2$$

$$b.a \geq \frac{N}{\sigma} \Rightarrow \sigma = \frac{N}{b.a} = \frac{209}{30 \times 62} = 0.112 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok c'est vérifiée}$$

9.1.3.2 Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{avec } f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{163.87}{14.13} = 11.59 \text{ kn/cm}^2 < 23.5 \text{ kn/cm}^2 \quad \text{ok c'est vérifiée}$$

9.1.4 Epaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}} = 60 \sqrt{\frac{3 \times 0.12}{23.5}} = 23.48 \text{ mm}$$

Soit $t = 25 \text{ mm}$

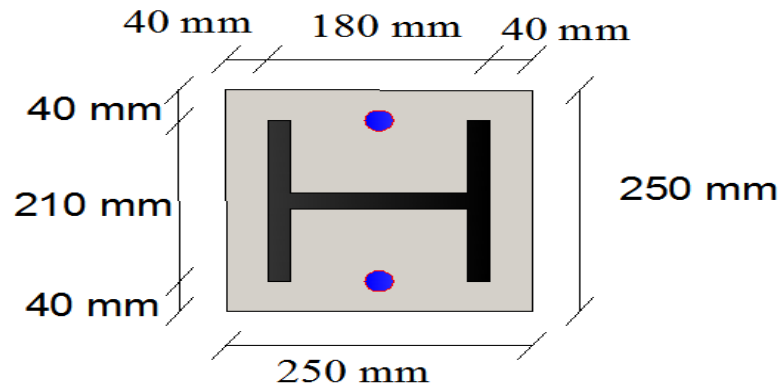


Figure 55 : disposition constructive de pied de poteau.

Vérification de la contrainte de flexion σ au droit de ligne de pliage

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = \sigma \times b \frac{u^2}{2}$$

$$M = 11.59 \times 30 \frac{15^2}{2} = 391.16 \text{ kn m} \quad \text{KN m}$$

Le moment résistant élastique :

$$M_{el} = W_{el} \times f_y \text{ avec } W_{el} = \frac{b \times t^2}{6}$$

$$W_{el} = \frac{30 \times 2.5^2}{6} = 31.25 \text{ cm}^3$$

$$M_{el} = 31.25 \times 23.5 = 734.37 \text{ kn m}$$

$$M = 391.16 \text{ kn m} < M_{el} = 734.37 \text{ kn m} \text{ ok c'est vérifiée}$$

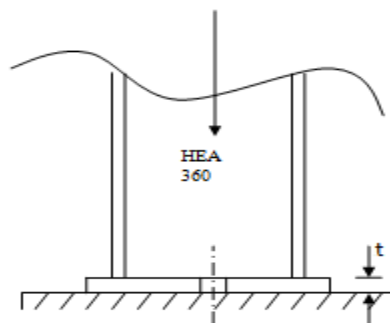


Figure 56 : schéma d poteau avec la platine

9.2 Les pieds de potelet

Il suffit de calculer la base uniquement pour le potelet le plus sollicité (potelet centrale) et d'adopter la même base pour tous les autres potelets.

Le potelet travaille en compression simple sous son poids propre

- Poids propre de potelet HEA 360 : 50.5 kn
- Poids propre de bardage : 9.2 kn
- Poids propre de lisse de bardage 12.9 kn (8 lisse de bardage).
- Le potelet fait 9.02 m de hauteur d'où :

$$G = (12.9 \times 8 \times 6) + (9.2 \times 4.2 \times 11.28) + (50.5 \times 9.1) = 1515 \text{ kg}$$

$$N = 1.35 G = 2045 \text{ kg}$$

- **Dimensionnement de la platine**

$$a \cdot b \geq \frac{N}{f_{bu}} = \frac{2045}{142} = 14.4 \text{ cm}^2$$

La section étant faible, on prendra par construction $a = b = 250 \text{ mm}$

L'épaisseur est déterminée en vérifiant la platine au pliage

$$t \geq U \sqrt{\frac{3 \cdot N}{b \cdot a \cdot f_y}}$$

$$U: \text{débord} \Rightarrow U = b - h = 250 - 210 = 40 \text{ mm}$$

$$t \geq 4 \sqrt{\frac{3 \cdot 2045}{25 \cdot 25 \cdot 2350}} = 0.25 \text{ cm}$$

Faible on prend $t = 15 \text{ mm}$

- **Boulons d'ancrage**

Le potelet n'est pas soumis au soulèvement mais par mesure constructive et pour un bon ancrage des potelets les boulons choisis sont $\phi 20$

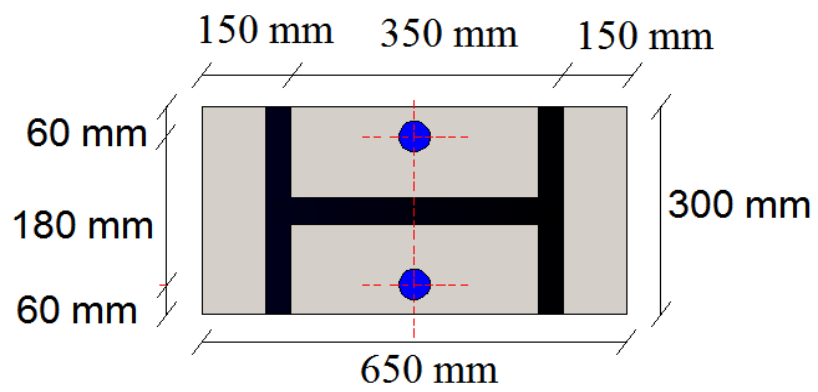


Figure 57 : disposition constructive de pied de potelet.

CHAPITRE 10

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1 Introduction

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol, et qui a pour rôle de transmettre à ce dernier, les efforts provenant des éléments de la super structure.

Le dimensionnement des fondations est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisé.

- Béton de propreté dosé à 150 kg/cm^3 ;
- Béton pour semelle dosé à 350 kg/cm^3 ;
- Contrainte de compression admissible de béton : $f_{bu} = 1.42 \text{ KN/cm}^2$;
- La contrainte admissible de compression du sol site 3 (sol meuble) : $\sigma_s = 1.6 \text{ bar}$;
- Les armatures sont de nuance : Fe E 400 Mpa $\sigma_s = f_e/\gamma_s$;
- La profondeur d'ancrage : **D = 2,0 m.**

10.2 Calcul des fondations sous poteaux

- Pour le calcul, on considère les deux états limites (ELU .ELS) ;
- L'état limite ultime sera considéré pour les deux types de situation (durable et accidentelle)

Note : (RPA 99 .ART.10.1.1.4)

Dans les cas de situation accidentelle les combinaisons à considérer pour le calcul des fondations superficielles sont les suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol un coefficient de sécurité de 2 ; les efforts à considérer dans les calculs sont tirés du logiciel robot 2013 :

| Les sollicitations | Situation accidentelle | Situation durable | |
|--------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | $G + Q + E$ | ELU $1.35(G + Q + N)$ | ELS $G + 0.9(Q + N)$ |
| $N^{max}(kn)$ | 150.51 | 259.56 | 183.13 |
| $M_y(kn.m)$ | 5.85 | 10.16 | 7.17 |
| $M_z(kn.m)$ | 2.09 | 2.36 | 1.67 |
| $V_y(kn)$ | 3.57 | 4.43 | 3.23 |
| $V_z(kn)$ | 38.88 | 46.74 | 33.2 |

Tableau 44 : les sollicitations à la base des poteaux.

10.2.1 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 des HEA 360, donc les semelles sont rectangulaires ($A * B$).

a et b : dimensions 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

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A-a)}{4} \\ \frac{(B-b)}{4} \end{array} \right. \text{ (BAEL 91 – Ch 15. III – Art 1.2)}$$

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

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_s = 1.6 \text{ bar}$$

$$a = 65 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{65}{30} = 2.16$$

10.2.2 Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle**

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) < 2 \sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{5.85}{150.51} = 0.04$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times \frac{A}{1.83}} \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{A} \right) < 2 \times 0.16$$

$$A^3 - (0.86 \times A) - 0.2 \geq 0 \rightarrow A = 1.1 \text{ m}$$

soit $A = 1.1 \text{ m}$ et $B = 0.7 \text{ m}$

- **Situation durable**

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) < 1.33 \sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{10.16}{259.56} = 0.04$$

$$\sigma_M = \frac{259.56}{B \times \frac{A}{1.83}} \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{A} \right) < 1.33 \times 0.16$$

$$A^3 - (2.27 \times A) - 0.54 \geq 0 \rightarrow A = 1.6 \text{ m}$$

soit $A = 1.6 \text{ m}$ et $B = 0.9 \text{ m}$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section **A=1,6 m et B=0,9 m.**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{(A - a)}{4} = \frac{160 - 65}{4} = 23.75 \text{ cm} \\ \frac{(B - b)}{4} = \frac{90 - 30}{4} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d > 23.75$$

Un enrobage de : $c = 5 \text{ cm}$ (fissuration préjudiciable)

$$h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

- **Le poids propre de la semelle**

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$I_1 = D - h = 2 - 0.35 = 1.65 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 1.6 \times 0.9 \times 0.35 \times 25 = 12.6 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.65 \times 0.3 \times 1.65 \times 25 = 8.04 \text{ Kn}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{terres} = (1.6 \times 0.9 \times 2 \times 20.1) - (12.6 + 8.04) = 37.25 \text{ kN}$$

- **Poids total:**

$$P = 12.6 + 8.04 + 37.25 = \mathbf{58 \text{ kN}}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z(h + I_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y(h + I_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

| Les sollicitations | Situation accidentelle | Situation durable | |
|--------------------|------------------------|---------------------|--------------------|
| | G+Q+E | ELU 1.35 (G+Q+N) | ELS G+0.9 (Q+N) |
| $N^{max} (kn)$ | 208.51 | 317.56 | 241.13 |
| $M_{by} (kn. m)$ | 63.61 | 103.64 | 73.57 |
| $M_{bz} (kn. m)$ | 9.23 | 11.22 | 8.13 |
| $V_y (kn)$ | 3.57 | 4.43 | 3.23 |
| $V_z (kn)$ | 38.88 | 46.74 | 33.2 |

Tableau 45 : sollicitations a la base de la semelle.

10.2.3 Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Sens B} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \text{ situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \text{ situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \text{ avec } e_0 = \frac{M_{by}}{N} \end{cases}$$

$$\text{Sens A} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \text{ situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \text{ situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \text{ avec } e_0 = \frac{M_{bZ}}{N} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

| Cas de chargement | | Sens | e_0 | σ_{max} | σ_{min} | σ_{moy} |
|------------------------|-----|--------|-------|----------------|----------------|----------------|
| Situation accidentelle | | Sens A | 0.045 | 1.8 < 3.2 | 1.3 | 1.67 > 1.6 |
| | | Sens B | 0.3 | 4.34 > 3.2 | -1.44 | 2.9 > 1.6 |
| Situation durable | ELS | Sens A | 0.033 | 2.48 > 2.19 | 1.3 | 2.18 > 1.6 |
| | | Sens B | 0.3 | 6.61 > 2.19 | -2.2 | 4.4 > 1.6 |
| | ELU | Sens A | 0.035 | 1.9 < 2.19 | 1.45 | 1.78 > 1.6 |
| | | Sens B | 0.32 | 5.24 > 2.19 | -1.9 | 3.45 > 1.6 |

Tableau 46 : 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= 2.2 m et B = 1,8 m**

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{(A-a)}{4} = \frac{220-65}{4} = 38.75 \text{ cm} \\ \frac{(B-b)}{4} = \frac{180-30}{4} = 37.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > 38.75$$

Un enrobage de : $c = 5 \text{ cm}$ (fissuration préjudiciable)

$$h = d + c = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

- **Le poids propre de la semelle**

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = D - h = 2 - 0.45 = 1.55 \text{ m}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 2.2 \times 1.8 \times 0,45 \times 25 = 44.55 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.65 \times 0.3 \times 1.55 \times 25 = 7.55 \text{ Kn}$$

- **Poids des terres :**

$$P_{terres} = (2.2 \times 1.8 \times 2 \times 20.1) - (44.55 + 7.55) = 107 \text{ kN}$$

- **Poids total:**

$$P = 107 + 7.55 + 44.55 = \mathbf{159.1 \text{ kN}}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z(h + I_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y(h + I_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant :

| Les sollicitations | Situation accidentelle | Situation durable | |
|--------------------|------------------------|---------------------|--------------------|
| | G+Q+E | ELU 1.35 (G+Q+N) | ELS G+0.9 (Q+N) |
| $N^{max}(kn)$ | 309.71 | 418.76 | 342.33 |
| $M_{by}(kn.m)$ | 83.61 | 103.64 | 73.6 |
| $M_{bz}(kn.m)$ | 9.23 | 11.22 | 8.13 |
| $V_y(kn)$ | 3.57 | 4.43 | 3.23 |
| $V_z(kn)$ | 38.88 | 46.74 | 33.2 |

Tableau 47 : les sollicitations a la base de la semelle.

- **Vérification des contraintes :**

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \text{ situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \text{ situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \text{ avec } e_0 = \frac{M_{by}}{N} \end{array} \right.$$

$$Sens A \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \text{ situation accidentelle} \\ 1.33 \sigma_{sol} \text{ situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \text{ avec } e_0 = \frac{M_{bZ}}{N} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

| Cas de chargement | | Sens | e_0 | σ_{max} | σ_{min} | σ_{moy} |
|------------------------|-----|--------|-------|----------------|----------------|----------------|
| Situation accidentelle | | Sens A | 0.029 | $0.084 < 3.2$ | 0.072 | $0.08 < 1.6$ |
| | | Sens B | 0.26 | $1.45 < 3.2$ | 0.1 | $1.11 < 1.6$ |
| Situation durable | ELU | Sens A | 0.026 | $1.13 < 2.19$ | 0.98 | $1.09 < 1.6$ |
| | | Sens B | 0.24 | $1.9 < 2.19$ | 0.21 | $1.47 < 1.6$ |
| | ELS | Sens A | 0.023 | $0.091 < 2.19$ | 0.81 | $0.27 < 1.6$ |
| | | Sens B | 0.21 | $1.46 < 2.19$ | 0.25 | $1.15 < 1.6$ |

Tableau 48 : vérification des contrainte dans le sol.

10.2.4 Vérification à la stabilité au renversement :

Dans le cas de la situation accidentelle selon (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5(2)), il faut vérifier que :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{220}{4} = 55 \text{ cm } \text{ sens } A \\ \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm } \text{ sens } B \end{cases}$$

sens A: $e_0 = 0.029$ m

sens B: $e_0 = 0.26$ m

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

10.2.5 Détermination des armatures de la semelle

Les armatures seront calculées dans les deux directions

La condition à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{24} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

a. situation accidentelle:

• **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.26 > \frac{0.3}{6} = 0.05 \\ e_0 = 0.26 > \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.8 + 0.3 \times 0.3 - 9 \times 0.26) \left(\frac{\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.3}{\frac{1.8}{2} - 0.26} \right)^2 \frac{309.71}{27}$$

$$M_1 = 101.94 \text{ kn m}$$

$$A_S = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = 0.9 \times d$$

$$A_S = \frac{101.94 \times 10}{0.36 \times 348} = 8.13 \text{ cm}^2$$

• **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.029 < \frac{0.55}{6} = 0.09 \\ e_0 = 0.029 < \frac{2.2}{24} = 0.091 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 309.71 \left(1 + \frac{3 \times 0.029}{2.2} \right)$$

$$N' = 322 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{322 \times 10 \times (2.2 - 0.65)}{8 \times 0.4 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

b. Situation durable :

- **A I' E L U**

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.24 > \frac{0.3}{6} = 0.05 \\ e_0 = 0.24 > \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.8 + 0.3 \times 0.3 - 9 \times 0.24) \left(\frac{\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.3}{\frac{1.8}{2} - 0.24} \right)^2 \frac{418.76}{27}$$

$$M_1 = 115.44 \text{ kn m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{115.44 \times 10}{0.36 \times 348} = 9.21 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.026 < \frac{0.65}{6} = 0.1 \\ e_0 = 0.026 < \frac{2.2}{24} = 0.091 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 418.76 \left(1 + \frac{3 \times 0.026}{2.2} \right)$$

$$N' = 433.6 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{433.6 \times 10 \times (2.2 - 0.65)}{8 \times 0.4 \times 348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

- **A I' E L S**

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.23 > \frac{0.3}{6} = 0.05 \\ e_0 = 0.23 > \frac{1.8}{24} = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1.8 + 0.3 \times 0.3 - 9 \times 0.23) \left(\frac{\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.3}{\frac{1.8}{2} - 0.23} \right)^2 \frac{342.33}{27}$$

$$M_1 = 93.18 \text{ kn m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{93.18 \times 10}{0.36 \times 348} = 7.43 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0.021 < \frac{0.65}{6} = 0.1 \\ e_0 = 0.021 < \frac{2.2}{24} = 0.091 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 342.33 \left(1 + \frac{3 \times 0.021}{2.2} \right)$$

$$N' = 352.13 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{352.13 \times 10 \times (2.2 - 0.65)}{8 \times 0.4 \times 348} = 4.9 \text{ cm}^2$$

c. Condition de fragilité

$$\text{Min } A_A^s = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 220 \times 45$$

$$\text{Min } A_A^s = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 170 \times 45$$

$$\text{Min } A_B^s = 10.07 \text{ cm}^2$$

d. Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ti}}$$

$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$

I_s : Longueur de scellement

Suivant B :

$$I_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 42.5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$I_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 55 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter de crochet.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

| Armature | Situation accidentelle | Situation durable | | A_{min} (cm ²) | Nombre de barre | A_s (cm ²) | I_s (cm) | S_t (cm) |
|----------|------------------------|-------------------|------|------------------------------|-----------------|--------------------------|------------|------------|
| | | ELU | ELS | | | | | |
| $A_s(B)$ | 8.13 | 9.21 | 7.43 | 10.07 | 9 H14 | 10.18 | 42.5 | 19 |
| $A_s(A)$ | 4.48 | 6.04 | 4.9 | 13.03 | 11 H14 | 13.57 | 55 | 20 |

Tableau 49 : les armatures de la semelle

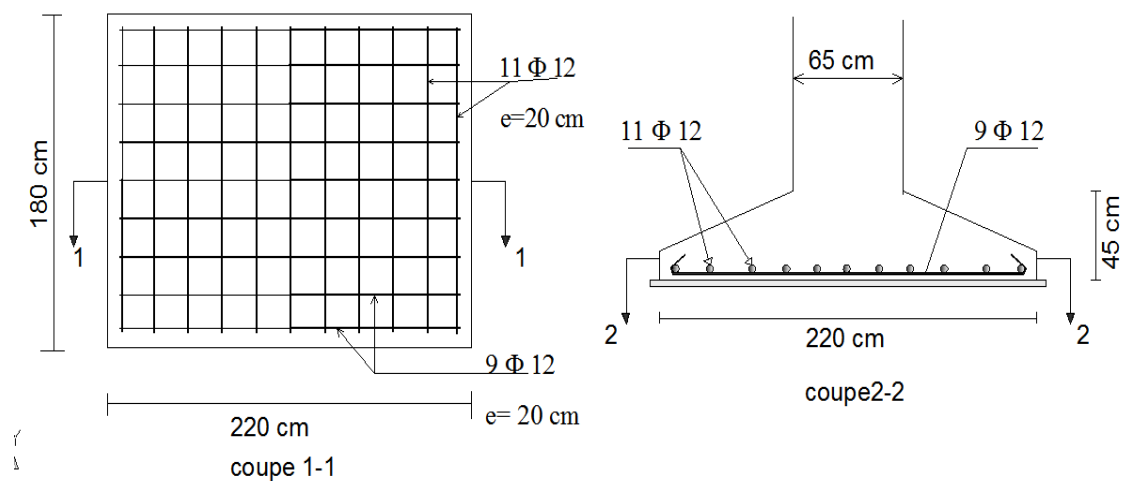


Figure 58 : schéma de ferrailage des semelles sous poteau

10.3 Les fondations des potelets

$$N_{ELU} = 19.77 \text{ kn}$$

$$N_{ELS} = 14.64 \text{ kn}$$

La base du poteau est prise : (25x25)

10.3.1 Dimension de la semelle en compression simple

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{19.77 \times 10}{0.16}} = 35.15 \text{ cm}$$

Soit une semelle carrée de (70x70) cm²

La hauteur utile

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{70-25}{4} = 11.25 \text{ cm}$$

Soit $d = 20 \text{ cm}$

Un enrobage de : $c = 5 \text{ cm}$ (fissuration prejudiciable)

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$$

- **Le poids propre de la semelle**

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = D - h = 65 - 25 = 40 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle:**

$$P = 0.7 \times 0.7 \times 0.25 \times 25 = 3.06 \text{ kN}$$

- **Poids de l'amorce :**

$$P = 0.25 \times 0.25 \times 0.4 \times 25 = 0.625 \text{ Kn}$$

- **Poids total:**

$$P = 0.625 + 3.06 = 3.7 \text{ kN}$$

Les sollicitations à la base de la semelle :

$$N_{ELU} = 19.77 + (1.35 \times 3.7) = 24.74 \text{ kn}$$

$$N_{ELS} = 14.64 + 3.7 = 18.34 \text{ kn}$$

10.3.2 Calcul de ferrailage

a. Les armatures

La section des armatures pour une semelle carrée est donnée par la formule suivante :

$$A_A = A_b = \frac{N(A - a)}{8 d \sigma_s}$$

Ou σ_s est la contrainte des aciers.

- **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_A = A_b = \frac{N(A - a)}{8 d \sigma_s}$$

$$A_A = A_b = \frac{24.74 \times 10 \times (0.7 - 0.25)}{8 \times 0.2 \times 348} = 0.2 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

Situation préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta\right)$

Avec $\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration. acier HA)

Donc $\sigma_s = 240 \text{ Mpa}$

$$A_A = A_b = \frac{18.34 \times 10 \times (0.7 - 0.25)}{8 \times 0.2 \times 240} = 0.21 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} B h$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 70 \times 25 = 2.11 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature $A = \max(A_{ELU}; A_{ELS}; A_{min}) = 2.11 \text{ cm}^2$

Les armatures choisies $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$ espace de 17.5 cm

c. Dispositions constructives :

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ti}}$$

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow HA$$

l_s : Longueur de scellement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

Les barres doivent être munies des crochets aux extrémités.

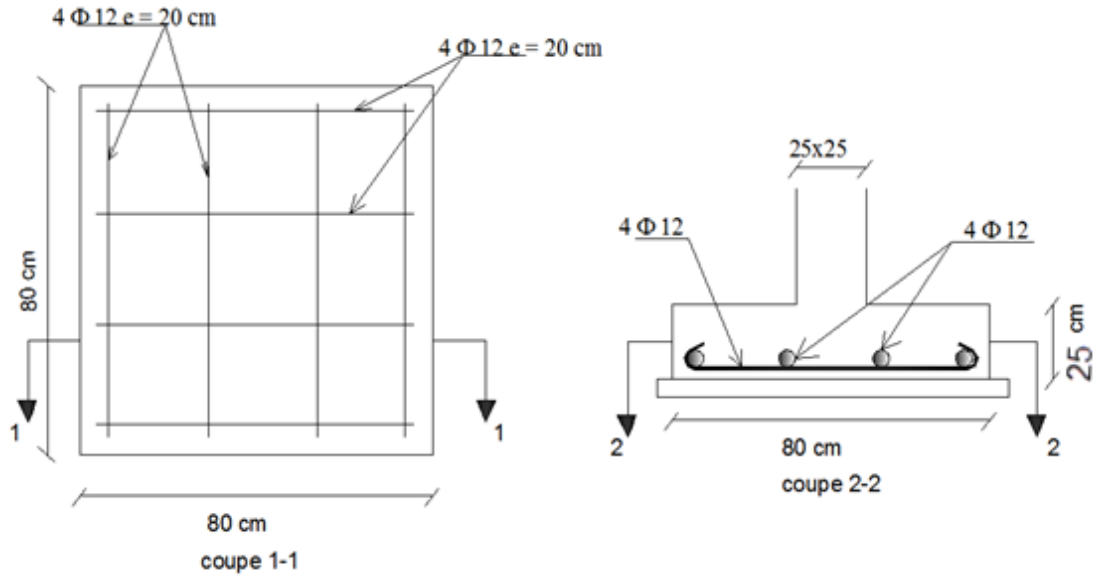


Figure 59 : schéma de ferrailage des semelles sous potelets.

10.4 Les longrines

10.4.1 Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles en s'opposant à leur déplacement relatif dans le plan horizontale, elles sont soumises à des forces axiales de traction comme défini dans le RPA 99.

10.4.2 Pré dimensionnement :(RPA § 10.1.1)

Dans notre cas et pour un sol situé dans un site de catégorie 3 (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines exigées par le RPA 99 sont de 25x30(cm).

Les dimensions suivantes sont adoptées : 35x30(cm)

a. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kn} \quad (\text{RPA } \S 10.1.1b)$$

Avec :

N : effort normal ultime du poteau le plus sollicité

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée

→ $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Site S3} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 12$ (RPA 99 version 2003 § 10.1b)

$$ELU \Rightarrow N_t = \frac{N}{\alpha} = \frac{259.56}{12} = 21.63 \text{ kn}$$

$$ELS \Rightarrow N_t = \frac{N}{\alpha} = \frac{183.13}{12} = 15.26 \text{ kn}$$

Les armatures sont calculées suivant les règles BAEL 99 pour des sollicitations en traction simple, la section des armatures est donnée par :

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}}$$

$$ELU \Rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{21.63 \times 10^{-3}}{348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$ELS \Rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{15.26 \times 10^{-3}}{348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimal**

Les recommandations du RPA 99 nous imposent une section minimale de 0.6% de la section de béton.

Tel que :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc en ferraillage avec

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\emptyset 14 \Rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

- b. La condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$5.51 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$ est vérifiée

- c. Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{183.13}{6} = 30.52 \text{ kn/ml}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 30.52 \times 600^4}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 107187.5} = 2.28 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \quad \text{ok vérifiée}$$

d. Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espacement maximal sont donnés par le RPA 99 :

$$S_r < \min(20 \text{ cm} ; 15\emptyset) = \min(20 \text{ cm} ; 30.15 \text{ cm}) \Rightarrow S_r < 20 \text{ cm}$$

Donc on opte pour des cadres espacés de 15 cm en travée, et de 10 cm en zone nodale.

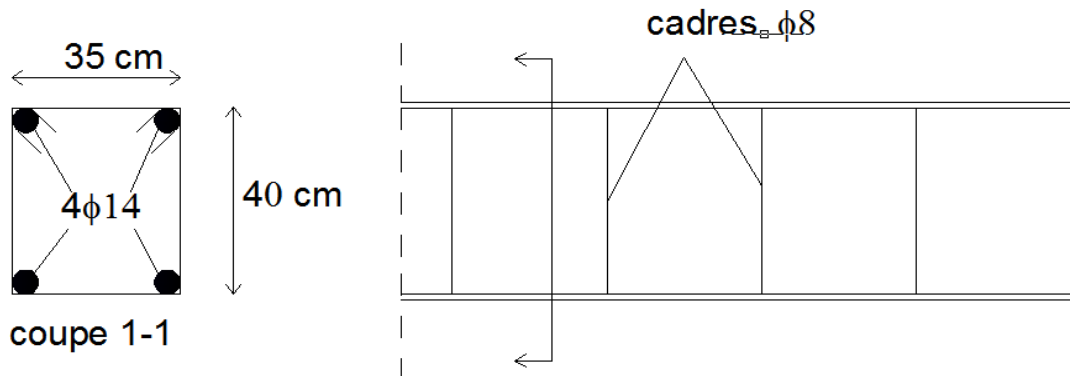


Figure 60 : schéma de ferrailage des longrines

NB :

Pour les longrines transversales (40 cm) on dispose des socles à chaque 6 m de longueur sur le long de toute la longrine.

10.5 Le fut :

10.5.1 Introduction :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(90 * 60) \text{ cm}^2$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera menu en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

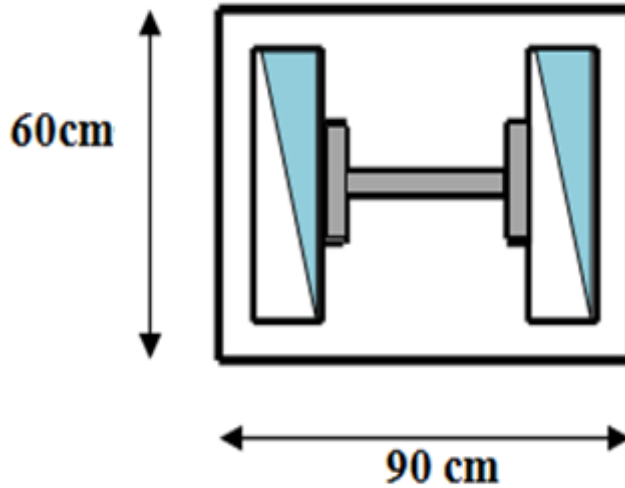


Figure 61 : section de fut à ferraille.

10.5.2 Ferrailage de fut:

On a :

$$N_u = 259.56 \text{ kn}$$

$$M_u = 10.16 \text{ kn m}$$

Avec

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.039 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{la section est entierment comprimée}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 10.16 + 259.56 \left(0.85 - \frac{0.9}{2} \right) = 114 \text{ kn}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 259.56(0.85 - 0.05) - 114 = 93.65 \text{ kn} \dots \dots \dots (I)$$

$$(0.337 \times d - 0.81 \times d')b \times h \times f_{bu} = 1885.9 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (II)$$

$$(I) < (II) \rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.46$$

D'où $A = -93.9 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{s.min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s.min} = 0.9\% \cdot b \times h = 48.6 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est $A_{s,min} = 7HA14 + 18HA18 = 56.55 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales**

Soit deux cadres et une épingle de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_{st} \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\Phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

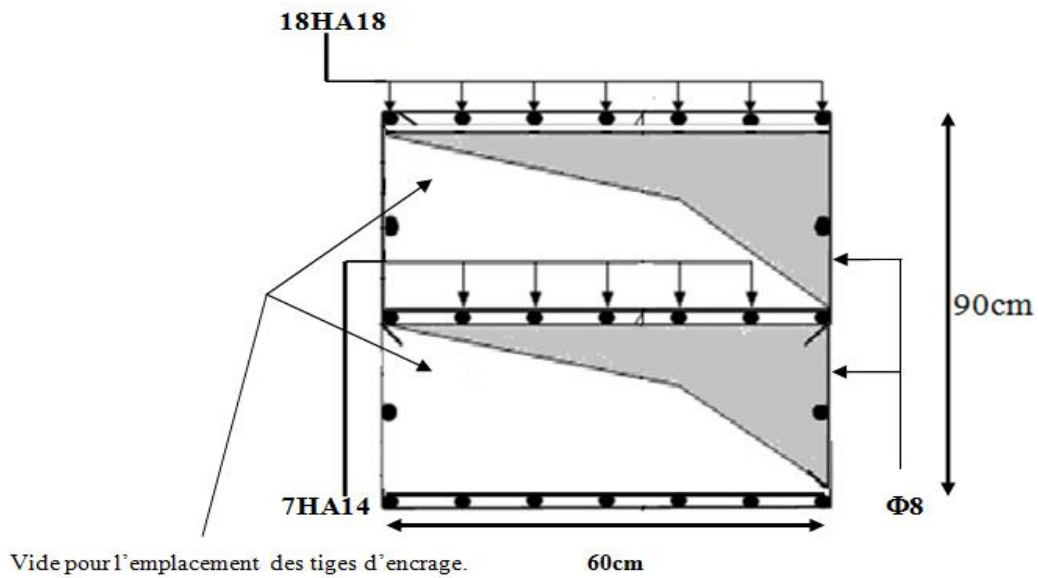


Figure 62 : schéma de ferrailage des fus.

CHAPITRE 11

VERIFICATION DE LA STABILITE

D'ENSEMBLE

11.1 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 Σ moments renversants.

$$\Sigma M_{st} \geq \Sigma M_R$$

11.2 Détermination des moments renversants (M_R)

11.2.1 Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (R_H)
- Une composante verticale (R_V)

a. Vent sur Lang pan Vd1 avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,23$)

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|----------------------|--------------|-----------|-----------|-------------------------------|---------------------|-------------|--------------|
| | | | | | $Y(m)$ | $X(m)$ | $Z(m)$ |
| D | 589 | 94.92 | 55.9 | 0 | 21 | 0 | 8.87 |
| | 554.35 | 325 | 180.16 | 0 | 21 | 0 | 3.87 |
| E | -40.03 | 94.92 | -3.79 | 0 | 21 | 47 | 8.87 |
| | -37.67 | 325 | -12.24 | 0 | 21 | 47 | 3.87 |
| G | -454 | 83.9 | - 4.65 | 37.8 | 21 | 1.16 | 10.14 |
| F₂ | -570 | 13.65 | - 0.95 | 7.7 | 38.1 | 1.16 | 10.14 |
| H | -113.50 | 347.5 | - 4.82 | 39.1 | 21 | 7.66 | 10.65 |
| I₁ | -488.23 | 446 | 26.6 | 216.11 | 21 | 19.5 | 10.8 |
| I₂ | -488.23 | 550.1 | - 40.43 | 265.51 | 21 | 31.25 | 10.8 |
| J | -234.60 | 550.1 | 15.77 | 128.08 | 21 | 41.75 | 10.8 |
| Fr (toi) | - | - | 12.95 | - | 21 | 23.5 | 11.6 |
| Fr (p n1) | - | - | 5.41 | - | 21 | 23.5 | 8.87 |
| Fr (p n2) | - | - | 17.46 | - | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | | R_H = 247.37 | 21 | -0.2 | 5.21 |
| | | | | R_V = 694.3 | 21.1 | 26 | 10.74 |

Tableau 50 : vent sur long pan Vd1 (C_{pi}= -0,23) (dépressions intérieure)

• Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 694.3 \times 21.1 = 14649.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 694.3 \times 26 + 247.37 \times 5.21 = 19340.6 \text{ kN.m}$$

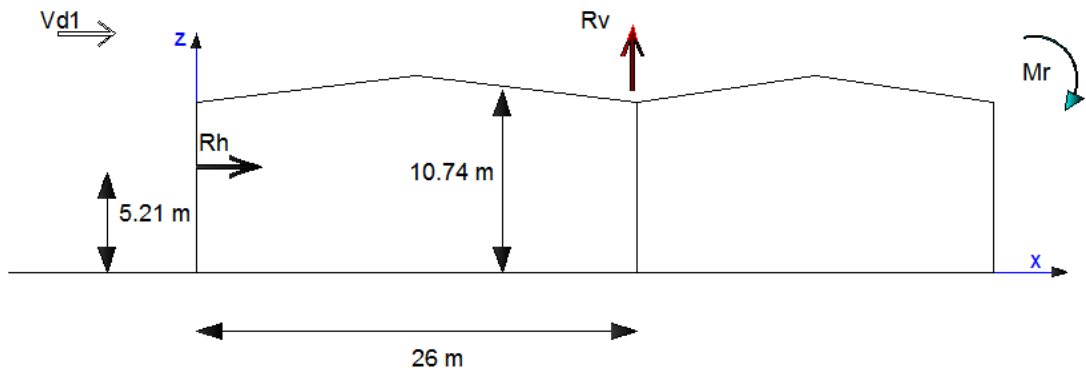


Figure 63 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd1
($C_{pi} = -0,23$)

b. Vent sur Lang pan Vd2 avec dépression intérieur ($C_{pi} = -0,5$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $q_j (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $F_H (KN)$ | $F_V (KN)$ | Point d'application | | |
|----------------------|---------------|-----------|------------|------------------------------|---------------------|-------------|--------------|
| | | | | | $Y(m)$ | $X(m)$ | $Z(m)$ |
| D | 743.38 | 94.92 | 70.55 | 0 | 21 | 0 | 8.87 |
| | 699.66 | 325 | 227.38 | 0 | 21 | 0 | 3.87 |
| E | 114.36 | 94.92 | -10.85 | 0 | 21 | 47 | 8.87 |
| | 107.64 | 325 | -34.9 | 0 | 21 | 47 | 3.87 |
| G | 240.94 | 83.9 | - 3.04 | 19.9 | 21 | 1.16 | 10.14 |
| F₂ | 355.71 | 13.65 | - 0.73 | 4.8 | 38.1 | 1.16 | 10.14 |
| H | 88.76 | 347.5 | - 4.64 | 30.5 | 21 | 6.41 | 10.65 |
| I₁ | 317.03 | 446 | 21.3 | 139.78 | 21 | 15.75 | 10.8 |
| I₂ | 317.03 | 550.1 | - 26.25 | 172.4 | 21 | 27.5 | 10.8 |
| J | 63.40 | 550.1 | 5.25 | 34.5 | 21 | 40.5 | 10.8 |
| Fr (toi) | - | - | 6.97 | - | 21 | 23.5 | 11.6 |
| Fr (p n1) | - | - | 2.705 | - | 21 | 23.5 | 8.87 |
| Fr (p n2) | - | - | 8.73 | - | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | | R_H = 226.6 | 21 | -8.5 | 5.86 |
| | | | | R_V = 400.9 | 21 | 21.3 | 10.74 |

Tableau 51 : vent sur long pan Vd2 ($C_{pi} = -0,5$) (dépressions intérieure)

• **Calcul de Mr :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 400.9 \times 21 = 8418.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 400.9 \times 21.3 + 226.6 \times 5.86 = 9867 \text{ kN.m}$$

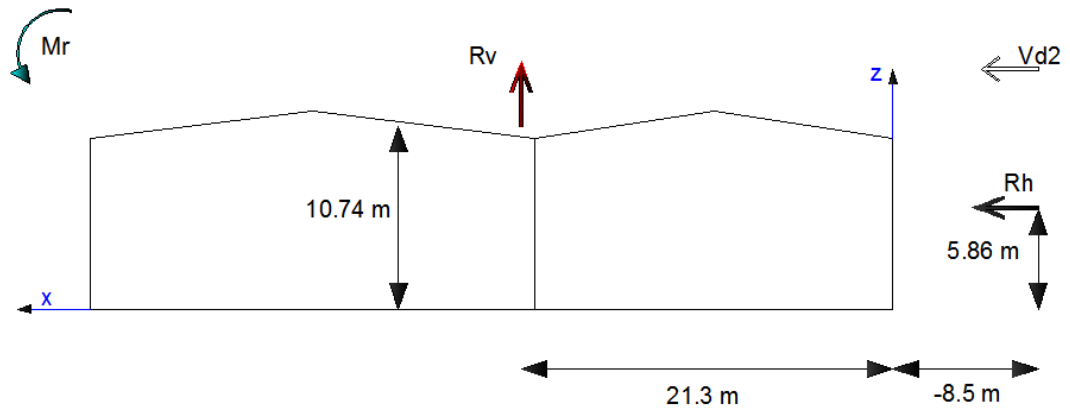


Figure 64 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd2
($C_{pi} = -0,5$)

c. Vent sur long pan Vs1 avec surpression intérieur ($C_{pi} = +0,8$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $q_j (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $F_H (KN)$ | $F_V (KN)$ | Point d'application | | | |
|----------------------|---------------|-----------|------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | | $Y(m)$ | $X(m)$ | $Z(m)$ | |
| D | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| E | -629.02 | 94.92 | 59.7 | 0 | 21 | 47 | 8.87 | |
| | -592 | 325 | 192.4 | 0 | 21 | 47 | 3.87 | |
| G | -1065.239 | 83.9 | - 10.9 | 88.7 | 21 | 1.16 | 10.14 | |
| F₂ | -1179.372 | 13.65 | - 1.96 | 15.95 | 38.1 | 1.16 | 10.14 | |
| H | -735.522 | 347.5 | - 31.23 | 253.67 | 21 | 7.66 | 10.65 | |
| I₁ | -1141.328 | 446 | 62.21 | 505.21 | 21 | 19.5 | 10.8 | |
| I₂ | -1141.328 | 550.1 | - 94.53 | 620.68 | 21 | 31.25 | 10.8 | |
| J | -887.699 | 550.1 | 73.52 | 482.75 | 21 | 41.75 | 10.8 | |
| Fr (toi) | - | - | 6.97 | - | 21 | 23.5 | 11.6 | |
| Fr (p n1) | - | - | 2.705 | - | 21 | 23.5 | 8.87 | |
| Fr (p n2) | - | - | 8.73 | - | 21 | 23.5 | 3.87 | |
| | | | | $R_H = 276.6$ | - | 20.2 | 48.3 | 5.04 |
| | | | | | $R_V = 1971.96$ | 21.1 | 26 | 10.7 |

Tableau 52 : Vent sur long pan Vs1 avec surpression intérieur ($C_{pi} = +0,8$) .

• **Calcul de M_R :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 1971.96 \times 21.1 = 41608.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 1971.96 \times 26 + 276.6 \times 5.04 = 52665 \text{ kN.m}$$

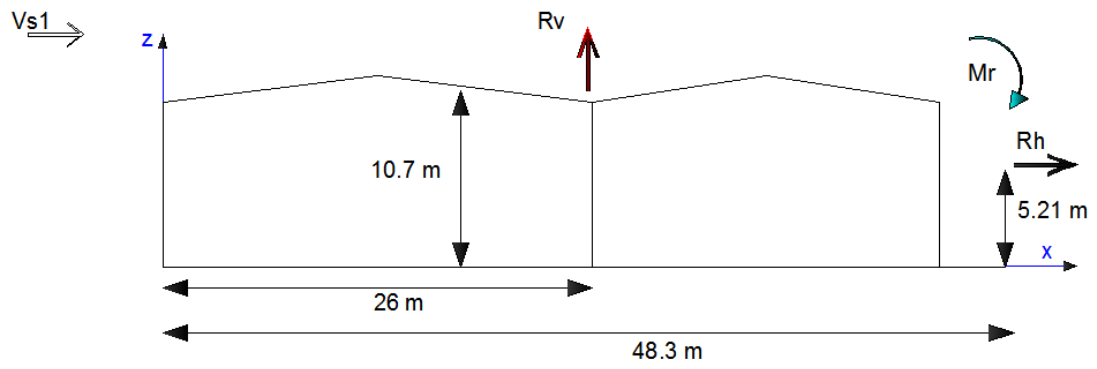


Figure 65 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan V_{s1}
 ($C_{pi} = 0,8$)

d. Vent sur long pan avec Vs2 Surpression intérieure ($C_{pi} = 0,8$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|----------------------|--------------|-----------|-----------|----------------------------------|---------------------|--------------|-------------|
| | | | | | $Y(m)$ | $X(m)$ | $Z(m)$ |
| D | 00 | | | | | | |
| | 00 | | | | | | |
| E | -629.02 | 94.92 | 59.7 | 0 | 21 | 47 | 8.87 |
| | -592 | 325 | 192.4 | 0 | 21 | 47 | 3.87 |
| G | -1107.088 | 83.9 | - 13.98 | 91.8 | 21 | 1.16 | 10.14 |
| F₂ | -1223.122 | 13.65 | - 2.51 | 16.5 | 38.1 | 1.16 | 10.14 |
| H | -766.600 | 347.5 | - 40.11 | 263.35 | 21 | 6.41 | 10.65 |
| I₁ | -1141.328 | 446 | 76.64 | 503.22 | 21 | 15.75 | 10.8 |
| I₂ | -1141.328 | 550.1 | - 76.73 | 623.13 | 21 | 27.5 | 10.8 |
| J | -887.699 | 550.1 | 59.68 | 484.66 | 21 | 40.5 | 10.8 |
| Fr (toi) | - | - | 6.97 | - | 21 | 23.5 | 11.6 |
| Fr (p n1) | - | - | 2.705 | - | 21 | 23.5 | 8.87 |
| Fr (p n2) | - | - | 8.73 | - | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | | $R_H = 273.5$ | 21 | 49 | 5.3 |
| | | | | $R_V = 1982.7$ | 21.1 | 23.45 | 10.7 |

Tableau 53 : Vent long pan avec Vs2 surpression intérieure ($C_{pi} = 0,8$)

• Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 1982.7 \times 21.1 = 41834.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 1982.7 \times 23.45 + 273.5 \times 5.3 = 47943.87 \text{ kN.m}$$

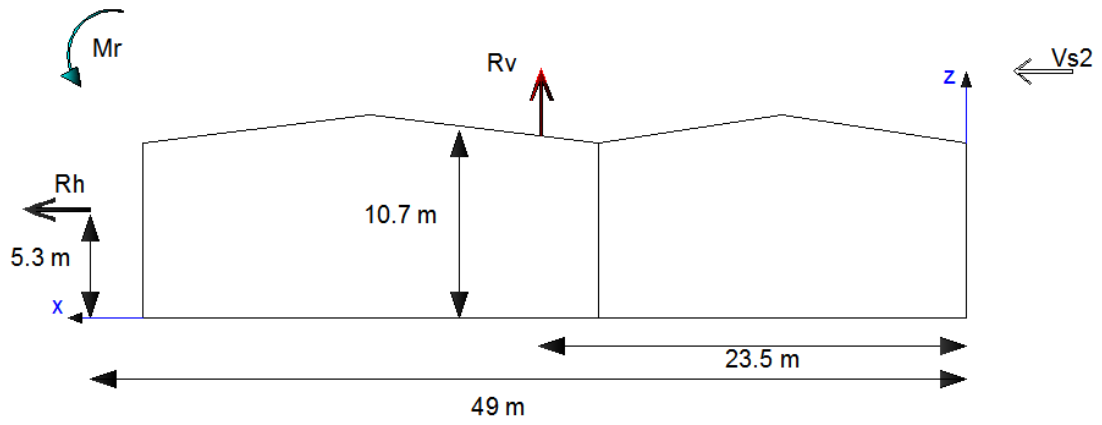


Figure 66 : résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan V_{s2}
 ($C_{pi} = 0,8$)

e. Vent sur pignon avec Vd4 dépression intérieur ($C_{pi} = -0,5$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|----------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|---------------------|--------|--------|
| | | | | | $X(m)$ | $Y(m)$ | $Z(m)$ |
| D | 702.78 | 106.2 | 74.6 | 0 | 0 | 23.5 | 8.87 |
| | 661.44 | 363.7 | 240.56 | 0 | 0 | 23.5 | 3.87 |
| E | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| F₁ | -545.49 | 27.87 | | 15 | 1.16 | 2.91 | 10.14 |
| G₁ | -479.47 | 27.9 | | 13.22 | 1.16 | 18.09 | 10.14 |
| G₂ | -479.47 | 60.13 | | 28.5 | 1.16 | 8.17 | 10.2 |
| F₂ | -516.11 | 28.08 | | 14.37 | 1.16 | 15.75 | 10.2 |
| G₃ | -419.60 | 76.62 | | 31.9 | 1.16 | 23.9 | 10.14 |
| G₄ | -419.60 | 42.4 | | 17.65 | 1.16 | 44.07 | 10.14 |
| H₁ | -103.70 | 191.5 | | 19.6 | 1.16 | 37.57 | 10.2 |
| H₂ | -103.70 | 191.5 | | 19.63 | 1.16 | 27.5 | 10.2 |
| H₃ | -71.93 | 236.3 | | 16.86 | 8.14 | 5.25 | 10.8 |
| H₄ | -71.93 | 236.3 | | 16.86 | 8.14 | 15.75 | 10.8 |
| I₁ | -43.76 | 322.3 | | 13.94 | 8.14 | 27.5 | 10.8 |
| I₂ | -43.76 | 322.3 | | 13.94 | 8.14 | 40.5 | 10.8 |
| I₃ | -11.99 | 397.5 | | 4.73 | 26.82 | 5.25 | 10.8 |
| I₄ | -11.99 | 397.5 | | 4.74 | 26.82 | 15.75 | 10.8 |
| Fr (toi) | | | 56.33 | | 21 | 23.5 | 10.8 |

| | | | | | | | |
|-----------------|--|--|------------------------------|--|----------------------------|--------------|--------------|
| Fr (pn1) | | | 4.84 | | 21 | 23.5 | 8.87 |
| Fr (pn1) | | | 15.59 | | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | R_H = 466.4 | | 21 | 19.33 | 4.94 |
| | | | | | R_v = 231 | 8.74 | 22.02 |

Tableau 54 : vent sur long pan Vd2 ($C_{pi} = -0,5$) (dépressions intérieure)

• **Calcul de Mr :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 230.93 \times 22.02 = 5085.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 230.93 \times 8.74 + 466.44 \times 4.94 = 4322.54 \text{ kN.m}$$

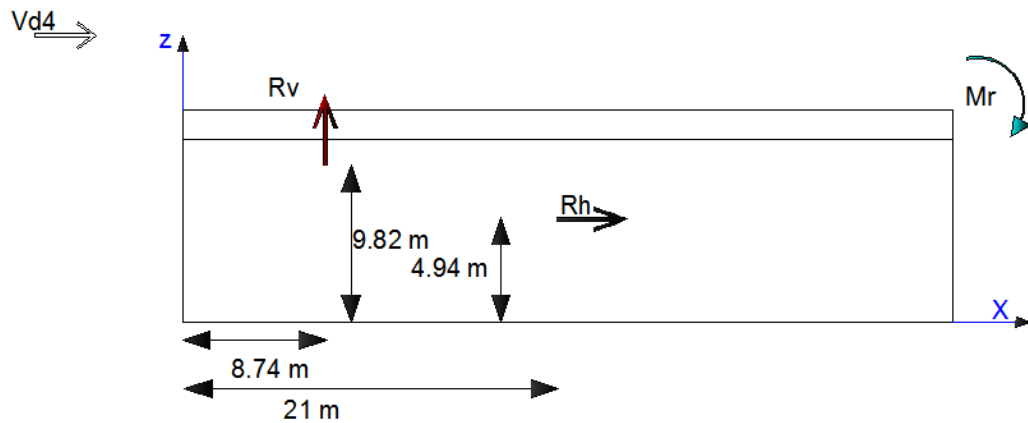


Figure 67 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd4 ($C_{pi} = -0,5$)

f. Vent sur pignon avec Vs4 suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|----------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|---------------------|--------|--------|
| | | | | | $X(m)$ | $Y(m)$ | $Z(m)$ |
| D | 0 | | 0 | 0 | 0 | | |
| | 0 | | 0 | 0 | 0 | | |
| E | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| F₁ | -1324.75 | 12.24 | | 16.21 | 1.16 | 2.91 | 10.14 |
| F₂ | -1324.75 | 12.24 | | 16.21 | 1.16 | 18.09 | 10.14 |
| G₁ | -1258.81 | 10.9 | | 13.56 | 1.16 | 8.17 | 10.2 |
| G₂ | -1258.81 | 10.9 | | 13.56 | 1.16 | 15.75 | 10.2 |
| F₃ | -1295.38 | 12.6 | | 16.2 | 1.16 | 23.9 | 10.14 |
| F₄ | -1295.38 | 12.6 | | 16.2 | 1.16 | 44.07 | 10.14 |
| G₃ | -1198.87 | 16.78 | | 20.26 | 1.16 | 37.57 | 10.2 |
| G₄ | -1198.87 | 16.78 | | 20.26 | 1.16 | 27.5 | 10.2 |
| H₁ | -882.97 | 99.1 | | 88.51 | 8.14 | 5.25 | 10.8 |
| H₂ | -882.97 | 99.1 | | 88.51 | 8.14 | 15.75 | 10.8 |
| H₃ | -851.20 | 122.2 | | 104.8 | 8.14 | 27.5 | 10.8 |
| H₄ | -851.20 | 122.2 | | 104.8 | 8.14 | 40.5 | 10.8 |
| I₁ | -823.02 | 322.3 | | 268 | 26.82 | 5.25 | 10.8 |
| I₂ | -823.02 | 322.3 | | 268 | 26.82 | 15.75 | 10.8 |

| | | | | | | | |
|------------|---------|-------|---------------|----------------|-------|-------|------|
| I_3 | -791.25 | 397.5 | | 312.1 | 26.82 | 27.5 | 10.8 |
| I_4 | -791.25 | 397.5 | | 312.1 | 26.82 | 40.5 | 10.8 |
| $Fr (toi)$ | | | 56.33 | | 21 | 23.5 | 10.8 |
| $Fr (pn1)$ | | | 4.84 | | 21 | 23.5 | 8.87 |
| $Fr (pn1)$ | | | 15.59 | | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | $R_H = 76.76$ | | 21 | 23.5 | 9.27 |
| | | | | $R_v = 1679.2$ | 20.49 | 23.17 | 10.7 |

Tableau 55 : Vent sur pignon Vs4 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$)

• Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 1679.2 \times 23.17 = 38907.06 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 1679.2 \times 21 + 76.76 \times 9.27 = 35974.76 \text{ kN.m}$$

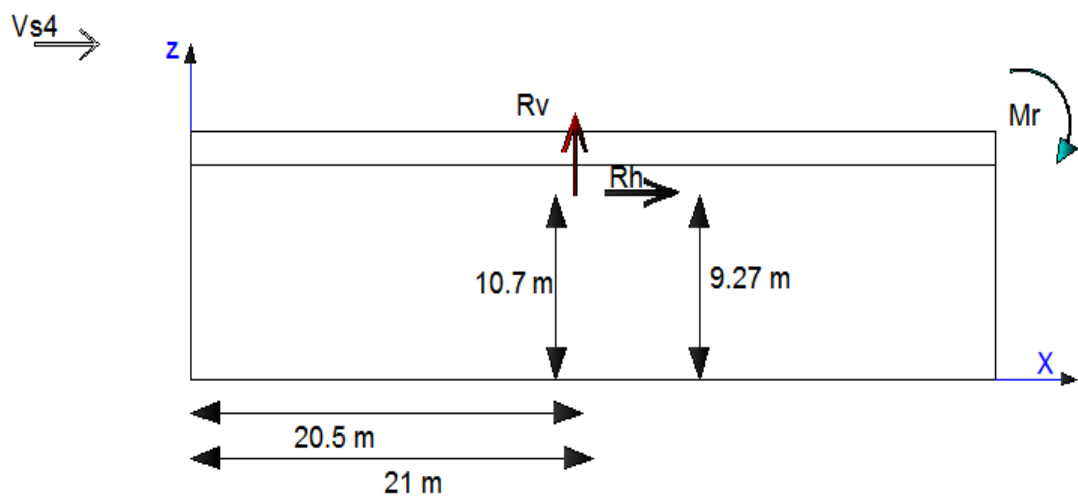


Figure 68 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs4 ($C_{pi} = 0,8$)

g. Vent sur pignon avec Vd3 dépression intérieur ($C_{pi} = 0,7$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|------------------|--------------|-----------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------|-------------|-------------|
| | | | | | $X(m)$ | $Y(m)$ | $Z(m)$ |
| E | -540.6 | 106.2 | 57.41 | | 42 | 23.5 | 8.87 |
| | -508.8 | 363.7 | 184.75 | | 42 | 23.5 | 3.87 |
| I_1 | -731.3 | 322.3 | | 233 | 26.82 | 5.25 | 10.8 |
| I_2 | -731.3 | 322.3 | | 233 | 26.82 | 15.75 | 10.8 |
| I_3 | -655.18 | 397.5 | | 258.5 | 26.82 | 27.5 | 10.8 |
| I_4 | -655.18 | 397.5 | | 258.5 | 26.82 | 40.5 | 10.8 |
| Fr (toi) | | | 56.33 | | 21 | 23.5 | 10.8 |
| Fr (p n1) | | | 4.84 | | 21 | 23.5 | 8.87 |
| Fr (p n1) | | | 15.59 | | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | $R_H = 280.3$ | | 42 | 23.5 | 6.9 |
| | | | | $R_v = 983$ | 26.82 | 23.5 | 10.8 |

Tableau 56 : Vent sur pignon Vd3 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,7$)

• **Calcul de M_R :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 983 \times 23.5 = 25066.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 983 \times 26.82 + 280.38 \times 6.9 = 28298.68 \text{ kN.m}$$

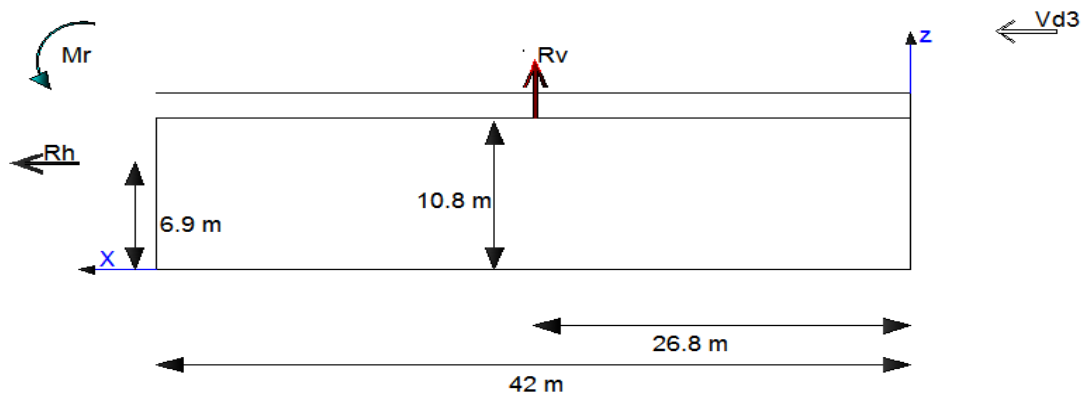


Figure 69 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vd3.

h. Vent sur pignon avec Vs3 suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$)

Les forces parallèles au vent et les forces verticale sont regroupées dans les tableaux suivant :

| zone | $qj (N/m^2)$ | $S (m^2)$ | $FH (KN)$ | $FV (KN)$ | Point d'application | | |
|-------------|--------------|-----------|----------------|----------------|---------------------|--------|--------|
| | | | | | $X(m)$ | $Y(m)$ | $Z(m)$ |
| E | -594.66 | 106.2 | 63.15 | | 42 | 23.5 | 8.87 |
| | -559.86 | 363.7 | 203.6 | | 42 | 23.5 | 3.87 |
| I_1 | -823.02 | 322.3 | | 268 | 26.82 | 5.25 | 10.8 |
| I_2 | -823.02 | 322.3 | | 268 | 26.82 | 15.75 | 10.8 |
| I_3 | -791.25 | 397.5 | | 312.1 | 26.82 | 27.5 | 10.8 |
| I_4 | -791.25 | 397.5 | | 312.1 | 26.82 | 40.5 | 10.8 |
| $Fr (toi)$ | | | 56.33 | | 21 | 23.5 | 10.8 |
| $Fr (p n1)$ | | | 4.84 | | 21 | 23.5 | 8.87 |
| $Fr (p n1)$ | | | 15.59 | | 21 | 23.5 | 3.87 |
| | | | $R_H = 280.38$ | | 45.76 | 23.5 | 7.34 |
| | | | | $R_v = 1160.2$ | 26.82 | 23.14 | 10.8 |

Tableau 57 : Vent sur pignon Vs3 avec suppression intérieur ($C_{pi} = 0,8$)

• **Calcul de M_R :**

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 1160.2 \times 23.14 = 26847.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 1160.2 \times 26.82 + 280.38 \times 7.34 = 33174.55 \text{ kN.m}$$

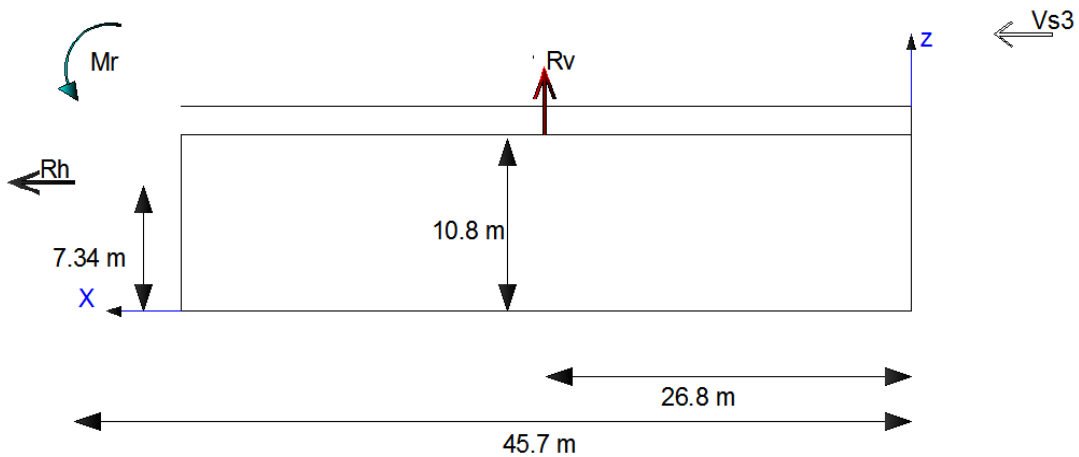


Figure 70 : Résultante horizontale et verticale des forces dues au vent sur long pan Vs3 ($C_{pi} = 0,8$)

11.2.2 Cas du séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation, et le moment stabilisateurs sera calculé en prenant en compte le poids totale équivalant au poids de la structure, au poids des fondations, et éventuellement au poids du remblai (**RPA 99 version 2003 Art 4.4.1**).

• **Réactions à la base**

| Le mode | Force (kn) | | | Moment (kn . m) | | |
|------------|------------|-------|---------|-----------------|----------|----------|
| | F_x | F_y | F_z | M_{xx} | M_{yy} | M_{zz} |
| CQC | 69,22 | 63,35 | 2510,51 | 57118,07 | 59435,26 | 1450,82 |

Tableau 58 : réaction à la base dues aux effets sismique

N.B : Vu que l'effort Fz est positif, donc il ne crée aucun moment de renversement.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = 57118,07 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{R/yy} = 59435,26 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

- **Le poids de la structure**

- **Poids de la superstructure**

Le poids propre de la structure données par le robot 2013.

$$G = 1882,19 \text{ kn}$$

- **Poids de l'infrastructure**

- **Les semelles des poteaux**

$$Ps_{\text{poteau}} = 159.1 \times 24 = 3818.4 \text{ kn}$$

- **Les semelles des potelets**

$$Ps_{\text{potelet}} = 3.7 \times 10 = 37 \text{ kn}$$

- **Les longrines**

$$Pl = 63.7 \times 25 = 1592.5$$

Le poids total de la structure : **7331 kn**

11.3 Le Détermination des moments stabilisateurs renversants (M_R)

$$M_{st/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{st/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/xx} = P_T \times Y_G = : 7331 \times 21 = 153932 \text{ kn}$$

$$M_{st/yy} = P_T \times X_G = : 7331 \times 23.5 = 172278.5 \text{ kn}$$

11.4 Vérification au renversement de la structure :

| | | <i>Cpi</i> | <i>MR (kN.m)</i> | | <i>MSt (kN.m)</i> | | | | |
|--------------------|------------------------------|------------|------------------|------------|-------------------|------------|----------|-----------------|-----------------|
| | | | <i>/xx</i> | <i>/yy</i> | <i>/xx</i> | <i>/yy</i> | | | |
| Cas du vent | vent sur Lang pan vs1 | +0.8 | 41608.3 | 52665 | 153932 | 172278.5 | | | |
| | | -0.5 | 14649.73 | 19340.6 | | | | | |
| | Vent sur Lang pan Vs2 | +0.8 | 41834.97 | 47943.87 | | | | | |
| | | -0.23 | 8418.9 | 9867 | | | | | |
| | Vent sur pignon Vs 3 | +0.8 | 26847.08 | 33174.55 | | | | | |
| | | +0.7 | 25066.5 | 28298.68 | | | | | |
| | Vent sur pignon Vs4 | +0.8 | 38907.06 | 35974.76 | | | | | |
| | | -0.5 | 5085.07 | 4322.54 | | | | | |
| | Cas du séisme | | | 57118,07 | | | 59435,26 | 0,8. <i>Mst</i> | 0,8. <i>Mst</i> |
| | | | | | | | | 818344 | 4812548 |

Tableau 59 : vérification au renversement de la structure

11.5 Calcul du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\text{\S}1 + \text{\S}2) mm \geq 40 mm \text{ (4.19 RPA)}$$

§1 et § 2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.4.3 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

En prend juste le déplacement selon y de la partie la plus longue $L = 42 m$ qui est de 7 mm.

$$\text{Donc : } d_{min} = 15 + (14 + 14) = 43 mm$$

Donc pour raison de sécurité, on opte pour un joint sismique de 10 cm.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'approfondir nos connaissances déjà acquise durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Le dimensionnement des différents éléments de la structure s'est fait avec le calcul statique, sans tenir compte des surcharges sismiques et cela due à la légèreté de notre structure.
- Les actions du vent sont plus défavorables dans les structures métalliques.
- Durant l'étude de la structure on remarque que la plupart des éléments sont dimensionnés vis-à-vis au déversement et cela est dû au risque major que peu produire ce phénomène.
- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté et rapidité d'exécution .ce qui de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- La forme de la structure joue un rôle très important sur la disposition des poteaux (orientation des axes faible et fort).
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité les connexions et de l'utilisation de système de contreventement.
- La modélisation doit, autant que possible, ce qui permet d'avoir un bon comportement de la structure proche du réel.

En notation finale, remarquez que ce projet qui est nos tout premières expériences pratique m'est très bénéfique et j'espère que ce modeste travail sera un guide pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] B .T construction métallique aide projet
- [2] Règlement neige est vent Algérien (RNVA 99)
- [3] DTR BC.2.2 (charges et surcharges d'exploitation) ;
- [4] Calcule des éléments résistant d'une construction métallique,
Lahlou dahmani, office des publications universitaires, 2009.
- [5] Calcule des éléments selon l'Euro code 3.
- [6] Calcul des structures métalliques selon l'Euro code 3, Jean Morel, Edition
Eyrolles Paris, troisième tirage 2008.
- [7] Règle de conception et de calcule des structures en acier (CCM97) ;
- [8] Règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifié 2003) ;
- [9] L'Euro code 3-4 et document d'application nationale, préface de
JACQUES Brozzoti Eyrolles 1996
- [10] Construction métallique : exemple numérique adopté aux eurocodes
JACQUES Brozzoti , MANEFRED A. hirt, ROLTE Bez , 1° Ed .Lausanne : Presse
polytechnique et universitaire romande, 1995.
- [11] Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique) ;
- [12] Béton armé aux états limites (BAEL 91) ;
- [13] Règles de calcul des fondations superficielles.

ANNEXE A

[1] Rapport du sol (document joint)

ANNEXE B

[1] Vue de face (document joint)

[1] Vue en plan (document joint)

[1] Plan des fondations (document joint)